

Comportamiento de los diques en talud
frente a la acción del oleaje y criterios
para el reparto de la probabilidad
conjunta de fallo en la vida útil

Tesis Doctoral

Doctoranda: María Clavero Gilabert

Programa de Doctorado: Planificación, fiabilidad y riesgo en la Ingeniería Civil

Grupo de Puertos y Costas

Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica

Centro Andaluz de Medio Ambiente

Universidad de Granada

Dirigida por:

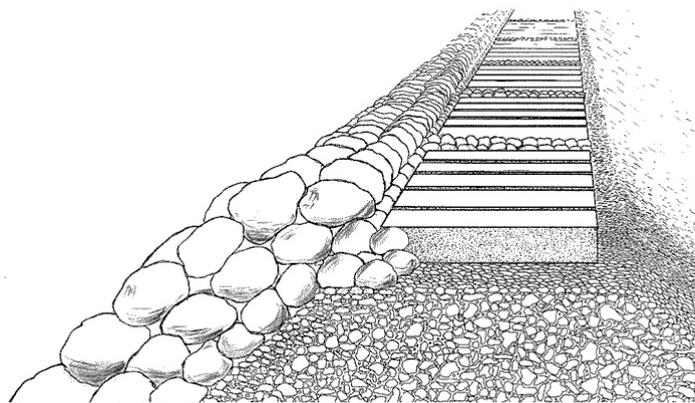
Miguel Ángel Losada Rodríguez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Miguel Ortega Sánchez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

A mi sobrina María,
por alegrar el duro tramo final de este largo camino.



Dique romano de bloques de hormigón (de la Peña, Prada y Redondo)

“Suele creerse que en las cosas del mar la indeterminación tiene que ser mucho mayor que en lo demás de la ingeniería, y por eso nos hemos dado pronto por satisfechos...”

Eduardo de Castro. Diques de Escollera (1933)

Agradecimientos

En el largo camino que supone realizar una tesis doctoral muchas son las personas que de un modo u otro participan en ella, y por ello quisiera mostrar mi más sincero agradecimientos a todos ellos.

En primer lugar, quisiera agradecer a Miguel Losada por haberme transmitido su pasión por la investigación, por su cercanía y su dedicación, por la formación que me ha brindado, por sus palabras de aliento en los malos momentos y por las risas compartidas en los buenos.

Agradezco especialmente a Miguel Ortega el esfuerzo realizado en la co-dirección de esta tesis, por su ayuda constante, su buen hacer y sus inestimables consejos. ¡Quién me iba a decir a mi cuando nos conocimos hace 15 años que iba a acabar dirigiendo mi tesis!. Estoy convencida que no he podido encontrar un co-director mejor.

A todos mis compañeros del Grupo de Dinámica de Fluidos Ambientales, presentes y pasados, porque todos con los que se comparte el día a día acaban dejando huella en nuestras vidas. En especial a Izaskun, Damiano, Simona, Chris, Guille, Paco y los chicos del tanque, que de una manera u otra han colaborado en la elaboración de esta Tesis. A Alberto, Elena y Javi, por su ayuda en las gestiones de depósito de tesis, y por las charlas de apoyo mutuo que tanto me han ayudado. A David, por la colaboración en la realización de los ensayos de rebase. Y a Antonio, mi maestro en el laboratorio.

Le agradezco a la Autoridad Portuaria de Gijón por facilitarme los datos del dique de Aboño necesarios para su modelización, en especial a Jose Moyano y Mario de Miguel.

No puedo olvidar el magnifico recibimiento y el buen trato que me dieron los integrantes del Laboratorio de Oleaje del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Rodolfo Silva, Edgar,

Jose Luis, Noé, Gustavo y Gregorio. Agradezco especialmente a Edgar el trabajo tan meticuloso en la realización y análisis de los ensayos, y su continua disposición a enviar datos y resolver dudas.

Un agradecimiento muy especial a Isa, Juan y Marian, compañeros y amigos. Lo segundo vino después de lo primero y le ganó con creces. Sin ellos este camino no habría sido el mismo.

Quisiera agradecer especialmente a mi familia por todo el apoyo que me ofrecen. A mi padre, quien me ha inculcado la importancia de una buena formación, y que seguramente es la persona a la que más ilusión le hace la presentación de esta tesis; a mi madre, que me quiere y me cuida como sólo una madre puede hacerlo, y a la que algún día me gustaría poder parecerme aunque fuese sólo un poquito; a mi hermana, esa persona que sabes que siempre estará ahí; y a mis sobrinos, Santi, Ana y María, porque sólo con verlos me alegran el día. María además se ha ganado la dedicatoria de esta tesis por nacer en estos días de locos de finalización de la tesis, resultando ser la mejor terapia frente a los nervios de última hora.

Y a ti Jorge, te agradezco tu paciencia y tu comprensión ante las ausencias, el eterno cansancio, el mal humor, las horas extra de trabajo y los otros tantos y tantos “daños colaterales” que traen consigo la realización de una tesis. Y por encima de todo, te agradezco que me hayas puesto los pies en la tierra más de una vez, cuando en los malos momentos pensaba que el mundo se me venía encima, y me has ayudado a ver que no era para tanto.

Resumen

Un puerto es un lugar en la costa o en las orillas de un río que por sus características, naturales o artificiales, sirve para que las embarcaciones realicen operaciones de carga y descarga, embarque y desembarque, etcétera. Debe disponer por tanto de un área abrigada, que en caso de no existir de manera natural, debe obtenerse de manera artificial, mediante la construcción de diques de abrigo. Estos diques pueden tener distintas tipologías, dependiendo de las características particulares de cada caso. Las tipologías principales son: (1) dique vertical, (2) dique en talud y (3) dique mixto.

En España, la tipología de dique más usada tradicionalmente es la de dique en talud, que se puede emplear ante cualquier condición del oleaje (olas sin rotura, rompiendo o rotas). Son obras compuestas por elementos granulares, cuyo cuerpo central consta de una secuencia de mantos conformando una transición entre el núcleo de todo uno de cantera y el manto principal que, construido mediante piezas naturales o artificiales, es el elemento resistente frente a la acción del oleaje. Cuando el oleaje supera un cierto umbral energético, los elementos del manto principal comienzan a cabecear en su posición, golpear a elementos adyacentes, o a ser extraídos y desplazados de su posición original, provocando cambios sustanciales de la geometría, y el deterioro, desgaste e incluso rotura de los elementos. Otros de los fallos posibles que puede sufrir un dique en talud son el deslizamiento o vuelco del espaldón, erosiones en berma o mantos, o rebase.

Por ello, y debido a su importancia, en esta tesis doctoral se profundiza en el conocimiento del comportamiento hidrodinámico de los diques en talud con objeto de optimizar su diseño. Para ello se ha planteado el estudio del dique en talud frente a dos modos de fallo principales: (1) un modo de fallo adscrito a estados límite operativos y (2) un modo de fallo adscrito a estados límite últimos.

Un estado límite operativo es aquel en el que se reduce o se suspende temporalmente la explotación portuaria por causas externas a la obra, sin que haya daño estructural en ella (ROM0.0, 2001). El modo de fallo “rebase” está adscrito a este estado límite. Tradicionalmente en el estudio del rebase no se ha tenido en cuenta la importancia de los procesos de interacción oleaje-dique (reflexión, transmisión y disipación) en su ocurrencia y magnitud. Se plantea por tanto un campo abierto de estudio, en el que debe plantearse el problema del rebase como un fenómeno implícito en el que causas y efectos están mutuamente interrelacionados. Así, en el Capítulo 3 se ha avanzado en el estudio del rebase sobre un dique en talud, analizando la importancia de los procesos de interacción oleaje-dique en el rebase. Se han analizado los procesos que producen rebase, concluyéndose que el tipo de rotura condiciona el proceso. Posteriormente se ha planteado la formulación del problema, analizando los monomios adimensionales de los que depende el fenómeno, y proponiendo una metodología para el estudio numérico del mismo mediante una simulación de Monte Carlo.

Para la validación experimental del problema se ha planteado una campaña de ensayos en canal de oleaje, sobre un dique en talud, en los que se ha medido el rebase producido por oleajes de diferentes alturas y periodos sobre el dique, así como la reflexión, transmisión y disipación del dique. Se han realizado ensayos con oleaje regular e irregular.

De los ensayos realizados bajo oleaje regular se ha podido comprobar cómo la ocurrencia del rebase se produce según los procesos que se han propuesto, verificándose que el rebase se produce para todos los tipos de rotura observados, siendo en el caso de rotura en voluta una combinación del aumento del nivel medio y la ocurrencia de una altura de ola de magnitud importante, mientras que en el caso de roturas en colapso y oscilación el rebase viene provocado por el aumento de la reflexión, que aumenta el valor de la altura de ola total frente al dique.

Por otro lado, de los ensayos realizados bajo oleaje irregular se observa que la ocurrencia y magnitud del rebase en un estado de mar depende de la secuencia individual de olas que inciden sobre el dique. Ha podido comprobarse que los procesos de ocurrencia de rebase están condicionados a dicha secuencia de olas y que se combinan los procesos de ocurrencia observados para oleaje regular.

Por otro lado, se considera estado límite último aquel que produce la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra, o de una parte de ella (ROM0.0, 2001). Uno de los modos de fallo principales respecto a la estabil-

idad de un dique en talud es la extracción de piezas del manto principal, ya que la avería puede progresar de tal manera que continúen saliendo piezas de los mantos secundarios llegando al núcleo, lo que produce la destrucción del dique. El diseño tradicional de los diques en talud se basa en la elección de una ola de cálculo, a partir de la cual se define el peso de las piezas del manto principal. Esta ola de cálculo, asociada a una probabilidad de fallo, no es la altura de ola máxima que puede incidir sobre el dique. Por ello, ante situaciones de temporal los diques en talud pueden sufrir averías de diferente consideración, siendo necesarias actuaciones de reparación de las obras. El objetivo de esta parte del trabajo, que se trata en el Capítulo 4, es optimizar el diseño de los diques en talud, buscando una sección de máxima estabilidad, en la cual no se produzca extracción de piezas ante ningún estado de mar, y por tanto eliminando de los costes del dique aquellos debidos a mantenimiento y reparación. Para ello, partiendo de los resultados de Benedicto (2004), que obtenía una sección de máxima estabilidad a partir de una serie de ensayos sobre un dique en talud homogéneo, se han realizado las siguientes actividades:

- Se han repetido los ensayos realizados por Benedicto (2004) a diferente escala, a fin de verificar los resultados.
- Se han realizado ensayos sobre una sección de máxima estabilidad con núcleo impermeable.

A partir de los ensayos realizados se ha observado que el perfil final de estabilidad obtenido no depende de las condiciones iniciales del ensayo ni del tipo de oleaje ensayado. Se ha encontrado que para cada altura de ola se tiene un perfil que es estable para ella y para las alturas de ola inferiores, que sólo se modifica si se aumenta la altura de ola. La repetición de los ensayos verifica el comportamiento del dique en los ensayos previos, obteniéndose por tanto una sección de dique de máxima estabilidad, caracterizada por una sección tipo en S y una colocación organizada de las piezas en los tres taludes que componen el dique. Finalmente se ha ensayado en modelo físico la sección de máxima estabilidad con núcleo impermeable, observándose un comportamiento similar al de la sección de máxima estabilidad obtenida en los ensayos anteriores. Se ha obtenido por tanto un nuevo diseño de dique en S, versión mejorada del dique berma, que permitirá reducir el peso de las piezas del manto principal y reducirá o eliminará los costes de mantenimiento y reparación del dique.

Finalmente, la optimización del dique puede realizarse mediante actuaciones bien sobre el cuerpo central del mismo, o bien sobre la cimentación o la superestructura. En la tercera parte del trabajo, contenida

en el Capítulo 5 se ha desarrollado la metodología para el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de un dique de abrigo. Posteriormente se han elegido tres modos de fallo adscritos a ELU de un dique en talud y se ha calculado la probabilidad de fallo conjunta en el caso de modos mutuamente excluyentes. Asimismo, se han establecido los criterios para realizar el reparto de la probabilidad de fallo entre los modos principales de fallo seleccionados para un dique.

En este Capítulo se ha demostrado la importancia que tiene en la optimización del diseño de un dique de abrigo la adecuada selección del diagrama de modos de fallo de dicho dique, ya que en esta selección se basan los posteriores cálculos de la probabilidad conjunta de fallo y el reparto de dicha probabilidad entre los modos elegidos. Mediante la anulación de la probabilidad de fallo de cada uno de los modos seleccionados se ha comprobado cómo mayores inversiones en partes concretas de la obra no implican necesariamente un aumento de la estabilidad total del dique. Se ha comprobado además que es necesario conocer la evolución de la avería de cada modo de fallo para evaluar qué inversiones son las más rentables frente a la estabilidad de la obra.

Lista de símbolos

Capítulo 2

α_b	Ángulo del talud de barlomar de la berma
α_s	Ángulo del talud de sotamar
α_t	Ángulo del talud de barlomar del manto principal
β	Pendiente del fondo en el frente de la sección
Δh_L	Altura de las variaciones de columna de agua debido a marea meteorológica
ΔT_L	Periodo de las variaciones de columna de agua debido a marea meteorológica
η_{MA}	Carrera de marea meteorológica
γ_b	Factor de corrección por berma
γ_f	Factor de corrección por rugosidad
γ_s	Peso específico de los materiales que componen el dique
γ_w	Peso específico del agua
\mathfrak{D}'_*	Disipación por unidad de tiempo
\mathfrak{F}_i	Flujo medio de energía incidente
\mathfrak{F}_r	Flujo medio de energía reflejada
\mathfrak{F}_t	Flujo medio de energía transmitida
μ	Viscosidad dinámica del agua
ν	Viscosidad cinemática del agua
ϕ	Ángulo de rozamiento interno del terreno

ϕ_R	Fase del coeficiente de reflexión
ϕ_T	Fase del coeficiente de transmisión
Ψ	Función de estabilidad
σ_k	Resistencia característica de los materiales que componen el dique
θ	Ángulo de incidencia del oleaje
ξ	Altura de la lámina de agua que alcanza la coronación
A_u, B_u	Coefficientes de ajuste para el cálculo de la cota de ascenso de la lámina sobre el talud
B	Anchura del cuerpo central del dique o la superestructura
c	Cohesión del terreno
C_f	Coefficiente de fricción equivalente
C_g	Velocidad de propagación de la energía del movimiento oscilatorio
D	Diámetro medio de las piezas del medio poroso
D_*	Coefficiente de disipación
e_{cs}	Espesor de las capas del suelo
E_k	Propiedad mecánica de los materiales que componen el dique
e_{ss}	Espesor de sedimentos
F_c	Cota de coronación de la superestructura
F_t	Cota de coronación del manto principal
g	Aceleración de la gravedad
H	Altura de ola
h_0	Profundidad de agua a pie de dique
H_b	Altura de ola de rotura en el talud
h_b	Profundidad de agua a pie de berma inferior
h_e	Cota de coronación de enrase del cuerpo central
H_I	Altura de ola incidente

H_{m0}	Altura de ola de momento de orden cero
h_p	Cota de coronación de paseo
H_T	Altura total de ola
I_r	Número de Iribarren
k	Número de onda
K_R	Módulo del coeficiente de reflexión
K_s	Rugosidad del lecho
K_T	Módulo del coeficiente de transmisión
L	Longitud de onda del oleaje
l_b	Anchura de la berma inferior
l_s	Anchura de la berma interior superior
l_t	Anchura de la berma superior
n	Porosidad de los mantos del dique
q	Caudal medio de rebase por unidad de longitud
R_u	Cota de ascenso de la lámina sobre el talud
T	Periodo del oleaje
T_*	Periodo característico del oleaje
T_{MA}	Periodo de marea meteorológica
T_z	Periodo medio del oleaje
W_p	Peso de las piezas del manto principal

Capítulo 3

α_t	Ángulo del talud de barlomar del manto principal
β	Pendiente del fondo en el frente de la sección
Δh_L	Altura de las variaciones de columna de agua debido a marea meteorológica
ΔT_L	Periodo de las variaciones de columna de agua debido a marea meteorológica

η_{MA}	Carrera de marea meteorológica
γ_f	Parámetro de rugosidad
θ	Ángulo de incidencia del oleaje
ξ	Altura de la lámina de agua que alcanza la coronación
ξ_{max}	Cota máxima de rebase
B	Anchura del cuerpo central del dique o la superestructura
b_t	Anchura del cuerpo central del dique
D^*	Disipación
F_c	Cota de coronación de la superestructura
H	Altura de ola
h_0	Profundidad de agua a pie de dique
H_{inc}	Altura de ola incidente en los ensayos
H_S	Altura de ola significante
I_r	Número de Iribarren
k	Número de onda
K_R	Módulo del coeficiente de reflexión
K_T	Módulo del coeficiente de transmisión
L	Longitud de onda del oleaje
n	Porosidad
N_o	Número de olas en el estado de mar
N_r	Número de olas que rebasan en el estado de mar
q	Caudal promedio de rebase
R_u	Cota de ascenso de la lámina sobre el talud
Re	Número de Reynolds
T	Periodo del oleaje
T_{MA}	Periodo de marea meteorológica

T_R Periodo de retorno

Capítulo 4

α, β Ángulos de equilibrio de las piezas en el talud intermedio

α_2 Inclinación del talud intermedio

α_s Inclinación del talud

β Inclinación del fondo ante el dique

$\Delta\theta$ Parámetro de evolución de la avería: incremento angular entre el perfil original y el deformado en el pie

δ_r Peso específico de las piezas del manto principal

γ Parámetro de forma de pico del espectro JONSWAP

γ_r Peso específico de los materiales que componen el dique

γ_w Peso específico del agua

μ Viscosidad cinemática

Ψ Función de estabilidad

σ_{highfreq} Ancho de base del espectro después de la frecuencia de pico

σ_{lowfreq} Ancho de base del espectro antes de la frecuencia de pico

θ Ángulo de incidencia del oleaje

A_d Parámetro de evolución de la avería: máxima distancia horizontal de avance entre el perfil original y el deformado

b Anchura del talud intermedio

D^* Disipación

F_c Cota de coronación de la superestructura

F_I Flujo de energía incidente

F_R Flujo de energía reflejado

F_T Flujo de energía transmitido

F_t Cota de coronación del manto principal

g Aceleración de la gravedad

H	Altura de ola
h_0	Profundidad de agua a pie de dique
h_2	Profundidad máxima sobre el talud intermedio
H_d	Altura de ola de diseño
$H_{i,0}$	Altura de ola incidente inicial del ensayo
$H_{i,max,gen}$	Altura de ola máxima de generación en canal de oleaje
H_{inc}	Altura de ola incidente
Ir	Número de Iribarren
R_h	Parámetro de evolución de la avería: distancia horizontal entre el perfil original y el deformado en el nivel medio
S_r	Peso específico relativo
SP_i	Perfil de equilibrio deformado
T	Periodo del oleaje
T_p	Periodo de pico del oleaje
W_p	Peso de las piezas del manto principal

Capítulo 5

β	Índice de fiabilidad
Φ	Función de probabilidad acumulada estándar
p_{ELU}^*	Probabilidad conjunta de fallo
$p_{f,EL,j}$	Probabilidad de fallo del modo j en la fase de proyecto
$p_{f,EL}$	Probabilidad de fallo o parada del conjunto de los N modos de fallo o parada
p_f	Probabilidad de fallo
$r_{f,ELO}$	Operatividad en la fase de servicio
V	Vida útil del tramo

Índice general

Agradecimientos	I
Resumen	III
Lista de Símbolos	VII
Índice general	XIII
Índice de figuras	XVII
Índice de tablas	XXIII
1. Introducción	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Organización del trabajo	4
2. Conceptos generales de los diques de abrigo	7
2.1. Introducción	7
2.2. Tipología de diques de abrigo	7
2.2.1. Geometría de una sección tipo	8
2.3. Caracterización de una tipología	13
2.3.1. Parámetros geométricos	14
2.3.2. Parámetros de proyecto	14
2.3.3. Agentes predominantes: Oscilaciones del mar	15
2.4. Procesos de transformación del oleaje	16
2.4.1. Reflexión	17
2.4.2. Transmisión	17
2.4.3. Disipación	18
2.4.4. Ecuación de transformación de la energía	18
2.4.5. Transformación del oleaje según la tipología	20
2.5. Dique de abrigo en talud	22
2.5.1. Formulación para el cálculo del rebase	23
2.5.1.1. Cálculo de ascenso máximo y mínimo	23

2.5.1.2.	Cálculo del caudal instantáneo medio de rebase	25
2.5.2.	Formulación para el cálculo del peso de las piezas del manto principal	25
2.6.	Efecto escala en los ensayos en diques en talud	27
2.7.	Conclusiones del Capítulo	30
3.	Estudio del rebase de los diques en talud	33
3.1.	Introducción	33
3.2.	Procesos de rebase	34
3.3.	Formulación del problema	36
3.3.1.	Análisis dimensional	37
3.3.2.	Estudio analítico del problema del rebase	39
3.4.	Revisión del estado del arte en el estudio del rebase en diques	41
3.5.	Validación experimental	44
3.5.1.	Introducción	44
3.5.2.	Dispositivo experimental	44
3.5.2.1.	Adquisición de datos	45
3.5.3.	Control de las oscilaciones del canal	46
3.5.4.	Ensayos realizados	46
3.5.5.	Metodología de análisis de datos	47
3.5.5.1.	Oleaje regular	47
3.5.5.2.	Oleaje irregular	53
3.6.	Conclusiones	58
4.	Dique en S	61
4.1.	Introducción y objetivos	61
4.1.1.	Introducción	61
4.1.2.	Objetivos	65
4.2.	Estado del arte	66
4.2.1.	Resultados de Benedicto (2004)	68
4.3.	Verificación experimental de los resultados previos	72
4.3.1.	Antecedentes	72
4.3.2.	Descripción de los ensayos	73
4.3.2.1.	Dispositivo experimental	73
4.3.2.2.	Características de los modelos	74
4.3.2.3.	Procedimiento experimental	75
4.3.3.	Metodología de análisis de datos	78
4.3.3.1.	Experimento EV-I	80
4.3.3.2.	Experimentos EV-II, EV-III y EV-IV	87
4.3.3.3.	Comparación de datos	87

4.3.4.	Conclusiones parciales: comparación con resultados previos	97
4.3.4.1.	Perfil final de equilibrio	97
4.3.4.2.	Auto-organización de las piezas	100
4.4.	Dique en S con núcleo impermeable	101
4.4.1.	Descripción de los ensayos	101
4.4.1.1.	Dispositivo experimental	101
4.4.1.2.	Características del modelo	102
4.4.1.3.	Procedimiento experimental	106
4.4.2.	Datos obtenidos	106
4.4.3.	Conclusiones	109
4.5.	Conclusiones del Capítulo	112
5.	Probabilidad conjunta y reparto de probabilidades	115
5.1.	Introducción	115
5.2.	Objetivos	116
5.3.	Cálculo de la probabilidad conjunta de fallo	116
5.3.1.	Diagrama de modos	119
5.3.1.1.	Ocurrencia excluyente y dependencia estadística	119
5.3.1.2.	Clasificación de los modos a los efectos de su verificación	120
5.4.	Métodos para el reparto de la probabilidad conjunta	120
5.4.1.	Reparto a priori de la probabilidad y cuantificación del coste total anual del tramo	120
5.4.1.1.	Evaluación de la incertidumbre	121
5.4.1.2.	Cálculo del coste esperado de los daños anuales	121
5.4.1.3.	Cálculo de los costes anuales equivalentes: inversión y total	122
5.4.2.	Reparto en las fases de la obra	124
5.4.2.1.	Máxima probabilidad conjunta en la fase de construcción.	124
5.4.2.2.	Reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la fase de construcción	125
5.5.	Criterios de reparto de probabilidad conjunta	125
5.5.1.	Modos de fallo	126
5.5.1.1.	Evolución del daño	128
5.5.2.	Probabilidad conjunta de fallo	128
5.5.2.1.	Modos de fallo mutuamente excluyentes	129
5.5.2.2.	Criterios de reparto de la probabilidad de fallo conjunta	130
5.5.2.3.	Reparto de la probabilidad conjunta de fallo	136

5.6. Conclusiones del Capítulo	140
6. Conclusiones y futuras líneas de trabajo	141
6.1. Conclusiones	141
6.2. Futuras líneas de trabajo	146
A. Características del Dique de Aboño	147
A.1. Zona de estudio. Dique prototipo.	147
A.1.1. Clima marítimo de la zona de estudio.	149
A.2. Modelo a escala.	150
B. Datos de los ensayos de verificación	153
B.1. Experimento EV-II	153
B.2. Experimento EV-III	159
B.3. Experimento EV-IV	165
C. Limitaciones técnicas de control de laboratorio	171
C.1. Características técnicas de los laboratorios	171
C.1.1. Canal de ola-corriente del CEAMA-UGR	171
C.1.2. Canal de oleaje del Instituto de Ingeniería - UNAM	172
C.2. Limitaciones técnicas de control de laboratorio	172
C.2.1. Generación de ondas en 2-D	172
C.2.1.1. Aplicación	178
C.2.2. Reflexión del oleaje	179
C.2.2.1. Soluciones	179
C.2.3. Ondas transversales	182
C.2.3.1. Fundamento teórico	182
C.2.3.2. Correcciones	184
C.2.4. Ondas largas	185
C.2.4.1. Fundamento teórico	185
C.2.4.2. Corrección	188
C.2.5. Crestas secundarias	188
C.2.6. Conclusiones	190
Bibliografía	193

Índice de figuras

2.1. Sección tipo de un dique vertical (ROM 1.1, Borrador).	9
2.2. Sección tipo de un dique mixto (ROM 1.1, Borrador).	10
2.3. Sección tipo de un dique en talud (ROM 1.1, Borrador).	11
2.4. Sección tipo de un dique berma con núcleo y mantos (ROM 1.1, Borrador).	12
2.5. Sección tipo de un dique berma multicapa (ROM 1.1, Borrador).	12
2.6. Sección tipo de un dique sumergido en talud (ROM 1.1, Borrador).	13
2.7. Caracterización de una tipología: parámetros geométricos, de proyecto y agentes.	16
2.8. Reparto de los flujos de energía en presencia de una obra (ROM 1.1, Borrador).	19
2.9. Influencia de la reflexión en la acción del oleaje sobre el talud (Benedicto, 2004).	21
2.10. Coeficientes de ajuste para el cálculo del ascenso de la lámina de agua en función de la porosidad (Losada, 1990).	24
2.11. Propagación del oleaje en un dique vertical poroso.	28
2.12. Diagrama de Amortiguamiento de la envolvente de altura de ola.	29
3.1. Esquema de ocurrencia del fenómeno de rebase sobre un dique en talud.	33
3.2. Rotura del oleaje (tomada de Horikawa, 1988).	35
3.3. Esquema de análisis del suceso rebase (a) rebase máximo (b) evolución temporal del rebase.	36
3.4. Dispositivo experimental de adquisición de datos en los ensayos de rebase.	45
3.5. Sensores 8, 9 y 10 a sotamar del dique.	45
3.6. Estados de rebase para H_{inc}/h_0 en ensayos con oleaje regular.	48
3.7. Cota máxima de rebase en ensayos con oleaje regular.	49
3.8. Coeficiente de reflexión en ensayos con oleaje regular.	49

3.9. Tipo de rotura frente a cota de rebase en ensayos con oleaje regular.	50
3.10. Comparativa de factores que influyen en la ocurrencia del rebase.	52
3.11. Registro del suceso rebase en los sensores de sotamar.	54
3.12. Análisis detallado del registro de oleaje a pie de dique anterior a la ocurrencia del suceso rebase	55
3.13. Ejemplo de rebase tipo 1.	56
3.14. Ejemplo de rebase tipo 2.	56
3.15. Ejemplo de rebase tipo 3.	57
3.16. Ejemplo de rebase tipo 4.	57
4.1. Sección tipo de un dique en talud.	63
4.2. Parámetros esenciales de un dique en talud.	64
4.3. Dispositivo experimental de los ensayos realizados por Benedicto (2004).	69
4.4. Perfil final de equilibrio obtenido por Benedicto (2004).	71
4.5. Auto-organización de los cubos en la sección final.	71
4.6. Reparto de flujos de energía (Benedicto, 2004).	72
4.7. Dispositivo experimental de los ensayos realizados en la UNAM.	74
4.8. Medida del perfil deformado.	77
4.9. Procedimiento experimental según Benedicto (2004): (1) Evolución de alturas de ola en cada ciclo de ensayo; (2) Evolución del movimiento de piezas en cada ciclo de ensayo; (3) Criterio de cambio de ciclo.	77
4.10. Parámetros de evolución de la avería según Benedicto (2004).	79
4.11. Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-I.	81
4.12. Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-I.	82
4.13. Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-I: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0 . La línea indica el ajuste lineal de los datos medidos.	83
4.14. Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-I.	84
4.15. Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-I.	85
4.16. Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-I.	86
4.17. Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-I.	87
4.18. Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-I y EV-II.	89

4.19. Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-III y EV-IV.	89
4.20. Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-I y EV-II.	90
4.21. Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-III y EV-IV.	91
4.22. Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-I y EV-II.	92
4.23. Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-III y EV-IV.	92
4.24. Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-I y EV-III.	93
4.25. Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-II y EV-IV.	94
4.26. Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-I y EV-III.	94
4.27. Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-II y EV-IV.	95
4.28. Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-I y EV-III.	96
4.29. Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-II y EV-IV.	96
4.30. Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-I (UGR) y EV-I (UNAM).	98
4.31. Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-II (UGR) y EV-II (UNAM).	98
4.32. Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-III (UGR) y EV-III (UNAM).	99
4.33. Comparación de los perfiles de equilibrio de los ensayos previos (UGR) y de verificación (UNAM).	100
4.34. Dispositivo experimental de los ensayos realizados sobre un dique en S con núcleo impermeable.	102
4.35. Colocación de las piezas en el perfil de equilibrio.	103
4.36. Sección tipo del modelo de dique en S con núcleo impermeable.	104
4.37. Parámetros esenciales en el diseño del dique en S con núcleo impermeable.	104
4.38. Sección del modelo de dique en S con núcleo impermeable.	105
4.39. Talud intermedio del modelo de dique en S con núcleo impermeable.	105
4.40. Reparto de flujos de energía a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.	107

4.41. Coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.	108
4.42. Evolución del tipo de rotura a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.	108
4.43. Esquema de una pieza prefabricada para el talud intermedio del dique en S con núcleo impermeable.	111
4.44. Esquema de colocación de las piezas prefabricadas sobre el talud intermedio del dique en S con núcleo impermeable.	111
5.1. Parámetros de diseño del dique en talud.	131
5.2. Predimensionamiento del espaldón (cotas en metros).	133
5.3. Dimensionamiento del espaldón en el caso 2 (cotas en metros).	138
A.1. Fotografía de la explanada de Aboño.	148
A.2. Batimetría del fondo frente a la explanada de Aboño.	148
A.3. Perfil longitudinal del área frente a la explanada de Aboño	149
A.4. Sección Tipo del dique de Aboño.	149
A.5. Sección Tipo del dique de Aboño.	151
B.1. Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-II.	154
B.2. Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-II.	155
B.3. Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-II: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0	155
B.4. Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-II.	156
B.5. Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-II.	157
B.6. Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-II.	158
B.7. Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-II.	158
B.8. Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-III.	159
B.9. Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-III.	160
B.10. Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-III: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0	161
B.11. Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-III.	162

B.12. Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-III.	163
B.13. Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-III.	164
B.14. Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-III.	164
B.15. Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-IV.	165
B.16. Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-IV.	166
B.17. Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-IV: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0	167
B.18. Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-IV.	168
B.19. Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-IV.	168
B.20. Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-IV.	169
B.21. Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-IV.	170
C.1. Esquema de funcionamiento de una pala de generación en canal de oleaje	173
C.2. Altura de ola frente a periodo para la situación 1.	178
C.3. Altura de ola frente a periodo para la situación 2.	179
C.4. Rampa disipadora porosa del canal de ola-corriente del CEAMA-UGR.	181
C.5. Posición de ejes de coordenadas en el canal (a) en alzado y (b) en planta.	183
C.6. Disipadores ranurados de onda transversal en el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR.	185
C.7. Modos de oscilación longitudinal y transversal para ondas largas en el canal del CEAMA-UGR.	188
C.8. Componentes de onda generadas por una pala tipo pistón (Goda, 1997).	189
C.9. Interacción oleaje-dique semiinfinito poroso (Benedicto, 2004).	190

Índice de tablas

4.1. Inversiones realizadas en construcción de diques de abrigo en España en el año 2006 (Puertos del Estado, 2006).	62
4.2. Alturas de ola en cm asociadas a cada perfil de equilibrio SP_i para cada experimento.	88
4.3. Ensayos realizados sobre el modelo de dique en S con núcleo impermeable.	106
5.1. Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.U.	117
5.2. Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.S.	118
5.3. Operatividad mínima en la fase de servicio	118
5.4. Valor numérico del ISA del tramo y máxima probabilidad de fallo admisible en la fase de construcción.	125
5.5. Coste estimado de la obra.	136
5.6. Coste estimado de la obra.	139

Capítulo 1

Introducción

Se define un puerto como el lugar en la costa o en las orillas de un río que por sus características, naturales o artificiales, sirve para que las embarcaciones realicen operaciones de carga y descarga, embarque y desembarque, etcétera. El puerto debe disponer por tanto de un área abrigada, que en caso de no existir de manera natural, debe obtenerse de manera artificial, para lo cual se construyen los diques de abrigo.

La misión principal de los diques de abrigo, por tanto, es proteger la dársena del puerto de las oscilaciones del mar, principalmente el oleaje. Para ello pueden diseñarse distintas tipologías de dique, dependiendo de las características particulares de cada caso. Las tipologías principales son: (1) dique vertical, (2) dique en talud y (3) dique mixto.

En España, la tipología de dique más usada tradicionalmente es la de dique en talud. Aún hoy día sigue siendo la tipología más proyectada y construida. El modo principal de control del oleaje de un dique en talud es la rotura del oleaje, por ello se suele denominar dique rompeolas.

El diseño, construcción y mantenimiento de diques en España se realiza siguiendo las directrices y recomendaciones marcadas por las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM. Este programa, nacido en 1987, ha permitido hasta la actualidad la publicación de recomendaciones en el ámbito del cálculo de las acciones de proyecto, atlas de clima marítimo, recomendaciones geotécnicas, proyecto y construcción de pavimentos portuarios o proyecto y construcción de canales de acceso y áreas de construcción. Dentro del programa actualmente en curso se ha publicado la recomendación para el procedimiento general y bases de cálculo ROM 0.0 (2001), así como nuevas recomendaciones geotécnicas y de calidad de las aguas litorales. Respecto a los diques de abrigo, las recomendaciones para el proyecto y construcción de obras de abrigo se encuentran actualmente en fase de redacción (ROM1.1, Borrador).

A pesar de ser una tipología tan usada, el diseño de los diques en talud actuales no difiere mucho del que se usaba en la época romana, ya que estos últimos se construían como vertidos de piedras de diferentes tamaños conformando estructuras de escollera en talud. La variedad y complejidad de procesos que suceden en un dique en talud sometido al oleaje pueden ser la causa de que a lo largo de los años no se haya afrontado en profundidad el estudio de los mismos, y por tanto la optimización de la construcción y el diseño de los diques en talud.

La realización de este trabajo está motivada por la necesidad de ahondar en los aspectos de los diques en talud que aún han sido suficientemente estudiados a día de hoy. Así, el análisis del estudio del arte en el campo de los diques en talud muestra cómo en los últimos años se ha redireccionado el análisis de la interacción oleaje-dique, planteando su influencia en procesos tales como el rebase.

Por otro lado, el diseño y construcción actual de diques en talud contempla la avería del dique, necesitándose partidas económicas específicas para el mantenimiento y la reparación de dichos diques. No existe en la actualidad ningún diseño que asegure la máxima estabilidad del dique, y elimine los gastos antes mencionados.

1.1. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es avanzar en el estudio de la optimización del diseño y la construcción de los diques en talud. Para ello se han planteado una serie de objetivos parciales, basados en el estudio del dique en talud frente a dos modos de fallo principales: (1) un modo de fallo adscrito a estados límite operativos y (2) un modo de fallo adscrito a estados límite últimos. A continuación se exponen los objetivos parciales planteados en cada caso.

Un estado límite operativo es aquel en el que se reduce o se suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra, sin que haya daño estructural en ella (ROM0.0, 2001). El modo de fallo “rebase” está adscrito a este estado límite. Tradicionalmente en el estudio del rebase no se ha tenido en cuenta la importancia de los procesos de interacción oleaje-dique (reflexión, transmisión y disipación) en la ocurrencia y magnitud del rebase. En los últimos años se ha prestado poca atención a la influencia de estos procesos en el fenómeno del rebase. Se plantea por tanto un

campo abierto de estudio, en el que debe plantearse el problema del rebase como un fenómeno implícito en el que causas y efectos están mutuamente interrelacionados. El objetivo de esta parte del trabajo es avanzar en el estudio del rebase sobre un dique en talud, analizando la importancia de los procesos de interacción oleaje-dique en el rebase y los procesos a partir de los cuales se produce el rebase. Para la resolución del problema se plantea una campaña de ensayos en canal de oleaje, sobre un dique en talud, en los que se medirá el rebase producido por oleajes de diferentes alturas y periodos sobre el dique, así como la reflexión, transmisión y disipación del dique.

Por otro lado, se considera estado límite último aquel que produce la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra, o de una parte de ella (ROM0.0, 2001). Uno de los modos de fallo principales respecto a la estabilidad de un dique en talud es la extracción de piezas del manto principal, ya que la avería puede progresar de tal manera que continúen saliendo piezas de los mantos secundarios llegando al núcleo, lo que produce la destrucción del dique. El diseño tradicional de los diques en talud se basa en la elección de una ola de cálculo, a partir de la cual se define el peso de las piezas del manto principal. Esta ola de cálculo, asociada a una probabilidad de fallo, no es la altura de ola máxima que puede incidir sobre el dique. Por ello, ante situaciones de temporal los diques en talud pueden sufrir averías de diferente consideración, siendo necesarias actuaciones de reparación de las obras. El objetivo de esta parte del trabajo es optimizar el diseño de los diques en talud, buscando una sección de máxima estabilidad, en la cual no se produzca extracción de piezas ante ningún estado de mar, y por tanto eliminando de los costes del dique aquellos debidos a mantenimiento y reparación. Para ello, de los resultados de Benedicto (2004), que obtenía una sección de máxima estabilidad a partir de una serie de ensayos sobre un dique en talud homogéneo, se realizarán las siguientes actividades:

- Repetir los ensayos realizados por Benedicto (2004) a diferente escala, a fin de verificar los resultados.
- Realizar ensayos sobre una sección de máxima estabilidad con núcleo impermeable.

Finalmente, la optimización del dique puede realizarse mediante actuaciones bien sobre el cuerpo central del mismo, o bien sobre la cimentación o la superestructura. El objetivo de la tercera parte del trabajo es evaluar la importancia relativa de la optimización del diseño de cada una de las partes del dique (cimentación, cuerpo central y superestructura) en el conjunto de la obra. Esta evaluación se realiza mediante el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de los modos de fallo de cada una de las

partes del dique. Para ello, se elegirá un modo de fallo estructural de cada elemento, y se calculará la probabilidad de fallo conjunta. Posteriormente, modificando las condiciones de fallo de cada una de las partes se podrá evaluar la influencia de cada parte en la probabilidad conjunta de la obra.

1.2. Organización del trabajo

Este trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

En el Capítulo 2 se exponen las características principales de los diques de abrigo, tales como las principales tipologías existentes y las características de dichas tipologías. Se analizan los procesos de interacción entre los diques y el oleaje (reflexión, transmisión y disipación), y los parámetros de los que depende cada proceso. Posteriormente el capítulo se centra en los diques en talud, exponiéndose las bases fundamentales para el cálculo de este tipos de diques. Se presentan las formulaciones existentes para el cálculo del rebase, así como las del cálculo del peso de las piezas del manto principal.

En el Capítulo 3 se revisa el estado del arte en el estudio del rebase de diques de abrigo. Se presentan los ensayos realizados en modelo físico para el estudio del rebase en diques en talud, la metodología para el análisis de los datos de los ensayos y los resultados obtenidos. Finalmente se exponen las conclusiones del capítulo.

En el Capítulo 4 se revisa el estado del arte en el estudio de los diques en talud y de la estabilidad de las piezas del manto principal. Se exponen las conclusiones obtenidas por Benedicto (2004). A continuación se presentan los ensayos realizados para la verificación de los resultados de Benedicto (2004) y sus resultados, y se comparan los resultados de ambos ensayos. Se presenta la sección tipo de un dique de máxima estabilidad con núcleo impermeable, los ensayos realizados en modelo físico sobre esta sección y los resultados obtenidos. Finalmente se exponen las conclusiones del capítulo.

En el Capítulo 5 se presenta la metodología para el cálculo de la probabilidad de fallo de un dique de abrigo, y del reparto de la probabilidad conjunta de fallo en los diferentes modos de fallo. Se analiza a continuación la influencia sobre el reparto final de la probabilidad conjunta de la modificación de cada una de las partes fundamentales del dique: cimentación, cuerpo central y superestructura.

En el Capítulo 6 se presentan las conclusiones de este trabajo y las futuras líneas de investigación.

En el Anejo A se exponen las características del dique elegido como base para los ensayos del estudio del rebase en diques en talud, expuestos en el Capítulo 3.

En el Anejo B se incluye de manera extensa los resultados de los ensayos de verificación expuestos en el Capítulo 4.

En el Anejo C se exponen las características de los dispositivos experimentales empleados en este trabajo, así como las limitaciones técnicas de control en el trabajo de laboratorio.

Conceptos generales de los diques de abrigo

2.1. Introducción

Los diques de abrigo se diseñan y construyen para proteger las dársenas de un puerto de las oscilaciones del mar. En este capítulo se van a exponer las características de los diques de abrigo, las principales tipologías existentes, las características de dichas tipologías y los procesos de interacción entre los diques y el oleaje.

Posteriormente el capítulo se centra en los diques en talud, exponiéndose las bases fundamentales para su cálculo.

2.2. Tipología de diques de abrigo

La sección tipo de un dique de abrigo fijo emergido se ordena en tres partes: cimentación, cuerpo central y superestructura. La ordenación se realiza según la función principal que cada una de ellas desempeña:

- La función principal de la superestructura es proporcionar protección frente a los rebases, camino de rodadura, acceso, etcétera y en su caso, línea de atraque a sotamar del dique.
- El cuerpo central es el principal elemento resistente frente a la acción del oleaje, provocando su transformación mediante procesos como la rotura o la reflexión.
- La cimentación es la parte del dique en contacto con el suelo y por tanto la vía de transmisión de los esfuerzos al terreno.

Los diques de abrigo pueden adquirir distintas secciones, que se diferencian por:

- las dimensiones de cada una de las partes
- la forma de controlar el flujo de energía incidente
- las características del flujo de agua en su interacción con la estructura
- el comportamiento frente a las fuerzas debidas al oleaje

Los diques de abrigo se clasifican según su influencia en el oleaje de la siguiente manera:

- Dique vertical: el proceso predominante sobre el oleaje es la reflexión.
- Dique mixto: dependiendo del nivel de agua y las características del oleaje incidente, puede predominar la reflexión, la rotura, o ambas.
- Dique en talud: dependiendo de las características del oleaje incidente y del talud del manto principal, pueden predominar los procesos de reflexión o de rotura.
- Dique berma: el proceso predominante sobre el oleaje es la rotura.
- Dique sumergido: la sumergencia y la anchura de coronación regulan el proceso de rotura del oleaje sobre el dique.

2.2.1. Geometría de una sección tipo

A continuación se describen los aspectos más importantes de cada tipología.

Dique vertical.

La Figura 2.1 muestra la sección tipo de un dique vertical, en el que las partes central y la superestructura forman un único elemento estructural. Tradicionalmente, el paramento de barlomar es vertical, de ahí su denominación de dique vertical, y se suele construir mediante cajones de hormigón prefabricados. El dique esencialmente actúa como un reflector del flujo de energía incidente.

En general, salvo complicaciones debidas a la capacidad portante del terreno, la cimentación puede estar formada por una banqueta de enrase y filtro de pequeño espesor en comparación con las dimensiones del tramo central. La berma de pie protege la cimentación y la banqueta de enrase. La presencia de la berma puede transformar el dique reflejante en parcialmente reflejante y disipativo.

La superestructura se suele coronar con un parapeto curvado a barlomar, para facilitar el retroceso del flujo de agua, denominado botaolas.

Con carácter general, se recomienda la tipología de dique vertical en localizaciones donde sea poco probable la rotura de olas contra el paramento, siendo éste uno de los factores de mayor importancia para el cálculo de la sección tipo del dique.

Existen diferentes variaciones del dique vertical, como son el dique vertical con paramento especial, o el dique con manto de protección. En el dique vertical, la transmisión de energía a sotamar se produce únicamente por rebase o en proporciones muy pequeñas a través de cimentación.

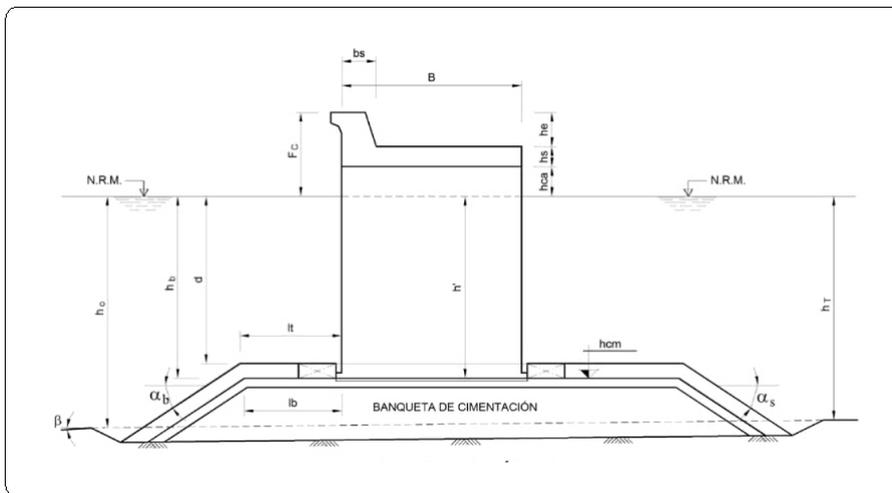


Figura 2.1: Sección tipo de un dique vertical (ROM 1.1, Borrador).

Dique mixto.

En la tipología mixta la función protectora se comparte entre la cimentación, cuyas funciones se amplían, y el tramo central, que se extiende por encima del plano de agua. Al igual que el dique vertical, el paramento de la superestructura puede ser inclinado en toda su altura o a partir de cierta cota; asimismo, puede ser perforado, ranurado o con cámaras. La cimentación puede estar formada por una banqueta de enrase o dependiendo de la naturaleza del terreno y de sus dimensiones, por el núcleo construido con todo uno de cantera, seleccionado para cumplir su función. En su caso, excepto en el caso de fondo rocoso, para garantizar la

estabilidad del conjunto es necesario proteger la berma de pie. La sección tipo del dique mixto puede verse en la Figura 2.2.

Dependiendo del nivel de agua y de las características del oleaje incidente en relación con las dimensiones geométricas del dique, éste puede trabajar predominantemente como dique reflejante, disipativo o mixto, es decir parcialmente reflejante y disipativo.

La transmisión de energía a sotamar se produce por rebase o a través de la cimentación, pudiendo ser significativa si no se construyen de manera adecuada los mantos que actúan de filtro.

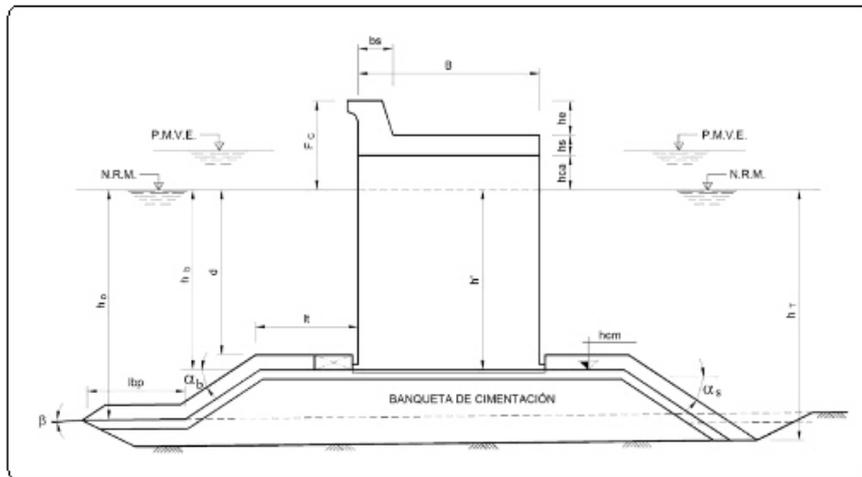


Figura 2.2: Sección tipo de un dique mixto (ROM 1.1, Borrador).

Dique en talud.

La Figura 2.3 representa un dique en talud coronado con espaldón. El cuerpo central consta de una secuencia de mantos conformando una transición entre el núcleo de todo uno de cantera y el manto principal que, construido mediante piezas naturales o artificiales, es el elemento resistente de la acción del oleaje. Excepto en el caso de fondo rocoso, para asegurar la estabilidad y la forma del talud es necesario construir una berma de pie que proteja adecuadamente el terreno, la cimentación y, además, proporcione apoyo a los mantos secundarios y principal.

Dependiendo de las características del oleaje incidente y del talud del

manto principal el dique puede actuar tanto como parcialmente reflejante como disipativo. La transmisión de energía a sotamar del dique se puede producir por rebase de las olas y a través de la cimentación y cuerpo central del dique, pudiendo ser significativa en el caso de no cuidarse adecuadamente mediante la construcción de mantos que actúen de filtro del flujo de energía.

Con carácter general, un dique en talud se puede emplear ante cualquier condición del oleaje (olas sin rotura, rompiendo o rotas). El posible impacto de olas no rotas tendrá mayor influencia sobre el cálculo del espaldón, aunque no sobre el cálculo del resto de parámetros de la sección.

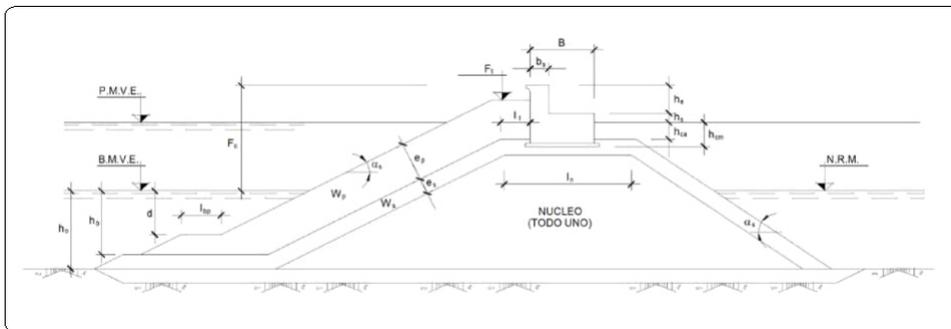


Figura 2.3: Sección tipo de un dique en talud (ROM 1.1, Borrador).

Dique berma.

Se caracteriza porque la parte central es una continuación de la cimentación y está formado por materiales granulares. La obra se comporta como disipadora al provocar la rotura del oleaje. Se pueden distinguir los siguientes tipos de diques berma:

1. Dique berma con núcleo y mantos (Figura 2.4).

El conjunto de la sección del dique, núcleo y mantos exteriores se construye con tamaños de piedra distribuidos según la misma curva granulométrica. El dique se puede deformar notablemente, experimentando las piezas alrededor del nivel medio grandes movimientos al igual que los granos de arena en un perfil de playa. Su construcción requiere grandes cantidades de material.

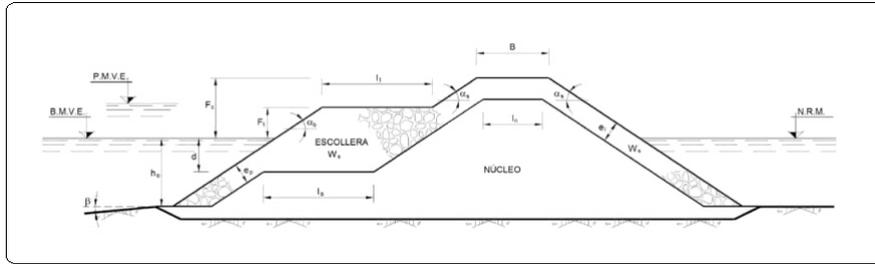


Figura 2.4: Sección tipo de un dique berma con núcleo y mantos (ROM 1.1, Borrador).

2. Dique berma multicapa (Figura 2.5).

Posee un manto principal de escollera con tamaños seleccionados que satisfacen una determinada curva granulométrica. Estos tamaños deben satisfacer la condición filtro para todos los tamaños de las capas adyacentes. Su movilidad frente a la acción del oleaje es más reducida que la de las piedras del dique sin mantos aunque, excedido un estado de mar umbral, pueden experimentar grandes movimientos que modifican sustancialmente la geometría del dique y la aparición de las piedras del núcleo. Estos movimientos afectan a la durabilidad de la piedra, y su construcción, al igual que el dique sin mantos, requiere grandes cantidades de material, aunque en menor proporción.

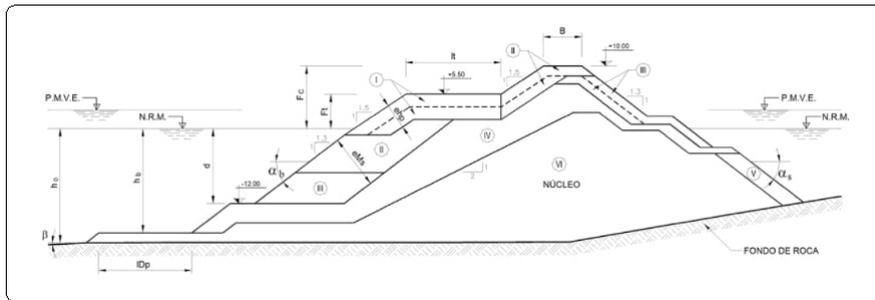


Figura 2.5: Sección tipo de un dique berma multicapa (ROM 1.1, Borrador).

Dique sumergido en talud.

Se considera que un dique es sumergido si la cota de coronación de la superestructura se encuentra por debajo del nivel medio del mar de

referencia. En diques cuya cota de coronación se encuentre próxima al nivel medio del mar puede cambiar el carácter de emergido o sumergido del dique dependiendo del nivel de marea meteorológica o astronómica que puede actuar.

La geometría de la sección cuenta con un núcleo de todo uno de cantera, a partir del cual se construye una secuencia de mantos hasta alcanzar el manto exterior o principal, el cuál se debe prolongar por la coronación y, dependiendo de su anchura, extenderse por el manto de sotamar (Figura 2.6). El dique puede construirse sólo con núcleo y manto principal e incluso se construye con un único material. En general, esta sección se construye sin superestructura y sólo consta de cimentación y cuerpo central y las características de la cimentación dependen de la naturaleza del fondo. Excepto en el caso de fondo rocoso, para garantizar la estabilidad y la posición del dique es necesario construir y proteger adecuadamente la cimentación y el perímetro del dique.

La transmisión de energía en diques sumergidos se produce por el paso de las olas por encima de la coronación del dique y a través de su cuerpo granular. Ésta última puede ser pequeña siempre que se construyan las capas de filtro necesarias.

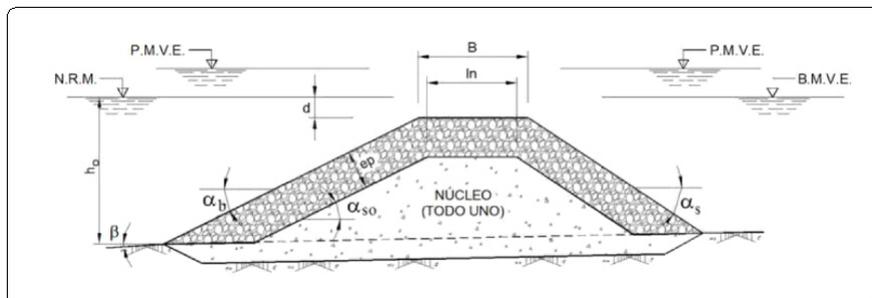


Figura 2.6: Sección tipo de un dique sumergido en talud (ROM 1.1, Borrador).

2.3. Caracterización de una tipología

En este apartado se presentan los principales factores que permiten la descripción y la caracterización de una tipología de dique, en concreto (1) los parámetros geométricos, (2) de proyecto y (3) los agentes predominantes del medio físico.

2.3.1. Parámetros geométricos

Las dimensiones geométricas principales de la sección son:

Dimensión vertical referida a la BMVE.

- F_c , francobordo de la obra
- F_t , cota de coronación berma superior
- h_b y h_0 , profundidad a pie de berma inferior y pie de dique
- h_p y h_e , cota de coronación paseo y de enrase del cuerpo central

Dimensión horizontal.

- l_b y l_t , anchura de la berma, inferior y superior
- B , anchura del cuerpo central del dique o de la superestructura
- l_s , anchura de la berma interior superior

Ángulo del talud.

- α_b , α_t , ángulo del talud de barlomar berma y manto principal
- α_s , ángulo del talud de sotamar

2.3.2. Parámetros de proyecto

Además de las dimensiones geométricas presentadas en el apartado anterior, para definir estructural y formal la sección es necesario describir y caracterizar las propiedades del medio físico, terreno, los materiales y los medios constructivos.

Geometría del entorno y del terreno.

- h_0 , profundidad a pie de dique con respecto al nivel de la BMVE
- $\tan \beta$, pendiente del fondo en el frente de la sección
- e_{cs} , e_{ss} , espesor de las capas del suelo y espesor de sedimentos

Parámetros del agua.

- γ_w , peso específico del agua
- g , aceleración de la la gravedad
- ν , viscosidad cinemática del agua
- μ , viscosidad dinámica del agua

Parámetros del terreno.

- Naturaleza del fondo
- c , cohesión
- ϕ , ángulo de rozamiento interno

Parámetros de los materiales.

- γ_s , peso específico
- E_k, σ_k , propiedades mecánicas y resistencias características

2.3.3. Agentes predominantes: Oscilaciones del mar

Los agentes predominantes sobre un dique de abrigo son las oscilaciones del mar, ya sean de onda corta (oleaje) o de onda larga (mareas, maremotos...). Sus principales parámetros son:

1. Oleaje.

- H , altura de ola
- T , periodo de la ola
- L , longitud de la ola
- θ , ángulo de incidencia

2. Marea Astronómica.

- η_{MA} , carrera de marea
- T_{MA} , periodo de marea

3. Marea meteorológica, maremoto y nivel medio vinculado a grupos.

- Δh_L , altura de las variaciones de la columna de agua
- ΔT_L , periodo de las variaciones de la columna de agua

La Figura 2.7 muestra en esquema los parámetros principales de un dique en talud.

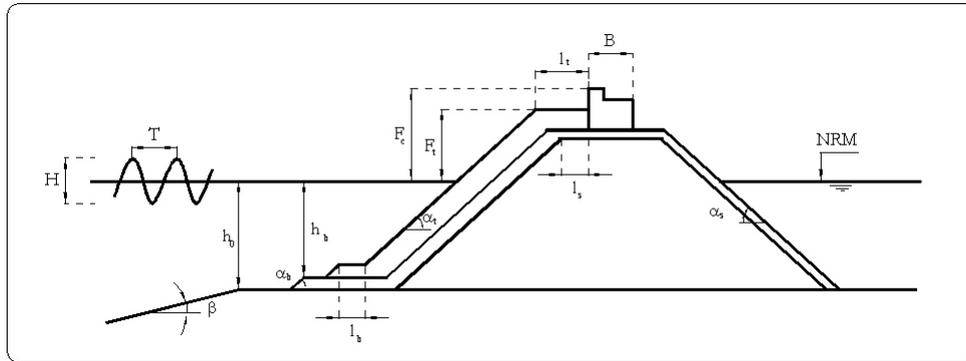


Figura 2.7: Caracterización de una tipología: parámetros geométricos, de proyecto y agentes.

2.4. Procesos de transformación del oleaje al interaccionar con el dique.

Al interaccionar con el dique un tren de ondas, la energía incidente se distribuye en las siguientes fracciones:

1. Reflexión: una parte se refleja y es devuelta al mar
2. Transmisión: otra parte es transmitida hacia sotamar, a través del dique o por encima de la sección
3. Disipación: otra fracción se disipa, por tanto se extingue
4. Transferencia: una última fracción se transfiere a otros modos oscilatorios o genera nuevos movimientos circulatorios

A continuación se exponen brevemente las características de los tres procesos predominantes: reflexión, transmisión y disipación.

2.4.1. Reflexión

El proceso de la reflexión del oleaje se produce siempre que haya un cambio brusco en las propiedades geométricas del medio (por ejemplo, un cambio brusco en la profundidad). En general, en los diques de abrigo la reflexión no ocurre en un punto o superficie fija sino que hay numerosas contribuciones que ocurren simultáneamente durante el proceso de la propagación. A pesar de ello, se puede considerar que la reflexión es un proceso esencialmente lineal, que depende de los siguientes parámetros:

- Características geométricas.
 1. Cambio de profundidad $\frac{h_2}{h_1}$
 2. Pendiente del talud $\tan \alpha$
- Características hidráulicas.
 1. Porosidad n
 2. Permeabilidad
 3. Fricción equivalente C_f
 4. Rugosidad del lecho K_s
- Características del oleaje incidente: Periodo medio T_z

La energía reflejada se evalúa mediante un coeficiente de reflexión K_R que cuantifica la magnitud del proceso, siendo su valor el cociente de la altura de ola reflejada y la incidente, y una fase ϕ_R que representa la distancia adimensional a un foco reflector en el que se supone que se produce la reflexión de la onda.

2.4.2. Transmisión

El proceso de transmisión de la energía del oleaje se puede producir o bien a través del terreno o el dique, o bien por encima del mismo, al producirse rebase. Dependiendo del tipo de transmisión que suceda, dependerá de los siguientes parámetros:

Transmisión por rebase

- Altura de coronación o francobordo F_c
- Altura de la lámina de agua que alcanza la coronación ξ

Transmisión a través del dique y el terreno

- Propiedades hidráulicas del dique o cimentación
- Anchura o longitud de propagación B

La energía transmitida se evalúa mediante un coeficiente de transmisión K_T , siendo su valor el cociente de la altura de ola transmitida y la incidente, y una fase ϕ_T que representa la distancia adimensional a un foco generador en el que se supone que se genera el tres de ondas transmitido.

2.4.3. Disipación

El proceso de disipación se debe a dos mecanismos: (1) la rotura de la ola y (2) la fricción con los contornos y el medio por el que se propaga la ola.

La eficiencia de la disipación de energía debido a la rotura depende del tipo de rotura que se produzca. Para identificar el tipo de rotura se recurre al Número de Iribarren, definido como el cociente entre la pendiente del talud y el peralte de la ola sobre el talud:

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad (2.1)$$

Las mayores tasas de disipación se encuentran para roturas en de-crestamiento y voluta ($I_r < 2,5$) mientras que son algo menores para roturas en colapso y oscilación ($I_r > 2,5$).

La cantidad de energía disipada por fricción dependerá de si el régimen hidráulico es laminar o turbulento, y en general dependerá del número de Reynolds, la porosidad del medio y del tamaño de sus elementos.

2.4.4. Ecuación de transformación de la energía

La transformación de energía se puede analizar definiendo un volumen de control con anchura transversal unidad, que contenga la sección y en el que se evalúan los flujos de energía entrante y saliente y los procesos de disipación en su interior (Figura 2.8).

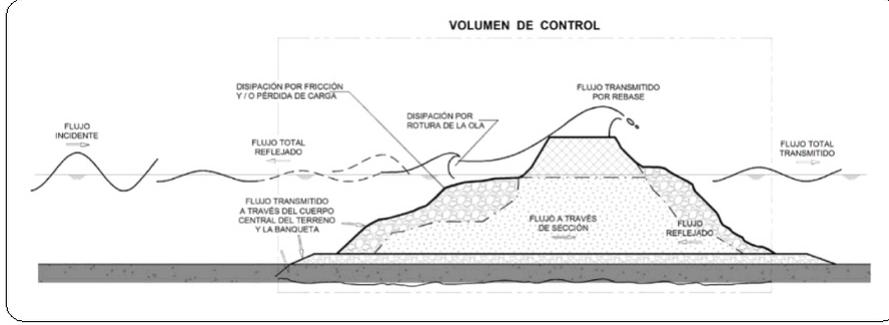


Figura 2.8: Reparto de los flujos de energía en presencia de una obra (ROM 1.1, Borrador).

La ecuación de conservación de la energía del movimiento oscilatorio en el volumen de control viene dada por:

$$\mathfrak{F}_I - \mathfrak{F}_R - \mathfrak{F}_T - \mathcal{D}'_* = 0 \quad (2.2)$$

donde \mathfrak{F}_I , \mathfrak{F}_R y \mathfrak{F}_T representan los flujos medios de energía incidente, reflejada y transmitida respectivamente, y \mathcal{D}'_* evalúa la disipación por unidad de tiempo en el interior del volumen de control provocada por la presencia de la obra.

El flujo medio de energía, aplicando teoría lineal de ondas, depende de la altura de ola y la celeridad de la onda. En teoría lineal, las celeridades del tren incidente no cambian al reflejarse y transmitirse, por lo que la ecuación 2.2 también puede expresarse en términos de las alturas de ola incidente, reflejada y transmitida, o lo que es lo mismo, en términos de coeficientes de reflexión, transmisión y disipación, de la siguiente manera:

$$K_R^2 + K_T^2 + D_* = 1 \quad (2.3)$$

donde K_R y K_T son los coeficientes de reflexión y transmisión vistos anteriormente, y D_* es el coeficiente de disipación, que viene dado por:

$$D_* = \frac{\mathcal{D}'_*}{\frac{1}{8}\gamma_w g C_g H_I^2} \quad (2.4)$$

siendo H_I la altura de ola del oleaje incidente y C_g la velocidad de propagación de la energía del movimiento oscilatorio.

2.4.5. Transformación del oleaje según la tipología

Los procesos de reflexión, transmisión y disipación pueden aparecer de manera simultánea o no dependiendo de la tipología de dique que se considere. En este apartado se exponen los procesos de transformación que ocurren en cada tipología.

Dique vertical impermeable: reflexión

Cuando el oleaje incide sobre una pared vertical de longitud indefinida, impermeable y lisa, se puede admitir que la reflexión es completa, sin procesos de disipación, rotura ni transmisión.

La superficie libre total corresponde a una onda estacionaria, que no se propaga en ninguna dirección y que es estacionaria en espacio y tiempo. Aparecen una serie de puntos denominados *nodos* en los que la superficie libre permanece en el nivel medio, la velocidad horizontal es máxima y la vertical nula. Por otro lado, los *antinodos* son aquellos puntos en los que la superficie libre alcanza su valor máximo, con velocidad horizontal nula y vertical máxima. En la pared vertical del dique se sitúa un antinodo.

Dique vertical permeable: reflexión, transmisión y disipación

Cuando el oleaje incide sobre una estructura vertical, de longitud indefinida y permeable, una parte de él se refleja y el resto se transmite a través de la estructura. Parte del oleaje transmitido es disipado por fricción a medida que se propaga a través del medio poroso. Cuando el oleaje alcanza el final de la estructura, parte de él se refleja hacia el interior y el resto se transmite aguas abajo.

El estudio analítico de la reflexión y transmisión a través de un medio poroso de un oleaje de incidencia normal lo realizaron Sollit & Cross (1972), resolviendo analíticamente las ecuaciones de flujo no estacionario en el interior del medio poroso, siguiendo el método de trabajo equivalente de Lorentz, y mediante el empleo de teoría lineal en el exterior del dique. Obtuvieron los valores de reflexión y transmisión del oleaje incidiendo normalmente a un medio poroso.

Dique en talud impermeable: reflexión y disipación

Si la estructura sobre la que incide el oleaje es impermeable, lisa, de longitud indefinida y tiene cierta pendiente, se puede producir la rotura

del oleaje sobre el talud y parte de la energía se disipa por rotura mientras que otra parte se refleja.

El tren de oleaje total resultante de la interacción de un determinado tren de oleaje incidente con un talud impermeable depende de la reflexión: coeficiente K_R , y fase ϕ_R . La altura de ola total del tren resultante viene dada por la siguiente expresión:

$$H_T = H_I[1 + K_R^2 + 2K_R \cos \phi_R] \quad (2.5)$$

Para un mismo valor del módulo de K_R , al variar la fase también varía la altura de ola total, lo que finalmente influye en el tipo de rotura de la ola sobre el dique, determinado por el número de Iribarren I_r . La Figura 2.9 muestra la influencia de la reflexión en la acción del oleaje sobre el dique (Benedicto, 2004), concluyéndose que para coeficientes de reflexión bajos la ola rompe en voluta, mientras que para valores de la reflexión medios y altos es el desfase el que impone el valor de la altura total y del tipo de rotura.

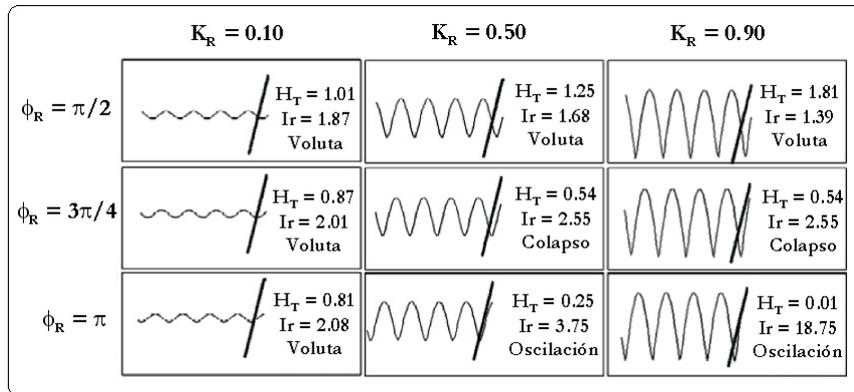


Figura 2.9: Influencia de la reflexión en la acción del oleaje sobre el talud (Benedicto, 2004).

Dique en talud permeable homogéneo: reflexión, transmisión y disipación

Si el oleaje incide sobre un talud permeable de longitud indefinida se combinan los procesos de reflexión, tanto en la cara aguas arriba de la estructura como en la cara aguas abajo, rotura del oleaje sobre el talud, disipación del oleaje por fricción al atravesar el medio poroso y transmisión

de parte de la energía al otro lado de la estructura.

Dique en talud permeable multicapa: reflexión, transmisión y disipación

Cuando el oleaje incide sobre un dique en talud se producen los siguientes procesos: (1) reflexión del oleaje, tanto en la cara aguas arriba de la estructura como en la cara aguas abajo, (2) rotura del oleaje sobre el talud con disipación de energía asociada, (3) disipación del oleaje por fricción al atravesar el medio poroso y (4) transmisión de parte de la energía al otro lado de la estructura. Dentro de la estructura las ondas reflejadas y transmitidas se vuelven a reflejar y transmitir hasta que se consigue el equilibrio en las dos caras de la estructura porosa.

Los procesos de transformación del oleaje incidente en su interacción con el dique determinan la altura de ola total en el talud, condicionando el tipo de rotura de la ola y, por tanto, la acción que ejerce el oleaje sobre las piezas del manto principal del dique. Como consecuencia, el peso mínimo que requieren las piezas del talud para ser estables ante la acción del oleaje depende de la interacción entre el oleaje incidente y el dique.

2.5. Dique de abrigo en talud

Como se ha visto anteriormente, el dique de abrigo en talud es el más diseñado y construido en España, tanto tradicionalmente como en la actualidad. Por ello, este trabajo se centra en el estudio de los diques en talud.

Para el estudio de los diques en talud se han elegido dos modos de fallo, uno de ellos adscrito a los estados límite operativo (rebase) y el otro a los estados límite últimos (extracción de piezas). Un modo de fallo es la manera, forma o mecanismo por la que puede producirse el fallo del dique. En general, se describe y caracteriza mediante un estado límite, que puede ser último (aquel que produce la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra, o de una parte de ella), de servicio (aquel que produce la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella, debido a un fallo de la obra) u operativo (aquel en el que se reduce o se suspende temporalmente la explotación portuaria por causas externas a la obra, sin que haya daño estructural en ella).

En este apartado se resumen las formulaciones existentes para el análisis de los dos modos de fallo considerados. En el caso del rebase, se

calcula (1) la cota máxima de ascenso de la lámina sobre el talud, y (2) el caudal medio de rebase, mientras que en el caso de la extracción de piezas, se calcula el peso de las piezas del manto principal.

2.5.1. Formulación para el cálculo del rebase

En el cálculo del rebase se deben evaluar dos variables: cálculo de ascenso máximo y mínimo de la lámina por el talud, y cálculo del caudal de rebase.

2.5.1.1. Cálculo de ascenso máximo y mínimo

El cálculo dependerá de si el dique posee o no superestructura. Cuando el dique es un talud sin superestructura se distinguen tres regiones o dominios de rebase máximo en función del valor del número de Iribarren:

- Caso 1 ($I_r < 2,0$). Para diques en talud sin superestructura y olas rompiendo sobre el talud, tanto el ascenso como el descenso de agua dependen del número de Iribarren y de la porosidad de la sección para rotura en decrestamiento y voluta. Para diques en talud construidos con un núcleo de todo uno y manto principal de piezas de escollera o artificiales, el ascenso y descenso se puede expresar en función del número de Iribarren y con unos coeficientes del ajuste que dependen de la permeabilidad de la sección del manto principal (Losada & Gimenez-Curto, 1981).

$$\frac{R_u}{H} = A_u[1 - \exp(-B_u I_r)] \quad (2.6)$$

Los coeficientes del ajuste, A_u y B_u se representan en función de una porosidad media, n , del manto principal (Figura 2.10).

En estas condiciones el descenso del agua por el talud se realiza en régimen libre pero sin llegar a cruzar el nivel medio del mar, ya que la llegada de la siguiente onda del tren se lo impide.

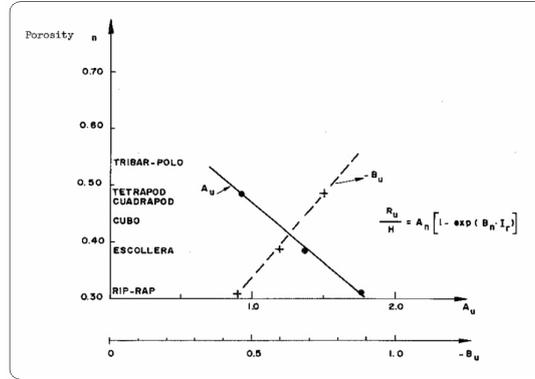


Figura 2.10: Coeficientes de ajuste para el cálculo del ascenso de la lámina de agua en función de la porosidad (Losada, 1990).

- Caso 2 ($I_r > 3,0$). Para regímenes de rotura en colapso y oscilación, el ascenso y descenso máximo oscilan alrededor de un valor medio. Esta oscilación es una manifestación de la variación del régimen de reflexión en el talud en función de la porosidad real del dique y de su geometría. Por tanto, en este dominio los valores de R_u representan el comportamiento medio del flujo en el talud, pudiendo producirse oscilaciones en su valor hasta un $\pm 50\%$ el valor medio.

En estos casos es conveniente aplicar la formulación de dique vertical poroso en el que la altura de ola en el talud es la altura de ola total, es decir la correspondiente a la superposición del tren incidente y tren reflejado.

- Caso 3 ($2,0 \leq I_r \leq 300$). Cuando el tren incidente tiene un $I_r \simeq 2,5$, el periodo del flujo de ascenso-descenso es aproximadamente igual al periodo del tren y se produce un cierto acoplamiento entre la llegada de las olas a la sección y el flujo de ascenso y descenso por el talud. No hay buena información experimental sobre esta región, aunque se conoce que el máximo ascenso puede llegar a superar los valores máximos de las otras dos regiones.

Por otro lado, la presencia de una superestructura en un dique en talud altera, en general, el comportamiento de la lámina de agua, y deben ser considerados de manera especial.

2.5.1.2. Cálculo del caudal instantáneo medio de rebase

El volumen de rebase de un dique en talud sin superestructura puede calcularse a partir de la siguiente fórmula (ROM1.1, Borrador):

$$q = \frac{1}{2T_*} \gamma_w \tan \alpha \left[1 - \left(1 - \frac{F_c}{R_u} \right) \left(1 + \frac{R_u - F_c}{H_b} + \frac{R_u - F_c}{F_c} \right) \right] \quad (2.7)$$

donde α es el ángulo del talud, T_* el periodo característico del oleaje, H_b la altura de ola de rotura en el talud y q el caudal medio por unidad de longitud de coronación del dique.

Existen otras formulaciones para el cálculo del caudal de rebase, como la propuesta por Pullen *et al.* (2007):

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,2 \exp\left(-2,6 \frac{F_c}{H_{m0}\gamma_f\gamma_b}\right) \quad (2.8)$$

donde H_{m0} es la altura de ola de momento de orden cero, y γ_f y γ_b factores de corrección por rugosidad y presencia de berma, respectivamente.

Al igual que ocurría en el caso anterior, la presencia de la superestructura altera considerablemente el flujo sobre el talud.

2.5.2. Formulación para el cálculo del peso de las piezas del manto principal

El peso de las piezas del manto principal influye directamente en la estabilidad del talud. Un dique en talud se dice **estable** si las olas no son capaces de extraer ninguna pieza del manto principal (Losada, 1990).

La intensidad de la avería puede clasificarse de diferentes maneras. Una de ellas es la de *Losada et al.* (1986), que define cuatro intensidades de avería:

- *Inicio de avería.* Se define como la mínima altura de ola, para periodo constante, capaz de producir la extracción de un 5% de los cantos originales de su posición y desplazarlos al menos la longitud del lado del cubo equivalente.
- *Avería de Iribarren.* Se alcanza cuando el fallo de la capa exterior se extiende a un área suficiente como para permitir la extracción de piezas de la capa inferior.

- *Inicio de destrucción.* Se considera que se inicia la destrucción del dique cuando una de las piezas de la segunda capa del manto principal es extraída.
- *Destrucción.* El daño alcanza el núcleo del dique.

La estabilidad del manto principal de un dique en talud sometido a oleaje regular depende de los siguientes parámetros:

- Características del medio: $h_0, \beta, \gamma_w, g, \mu$
- Características del oleaje incidente: H, T, θ
- Características de la obra: α_t, W_p, γ_r , fuerzas de interacción entre piezas
- Características de rugosidad y permeabilidad del manto principal
- Características de mantos secundarios y núcleo

El peso de las piezas del manto principal W_p puede calcularse a partir de dichos parámetros, siguiendo la siguiente ecuación:

$$W_p = \Psi \gamma_w H^3 R \quad (2.9)$$

donde

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (2.10)$$

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \quad (2.11)$$

y Ψ es una función adimensional dependiente del talud α_t , el tipo de pieza, el Número de Iribarren I_r , coeficientes de fricción y permeabilidad y otros coeficientes empíricos, denominada **función de estabilidad**.

La función de estabilidad puede obtenerse a partir de I_r, α_t , el tipo de pieza y el tipo de avería para la cual se quiere calcular el peso de las piezas. Estos ábacos se pueden consultar en Losada (1990).

2.6. Efecto escala en los ensayos en diques en talud

Cuando se afronta el diseño de un dique en talud deben tenerse en cuenta los tres fenómenos interdependientes y simultáneos::

- Flujo superficial
- Flujo interno
- Comportamiento mecánico del sistema granular

Estos fenómenos están gobernados por variables y procesos distintos. Los principales procesos que gobiernan cada uno de los fenómenos son:

- El flujo superficial está gobernado por la rotura del oleaje y la rugosidad del manto principal.
- El flujo interno está gobernado por los procesos de transformación del oleaje: reflexión, transmisión y disipación.
- Por último, el comportamiento mecánico del sistema granular está gobernado por el número de puntos de contacto entre piezas, sus características y la orientación de las mismas.

En los ensayos a escala de diques está generalizado el uso de la semejanza de Froude para escalar los diferentes parámetros que se introducen en el ensayo, primando las fuerzas inerciales ante las gravitacionales (Hughes, 1993). Al no poder escalar simultáneamente el número de Reynolds, se asume que éste es suficientemente elevado como para considerar el flujo turbulento en el ensayo. Esta suposición es adecuada para los mantos exteriores, pero no así para el núcleo (el flujo circula a menor velocidad y los efectos viscosos son importantes (Simarro *et al.*, 2007)). Por tanto, el régimen hidráulico en el interior del modelo no es el mismo que el del interior del prototipo, lo que produce que procesos tales como reflexión, transmisión, disipación o flujo superficial no se produzcan en iguales proporciones en modelo y prototipo.

Para un mejor entendimiento de los procesos que afectan al flujo interno en un sistema granular se ha estudiado la incidencia del oleaje sobre un dique vertical poroso (Scarcella *et al.* (2006), Clavero *et al.* (2007)). Al incidir el oleaje sobre un medio poroso se obtiene una altura frente al dique diferente de la incidente, y una disminución de la altura de la ola en el interior del medio (Figura 2.11). La ecuación de la envolvente de la altura de ola es:

$$H(x) = H_0 e^{-\beta x} = \alpha H_i e^{-\beta x} \quad (2.12)$$

Por tanto, la ecuación de la envolvente se expresa en función de dos términos, el primero de ellos dependiente de la altura de ola inicial H_i y el segundo de la distancia recorrida en el interior del medio poroso x . En la Figura 2.11 puede verse la posición de los ejes de coordenadas y la envolvente de la altura de ola $H(x)$.

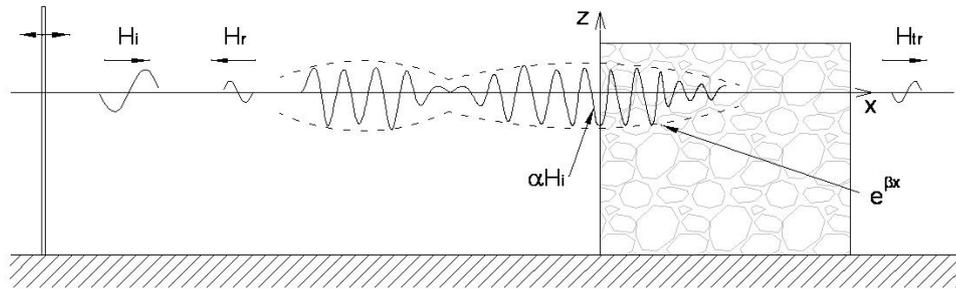


Figura 2.11: Propagación del oleaje en un dique vertical poroso.

Para el análisis del flujo interno se ha utilizado un método global de balance de energía en un volumen de control que contiene al modelo, tal y como se ha comentado anteriormente.

Para cada ensayo se midió la altura de ola en el interior del medio poroso mediante sensores de nivel, para la posterior caracterización del amortiguamiento, realizada analizando el comportamiento del coeficiente β en términos de los siguientes monomios adimensionales:

$$\frac{\beta}{k} = f\left(\frac{D}{H_i}; Dk\right) \quad (2.13)$$

donde k es el número de onda y D es el diámetro medio de las piezas del medio poroso.

Los resultados se muestran en la Figura 2.12 donde se identifican tres regiones:

- zona de comportamiento lineal: el amortiguamiento de la altura de ola en el interior del medio está controlado por la longitud de la onda

y $\frac{D}{H_i}$ no tiene influencia.

- zona de comportamiento constante: predomina la influencia de la altura de ola incidente.
- zona de transición: ambos parámetros influyen en el amortiguamiento.

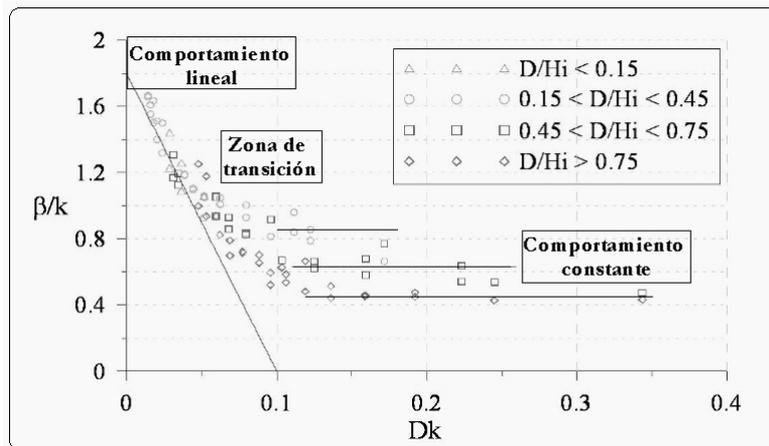


Figura 2.12: Diagrama de Amortiguamiento de la envolvente de altura de ola.

Así, se comprueba que al obtenerse el coeficiente de amortiguamiento a través de monomios adimensionales, aplicando el diagrama anterior al escalado de medios porosos no se introduce el efecto escala.

Por tanto, pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- La envolvente de altura de ola en el interior del dique depende de dos términos: (1) una función de la altura de ola frente al dique y (2) un término de amortiguamiento, dependiente de la distancia recorrida por la ola en el interior del dique.
- Se ha obtenido un diagrama basado en variables adimensionales a partir del cual se pueden escalar los materiales de un modelo para evitar el efecto escala debido al amortiguamiento.
- La altura frente al dique H_0 depende del proceso de reflexión, variable que introduce el efecto escala.
- Los procesos de reflexión, transmisión y disipación están sujetos a efecto escala. Por tanto, también lo están los fenómenos de run-up, rebase y estabilidad.

2.7. Conclusiones del Capítulo

En este capítulo se han expuesto las características principales de los diques de abrigo, las tipologías existentes, las características de dichas tipologías y los procesos de interacción entre los diques y el oleaje.

Los diques de abrigo pueden tener tipología vertical, en talud o mixto, y las combinaciones que entre ellas surgen. Se diferencian entre ellas por las dimensiones de cada una de sus partes, la forma de controlar el flujo incidente, las características del flujo de agua y el comportamiento frente a las fuerzas debidas al oleaje.

Al incidir el oleaje sobre un dique pueden producirse los procesos de reflexión, transmisión y disipación. La aparición de uno, dos o los tres procesos simultáneamente depende de la tipología del dique, siendo los diques compuestos por sistemas granulares aquellos en los que se presentan los tres procesos conjuntamente.

En los ensayos a escala de diques está generalizado el uso de la semejanza de Froude para escalar los diferentes parámetros que se introducen en el ensayo. Al no poder escalarse simultáneamente el número de Reynolds, se asume que éste es suficientemente elevado como para considerar el flujo turbulento en el ensayo. Esta suposición es adecuada para los mantos exteriores, pero no así para el núcleo (el flujo circula a menor velocidad y los efectos viscosos son importantes). Este efecto se conoce como *efecto escala*.

El efecto escala de la permeabilidad afecta a la reflexión, disipación y transmisión, y por tanto a todas las variables que intervienen en el proceso de transformación del flujo de energía incidente cuando interacciona con el dique. Como consecuencia, influye en el comportamiento global del dique: estabilidad de las piezas en el talud, rebase, transmisión del flujo aguas abajo de la estructura, etcétera.

La aplicación de resultados experimentales al diseño de diques reales requiere la evaluación del efecto escala de los ensayos y sus implicaciones en el comportamiento del dique real, o bien, la evaluación del efecto escala de los ensayos y la toma de medidas correctoras para evitarlos.

Se ha obtenido un diagrama basado en variables adimensionales a partir del cual se puede escalar los materiales de un modelo para evitar el efecto escala debido al amortiguamiento. A pesar de ello, el efecto escala

debido a los procesos de interacción oleaje-dique sigue estando presente en los ensayos.

Estudio del rebase de los diques en talud

3.1. Introducción

El fenómeno del rebase sobre un dique en talud se produce cuando la cota superior de la lámina de agua ξ supera la cota superior del dique o francobordo F_c , en cuyo caso el agua pasa de la zona de barlomar a la zona de sotamar del dique (Figura 3.1). Por tanto, para que suceda el rebase, debe cumplirse

$$\xi - F_c > 0 \quad (3.1)$$

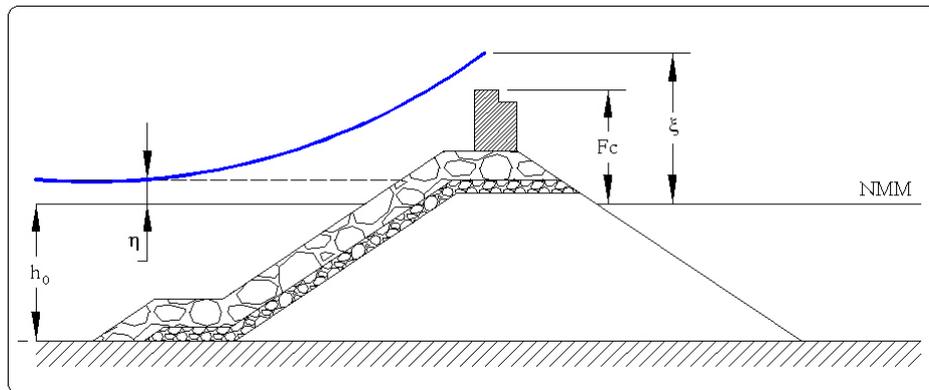


Figura 3.1: Esquema de ocurrencia del fenómeno de rebase sobre un dique en talud.

La ocurrencia de rebase se define en un estado de oleaje y nivel (estado de mar), siendo éste la manifestación de las oscilaciones de la superficie

del mar en la banda de oleaje ($2 \text{ s} < T < 30 \text{ s}$) durante la cual el proceso se considera estacionario y homogéneo, y por tanto los parámetros estadísticos son representativos del mismo.

Un estado de mar está formado por secuencias de olas, y su conjunto forman el ciclo de sollicitación (o borrasca). A su vez, el conjunto de los ciclos de sollicitación componen el año meteorológico, y el conjunto de estos años componen la vida útil de la obra. El estudio del rebase en un dique se realiza en un estado de mar, y en base a ello se puede obtener en el ciclo de sollicitación, en el año meteorológico y en la vida útil.

El objetivo de esta trabajo es calcular la probabilidad de que ocurra rebase sobre un dique considerando un estado de mar definido por su altura de ola H y su periodo T . Para ello, un primer paso necesario es comprender porqué y cómo se produce el rebase en un dique en talud.

3.2. Procesos de rebase

En la bibliografía especializada apenas existen trabajos que traten de explicar el porqué sucede el rebase, ya que hasta ahora su estudio se ha centrado en analizar su magnitud y su efecto sobre la obra o sobre las actividades que tras ella se realizan. Por ello, se hace necesario afrontar el estudio del rebase desde el principio, buscando porqué y cómo se produce el fenómeno.

Cuando el oleaje incide sobre un dique en talud, la interacción entre ellos depende de los siguientes factores (véase Capítulo 2):

- Características del dique: geometría, rugosidad y porosidad del manto principal, porosidad de mantos secundarios y núcleo
- Características del oleaje: altura, periodo, ángulo de incidencia

La interacción oleaje-dique se traduce en los fenómenos de reflexión, transmisión y disipación, como se ha visto en el capítulo anterior. Por otro lado, esta interacción también influye en el tipo de rotura del oleaje sobre el dique, y por tanto (1) en las variaciones del nivel medio a pie de dique, y (2) en la magnitud y posición del antinodo de la onda ante el dique.

Así, parámetros como el coeficiente de reflexión y la cota de ascenso de la lámina de agua sobre el talud están directamente relacionados con el tipo de rotura del oleaje. El valor del coeficiente de reflexión se mantiene

en valores inferiores a 0,40 para roturas en decrestamiento y voluta, mientras que para rotura en colapso y oscilación la reflexión alcanza valores aproximados de 0,65 – 0,70. Por otro lado, las roturas en decrestamiento y voluta provocan un aumento del nivel medio en el talud. Horikawa (1988) resume las características y efectos de la rotura para oleaje regular (Figura 3.2).

$\xi = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H/L_0}}$	0.1	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
Breaker patterns	Spilling breaker		Plunging breaker			Collapsing breaker		Surging breaker		Non breaking		
Wave height and water depth ratio at breaking	0.8	1.0		1.1	1.2		(Difficult to define)					
Number of waves in the surf zone	6~7	2~3		1~2	0~1		(Difficult to define)					
Mode of waves	Progressive					Partially standing					Standing	
Reflection coefficient K_r	no experimental data available		0.07	0.1	0.15	0.38	0.63	0.75	no experimental data available			
Dominant factor for run-up height	set-up		run-up, run-down									
Formula to estimate run-up height	0.1		$R_u/H = \xi$ (Hunt)			$2/3$		Le Méhauté (nonlinear)		Miche (linear)		
Formula to estimate run-down level	0.3		$R_d = R_u (1 - 0.4 \xi)$					$3/0$		$\frac{R_u}{H_0} = \frac{R_d}{H_0} = \sqrt{\frac{\pi}{2\beta}}$		
Motion of wave front			?									
Velocity field	In the surf zone oscillatory flow under progressive wave + return flow					?		In the swash zone parabolic motion in runup and sinusoidal motion in rundown		Sinusoidal swash motion		

Figura 3.2: Rotura del oleaje (tomada de Horikawa, 1988).

Si el tipo de rotura afecta a parámetros como el coeficiente de reflexión o la cota de ascenso, es de esperar que lo haga también al rebase. Así, para un talud y una altura de ola incidente dada, es el periodo el que influye sobre el tipo de oleaje a partir del Número de Iribarren. Se pueden dar las siguientes condiciones:

- Si se cumple que $Ir < 2,5$ la rotura se produce en decrestamiento o voluta. El nivel medio en el talud se incrementa, mientras que el coeficiente de reflexión toma valores menores de 0,3, lo que influye en la altura total de ola, calculada según la ecuación mostrada en el Capítulo 2.

La ocurrencia de rebase en este caso vendrá provocada por la interacción del aumento del nivel medio sumada al ascenso producido por la altura de ola total.

- Por otro lado, para $Ir > 2,5$ la rotura se produce en colapso u os-

cilación. El coeficiente de reflexión en este caso toma valores cercanos a 0,7, obteniéndose alturas de ola totales del orden de hasta el 50 % mayores que en el caso anterior.

La ocurrencia de rebase en este caso vendrá provocada por la magnitud del antinodo que se forme ante el dique y su posición.

Por tanto, el rebase no depende linealmente de ninguno de los factores implicados en el fenómeno, sino que su ocurrencia y magnitud dependen de la conjunción de una serie de factores que deben aparecer simultáneamente.

Con posterioridad en este capítulo se realizará la verificación experimental mediante ensayos en modelo reducido de los diferentes procesos de ocurrencia de rebase.

3.3. Formulación del problema

La ocurrencia de rebase se plantea como un experimento de Bernoulli: sólo hay dos posibles resultados ante la incidente de un oleaje, (1) existe rebase o (2) no existe rebase. La ocurrencia de rebase (o de una cota máxima de rebase ξ_{max}) se define por tanto como una variable aleatoria discreta que puede ocurrir un número de veces a lo largo de un suceso.

Una vez ocurrido el rebase, su formulación puede realizarse de dos maneras (Figura 3.3):

1. (a) A partir del análisis del rebase máximo ocurrido, ξ_{max}
2. (b) A partir del análisis de la evolución temporal del rebase, $\xi(t)$

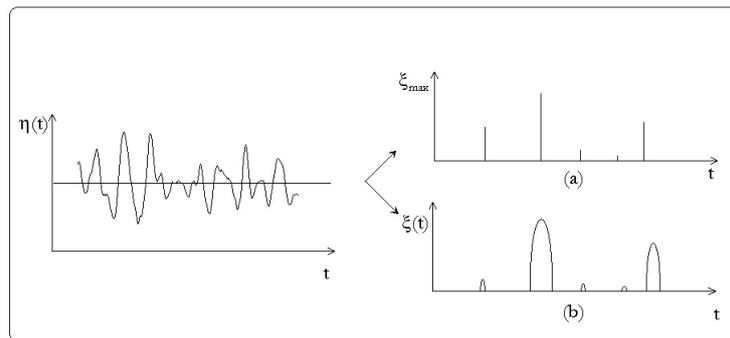


Figura 3.3: Esquema de análisis del suceso rebase (a) rebase máximo (b) evolución temporal del rebase.

En el primer caso (Figura 3.3a), cada rebase se asocia a un valor del rebase máximo ξ_{max} ocurrido en un instante. En un estado de mar formado por una secuencia de N olas, si el número de olas que rebasan es n , la probabilidad de rebase asociada al estado de mar es:

$$Pr[\xi_{max} > 0] = \frac{n}{N} \quad (3.2)$$

Por otro lado, en el segundo caso (Figura 3.3b) cada rebase se asocia a un valor del ascenso de la lámina en el tiempo $\xi(t)$, con una duración de cada rebase τ_i . En un estado de mar de duración D , la probabilidad de rebase asociada al estado de mar viene dada por:

$$Pr[\xi(t) > 0] = \frac{\sum \tau_i}{D} \quad (3.3)$$

En este trabajo el análisis del rebase se va a realizar siguiendo el procedimiento (a), mediante el estudio de los sucesos máximos de rebase.

El rebase también puede clasificarse según su frecuencia de ocurrencia, de la siguiente forma:

- Suceso continuo: todas las olas rebasan
- Suceso frecuente: muchas de las olas rebasan
- Suceso raro: pocas o muy pocas olas rebasan

3.3.1. Análisis dimensional

Como se ha visto anteriormente, la cota superior de la lámina de agua ξ es el resultado de la interacción entre el oleaje incidente y la obra sobre la que incide, en nuestro caso un dique en talud. Los factores que van a influir sobre el rebase serán:

Parámetros geométricos del dique.

- F_c , francobordo de la obra
- B , anchura de la superestructura
- b_t , anchura del cuerpo central del dique
- α_t , ángulo del manto principal
- n , permeabilidad

Geometría del entorno y del terreno.

- h_0 , profundidad a pie de dique con respecto al nivel de la BMVE
- $\tan \beta$, pendiente del fondo en el frente de la sección

Oscilaciones del mar

Oleaje.

- H , altura de ola
- L , longitud de la ola
- θ , ángulo de incidencia

Marea Astronómica.

- η_{MA} , carrera de marea
- T_{MA} , periodo de marea

Marea meteorológica, maremoto y nivel medio vinculado a grupos.

- Δh_L , altura de las variaciones de la columna de agua
- ΔT_L , periodo de las variaciones de la columna de agua

La interacción del oleaje con el dique se traduce en los fenómenos de reflexión, transmisión y disipación, por lo que puede plantearse la siguiente ecuación:

$$f((\xi - Fc); K_R; K_T; D^*) = 0 \quad (3.4)$$

siendo K_R , K_T y D^* los coeficientes de reflexión, transmisión y disipación, respectivamente. Estos coeficientes dependen a su vez de los parámetros geométricos del dique y de las oscilaciones del mar, y se pueden evaluar mediante un análisis dimensional en función de monomios adimensionales. Así, el coeficientes de reflexión depende de los siguientes monomios adimensionales:

$$K_R = f\left(\frac{h_0}{L}; \frac{H}{L}; \frac{\tan \beta}{\frac{h_0}{L}}; \frac{H}{h_0}; Re; Ir; n; \frac{b_t}{L}; \frac{F_c}{H}; \frac{B}{H}; \text{forma}\right) \quad (3.5)$$

En la naturaleza el número de Reynolds Re suele ser superior a $Re > 10^6$, por lo que a todos los efectos el flujo es siempre turbulento y se puede quitar del análisis dimensional. Por otra parte, el efecto de la pendiente del terreno sobre los procesos de interacción oleaje-dique suele ser pequeña o despreciable, por lo que el número de pendiente del terreno $S_r = \frac{\tan \beta}{\frac{h_0}{L}}$ también puede eliminarse. El término de forma el número de mantos, características del núcleo y sus propiedades hidráulicas. Finalmente, el análisis dimensional del coeficiente de reflexión queda:

$$K_R = f\left(\frac{h_0}{L}; \frac{H}{L}; \frac{H}{h_0}; Ir; n; \frac{b_t}{L}; \frac{F_c}{H}; \frac{B}{H}; \text{forma}\right) \quad (3.6)$$

El análisis dimensional de los coeficientes de transmisión K_T y disipación D^* es igual que el realizado anteriormente, y por tanto ambos coeficientes dependen de los mismos monomios adimensionales que el coeficiente de reflexión.

Por lo tanto, sustituyendo el análisis dimensional realizado anteriormente en la ecuación 3.4 se obtiene el análisis dimensional para el rebase:

$$\frac{\xi - Fc}{h_0} = f\left(\frac{h_0}{L}; \frac{H}{L}; \frac{H}{h_0}; Ir; n; \frac{b_t}{L}; \frac{F_c}{H}; \frac{B}{H}; \text{forma}\right) \quad (3.7)$$

Podría pensarse que el problema del rebase se resuelve una vez calculada la reflexión, transmisión y disipación del oleaje al incidir sobre el dique. En cambio, al producirse el fenómeno de rebase sobre el dique, los procesos de reflexión, transmisión y disipación se ven afectados, al desplazarse un volumen de agua desde el área de barlomar del dique a la de sotamar. Así, el rebase ($\xi - Fc$) depende de K_R , K_T y D^* , y a su vez K_R , K_T y D^* son función de $\xi - Fc$. Por tanto, el problema del rebase es un problema **implícito**.

Tradicionalmente el estudio del rebase no se ha planteado como un problema implícito, como verá a continuación. De hecho, ni siquiera se tenía en cuenta la importancia de la reflexión en este proceso. En este trabajo se hace especial hincapié en la importancia de la reflexión, transmisión y disipación en el rebase, y se plantea la resolución del problema implícito que se presenta.

3.3.2. Estudio analítico del problema del rebase

En el apartado anterior se ha visto que el rebase es función de los parámetros del dique, los del oleaje y la interacción entre ambos. Así, la

ecuación obtenida adimensional obtenida anteriormente puede resumirse de la siguiente forma:

$$\frac{\xi - Fc}{h_0} = f(\text{dique}; H; T_z; \Delta\eta) \quad (3.8)$$

donde el parámetro “dique” engloba las características del dique y su interacción con el oleaje.

Se asume que el francobordo y la profundidad a pie de dique toman valores conocidos y constantes, y que las características del dique son conocidas. Así, se denomina f_1 y f_2 a las funciones de probabilidad de

$$f_1 = p\left(\frac{\xi - Fc}{h_0}\right) \quad (3.9)$$

$$f_2 = p(H, T, \Delta\eta) \quad (3.10)$$

Suponiendo que el rebase depende sólo de la altura de ola, se consideran las variables $Y = \xi$ y $X = H$, tales que la distribución de probabilidad de X es conocida. Si ambas variables están relacionadas por una función h tal que $Y = h(X)$, la distribución de probabilidad de Y se obtiene de la siguiente forma (Kottogoda & Rosso, 1997):

$$f_Y(y) = \left| \frac{dg(y)}{dy} \right| f_X(g(y)) \quad (3.11)$$

En el estudio del rebase, la relación de ambas variables viene determinada por la ecuación que modela el ascenso de la lámina por el talud (Losada & Gimenez-Curto, 1979)

$$\frac{R_u}{H} = A_u[1 - \exp(-B_u I_r)] \quad (3.12)$$

a partir de la cual se debería obtener una relación del tipo

$$H = g(R_u) \quad (3.13)$$

de donde se obtendría $\frac{dH}{dR_u}$. Finalmente, podría escribirse

$$f(R_u) = \frac{dH}{dR_u} f_H(g(R_u)) \quad (3.14)$$

donde $f_H(h)$ es la función de distribución de alturas de ola, por ejemplo, la distribución de Rayleigh

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left(-\frac{H^2}{H_{rms}^2}\right) \quad (3.15)$$

Al afrontar este problema analíticamente se encuentra la dificultad de despejar la función $H = g(R_u)$, ya que en la ecuación del run-up está incluido el número de Iribarren, que a su vez depende de la altura de ola. Es por ello que tras realizar esta discusión se llega a la conclusión de que el problema debe resolverse numéricamente.

Resolución numérica

Para la resolución numérica del problema hay que recurrir a un método de simulación, en este caso el Método de Monte Carlo, que se emplea para analizar distribuciones de variables aleatorias usando simulación de números aleatorios.

Para la resolución numérica, se parte de la función de distribución de alturas de ola (ecuación 3.15). Denominando p a $f(H)$, puede despejarse la altura de ola en función de p :

$$H = (-\ln(1 - p)H_{rms})^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

Conocido p , se obtiene una serie de mil valores aleatorios de H , a partir de los cuales se obtiene la muestra de la variable aleatoria R_u sustituyendo en la ecuación 3.12.

3.4. Revisión del estado del arte en el estudio del rebase en diques

Tradicionalmente, el estudio del rebase en diques en talud se ha centrado en el análisis del caudal promedio de rebase q (m^3/ms) y su efecto sobre la operatividad y la seguridad de las estructuras rebasadas. Por ello, los primeros ensayos realizados para el estudio del rebase en diques en talud se centraba en la medición del caudal de agua rebasado (p. ej. Jensen & Sorensen (1979)). La línea de trabajo se dirigía a conseguir fórmulas empíricas sencillas para calcular el caudal promedio de rebase, bien en estructuras verticales, bien en taludes permeables o impermeables. Goda (1985) plantea

que el caudal promedio de rebase debe obtenerse a partir de ensayos de laboratorio o medidas de campo, por lo que recopila una serie de diagramas de diseño de espaldones para la estimación del caudal de rebase, a partir de la geometría del dique y de las características del oleaje en aguas profundas.

Posteriormente, otros autores han seguido esta misma línea de trabajo. Así, el trabajo de Franco *et al.* (1994), enfocado a la evaluación de los volúmenes admisibles de rebase para la seguridad y operatividad de las instalaciones afectadas por el rebase, marcando como factor importante para el diseño el caudal máximo de descarga. En ese trabajo se evalúa este en función únicamente de la altura de ola significativa del oleaje y el francobordo relativo de la estructura de estudio (F_c/H_S) para diques verticales.

Otros autores se han aproximado al estudio del rebase considerando que depende exclusivamente de los parámetros de la onda incidente. Hamer & Hamer (1982) evalúan la transmisión del oleaje debido al rebase, concluyéndose que la transmisión podrá calcularse a partir del talud del dique, el francobordo, el run-up y la altura incidente H_i . Los ensayos de Hamer & Hamer (1982) se realizaron sobre un talud impermeable, lo que impide su extrapolación a taludes de diferentes porosidades.

En los años 80 comienzan a publicarse trabajos sobre modelos numéricos para la evaluación y predicción del rebase, intentando solventar con los modelos numéricos las limitaciones que hasta entonces se tenían en los modelos físicos, tales como la obtención de datos en tipologías muy determinadas o para bandas de oleaje muy concretas. Así, Kobayashi & Wurjanto (1989) presentan un modelo que predice las variables hidrodinámicas asociadas al rebase sobre un talud impermeable, basado en las ecuaciones no lineales en aguas someras. Posteriormente se han mejorado estos modelos para incluir el efecto de un talud poroso (Wurjanto & Kobayashi, 1993), promediar el modelo probabilístico en el tiempo (Kobayashi *et al.*, 2007) o incluir el flujo aguas abajo debido a la filtración y al rebase (Kobayashi & de los Santos, 2007). También basados en las ecuaciones no lineales en aguas someras son los modelos de Hu *et al.* (2000) o Hubbard & Dodd (2002).

Otra alternativa a los modelos basados en las ecuaciones en aguas someras son los denominados RANS, basados en las ecuaciones de Navier-Stokes. Tienen la ventaja de poder incluir el efecto de la rotura del oleaje. Numerosos autores han trabajado sobre este modelo, destacando la última aportación de Losada *et al.* (n.d.).

Finalmente, caben destacar las nuevas aproximaciones al problema del rebase desde el punto de vista del modelado con redes neuronales. Se basan en aplicar datos experimentales a sistemas de redes neuronales para el modelado del rebase. En 2004, se presentó una base de datos de rebase, realizada con la finalidad de ser usada para la calibración del sistema de redes neuronales (Steendam *et al.*, 2004). Destacan en el campo de las redes neuronales los trabajos de Pozueta *et al.* (2004) y Van Gent *et al.* (2007).

Otra de las líneas de trabajo en el estudio del rebase en diques en talud tratan de establecer una relación entre el coeficiente de reflexión y el rebase. Basándose en las tradicionales fórmulas empíricas para el cálculo del coeficiente de reflexión, se han establecido nuevas formulaciones mejoradas que tratan de incluir el efecto de las características de rugosidad de los diferentes tipos de mantos a partir de un parámetro de rugosidad γ_f . Zanuttigh & van der Meer (2006) proponen la siguiente fórmula para el cálculo del coeficiente de reflexión:

$$K_r = \tanh(a\xi_0^b) \quad (3.17)$$

donde los coeficientes a y b se calibran a partir de ensayos sobre diferentes tipos de mantos principales, y que dependen del parámetro de rugosidad γ_f (dependencia determinada de nuevo sobre formulaciones empíricas). La fórmula del cálculo del coeficiente de reflexión resulta no ser todo lo precisa que se requiere. Como comentan los autores, aunque la tendencia de “para mayor coeficiente de rugosidad, mayor coeficiente de reflexión” se mantiene, hay aún otros procesos que no se comprenden y no se tienen en cuenta, y por lo tanto alteran los resultados.

La mayor parte de los trabajos anteriormente citados tienen cabida en un manual para la evaluación del rebase publicado en Agosto del 2007 por parte de tres grupos de investigación de Reino Unido, Holanda y Dinamarca (Pullen *et al.*, 2007). En este manual se incluyen una serie de formulaciones y recomendaciones para la evaluación del rebase en espigones, diques en talud y diques verticales.

Como se ha comentado anteriormente, el análisis del estado del arte revela que los trabajos hasta ahora se han centrado en la evaluación de la magnitud del rebase. Por un lado existen modelos de predicción validados con resultados experimentales; Por otro, formulaciones sencillas de cálculo obtenidas empíricamente que incluyen las características de cada caso a partir de parámetros (rugosidad, presencia de berma...). En cambio, la

revisión del estado del arte muestra la ausencia de trabajos que se centren en el análisis del origen del fenómeno ni en la importancia de los procesos de reflexión, transmisión y disipación en el rebase.

3.5. Validación experimental

3.5.1. Introducción

Como se ha visto anteriormente, tradicionalmente en el estudio del rebase no se ha tenido en cuenta la importancia de la reflexión, transmisión y disipación en el proceso. Se plantea por tanto un campo abierto de estudio, en el que debe plantearse el problema del rebase como un fenómeno implícito en el que causas y efectos están mutuamente interrelacionados.

Para la resolución del problema se ha planteado una campaña de ensayos en canal de oleaje, sobre un dique en talud, en los que se ha medido el rebase producido por oleajes de diferentes alturas y periodos sobre el dique, así como la reflexión, transmisión y disipación del dique. Se han realizado ensayos con oleaje regular e irregular.

3.5.2. Dispositivo experimental

Los ensayos para el estudio del rebase en diques se han realizado en el canal ola-corriente del CEAMA(Universidad de Granada), cuyas características pueden consultarse en el Anejo C.

Para realizar los ensayos se ha elegido un dique en talud real ubicado en la explanada de Aboño (Gijón), sobre el que se conoce que presenta problemas de rebase. Las características del dique prototipo y el modelo se presentan en el Anejo A.

El análisis de los procesos que generan rebase revela la importancia en el mismo de fenómenos como el ascenso del nivel medio en el talud o la rugosidad del manto principal. Por ello, para controlar estos procesos se ha optado por impermeabilizar el núcleo del dique, centrando la ocurrencia de los procesos en el manto principal.

3.5.2.1. Adquisición de datos

La adquisición de datos en los ensayos se ha realizado mediante 10 sensores de nivel y una cámara fotográfica. Los sensores se han colocado en el canal de manera que pueda obtenerse el coeficiente de reflexión del oleaje al incidir sobre el dique, la elevación de la lámina de agua en el interior del mismo y la cota de la lámina al rebasar sobre el dique. También se ha colocado un sensor a sotamar del dique para identificar los casos de rebase y evaluar el caudal de descarga de los mismos.

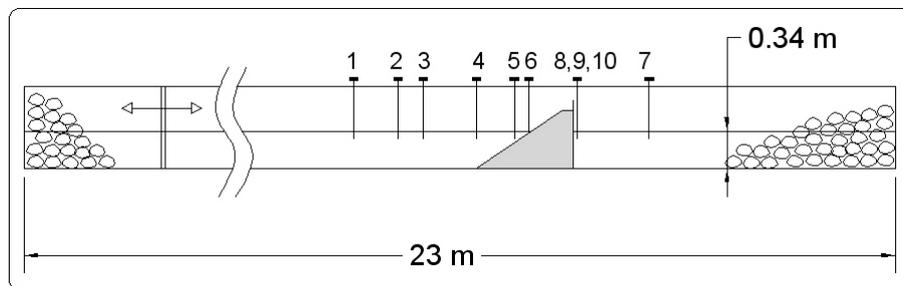


Figura 3.4: Dispositivo experimental de adquisición de datos en los ensayos de rebase.

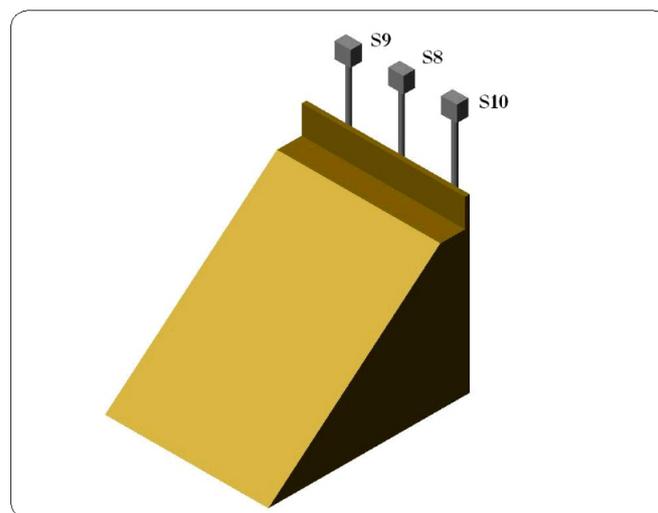


Figura 3.5: Sensores 8, 9 y 10 a sotamar del dique.

En la Figura 3.4 se muestra la colocación de los sensores en los ensayos. Los sensores 1, 2 y 3 se emplean en la evaluación del coeficiente de reflexión mediante el Método Baquerizo (Baquerizo, 1995), por lo que se han colocado a una determinada distancia que permita la ejecución de dicho método. El sensor 4 proporciona la información sobre las características del oleaje a pie de dique, mientras que los sensores 5 y 6 adquieren la información de la cota que alcanza la lámina de agua en el interior de los mantos del dique. El sensor 7 registra los sucesos de rebase al encontrarse a sotamar del dique, pudiendo además con su información evaluarse el caudal de descarga de los rebases. Con los sensores 8, 9 y 10 se registra la cota alcanzada por cada rebase. El uso de tres sensores permite evaluar posibles efectos de onda transversal en el canal. Su colocación a sotamar del espaldón puede verse en el croquis de la Figura 3.5.

3.5.3. Control de las oscilaciones del canal

Al trabajar en un canal de oleaje en 2 dimensiones hay que ser conscientes de las limitaciones técnicas de cada dispositivo a la hora de realizar y analizar los ensayos. La generación lineal de oleaje en 2-D conlleva la aparición de otras ondas que pueden resultar problemáticas para el ensayo, como son las ondas largas, crestas secundarias y las oscilaciones propias del canal.

En el Anejo C se exponen las características de estas ondas asociadas a la generación y se realiza el análisis de las ondas que pueden aparecer en estos ensayos. A partir de este análisis se han tomado las medidas oportunas para eliminar dichas ondas, en caso de que haya sido posible, o bien para eliminar datos inadecuados.

3.5.4. Ensayos realizados

Los ensayos se han realizado bajo oleaje regular e irregular, con periodos de prototipo comprendidos entre 8 y 18 segundos, y alturas de ola crecientes hasta el límite de generación del canal de oleaje.

A partir de los ensayos con oleaje regular se ha obtenido la relación entre el oleaje, determinado por la pareja (altura de ola, periodo), y su interacción con la obra, plasmada en los procesos de reflexión, transmisión y disipación. Se ha determinado además, para cada oleaje ensayado, si produce rebase o no, y en caso de que éste se produzca, el valor de la variable $\xi - Fc$.

Posteriormente se han realizado los ensayos con oleaje irregular, en los cuales se ha analizado el comportamiento de una secuencia de olas al incidir sobre el dique.

3.5.5. Metodología de análisis de datos

Como se ha visto anteriormente, se han realizado ensayos bajo oleaje regular e irregular. En primer lugar, se analizan los datos adquiridos en los ensayos bajo oleaje regular, obteniéndose los siguientes parámetros:

- Se obtienen las curvas de interacción que relacionan el oleaje incidente con el estado de rebase obtenido en el ensayo.
- Se evalúa la reflexión del oleaje en el dique siguiendo el método de Baquerizo (Baquerizo, 1995).
- Se evalúa el número de Iribarren en el talud para obtener la forma de rotura del oleaje.

Para oleaje irregular, el análisis se realiza con la siguiente metodología:

- Se analizan los sucesos rebase a partir de las secuencias de olas que los producen, y se agrupan los tipos de rebase observados.

3.5.5.1. Oleaje regular

Los ensayos bajo oleaje regular se han realizado con periodos de modelo comprendidos entre 1,35 s y 3,04 s, y alturas incidentes teóricas desde 12 cm hasta la altura máxima incidente de generación que permite el canal de oleaje, $H_{i,max,gen}$

Estados de rebase

El primer paso es el estudio de la relación entre la ocurrencia entre el suceso rebase y la altura de ola incidente sobre el dique. La ocurrencia o no de rebase se subdivide en los siguientes estados de rebase:

- Sin incidencias: no existe ninguna transferencia de agua sobre la superestructura del dique.
- Salpique pequeño: pequeñas gotas rebasan el dique.
- Salpique: existe paso de gotas de agua sobre la superestructura del dique.

- Salpique fuerte: existe una transferencia importante de agua sobre la superestructura del dique, sin llegar a producirse rebase.
- Sin incidencias: no existe ninguna transferencia de agua sobre la superestructura del dique.

En los ensayos, la ocurrencia de cada uno de los estados de rebase se obtiene a partir de la observación de los mismos, y se verifica posteriormente a partir de los videos obtenidos en cada ensayo.

La Figura 3.6 muestra la curva de interacción obtenida.

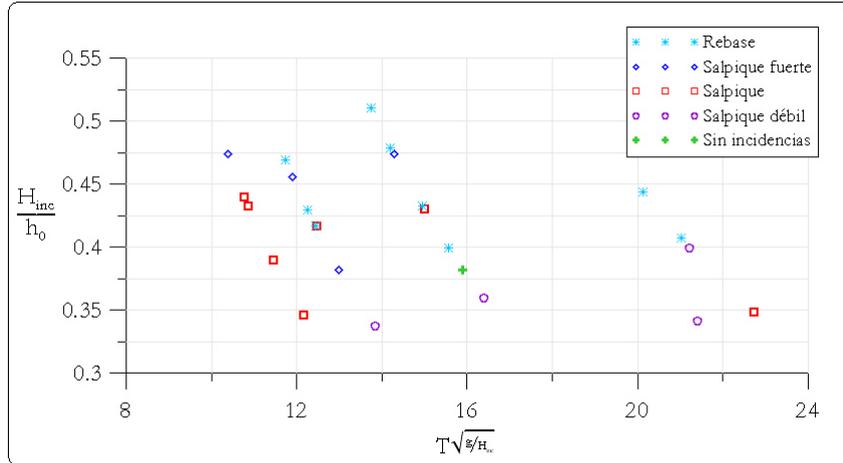


Figura 3.6: Estados de rebase para H_{inc}/h_0 en ensayos con oleaje regular.

Cota máxima de rebase

En la Figura 3.7 pueden observarse los valores de la cota de rebase relativos respecto a la profundidad a pie de dique, frente al periodo adimensionalizado con la altura incidente. Puede observarse cómo los ensayos donde no ha ocurrido rebase la cota es nula, mientras que en los ensayos donde el salpique es fuerte los sensores comienzan a registrar medición de cota rebasada. En los casos donde el rebase es muy significativo los sensores colocados a trasdós del dique miden cotas de rebase importantes.

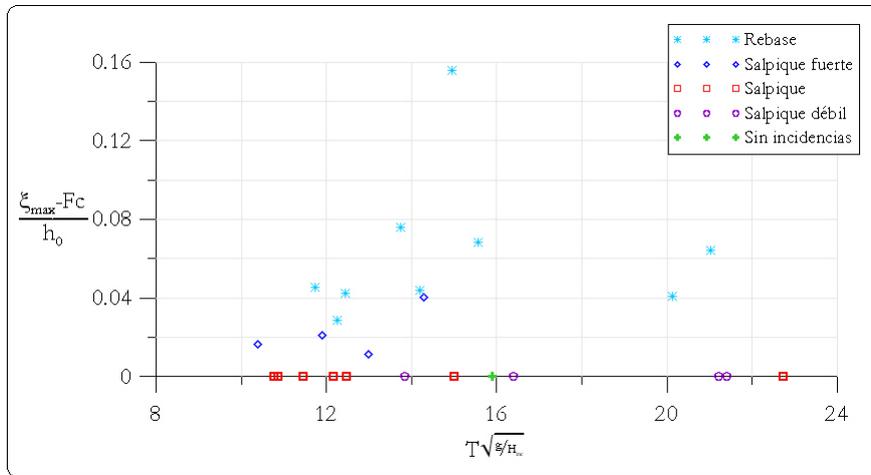


Figura 3.7: Cota máxima de rebase en ensayos con oleaje regular.

Coefficiente de reflexión

Como se ha comentado en anteriores apartados, la reflexión juega un papel importante en la ocurrencia del rebase. Así, en la Figura 3.8 se muestra el coeficiente de reflexión para cada estado de rebase observado.

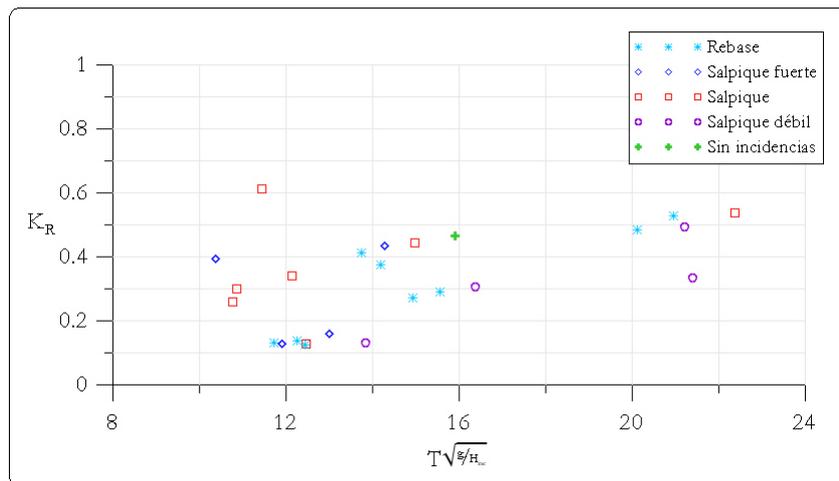


Figura 3.8: Coeficiente de reflexión en ensayos con oleaje regular.

Tipo de rotura: Número de Iribarren

Se comparan el número de Iribarren con el valor máximo de la cota de rebase del ensayo para cada estado de rebase (Figura 3.9). Puede observarse que el suceso rebase sucede en cualquier tipo de rotura, y que las mayores cotas de rebase se producen para roturas en colapso.

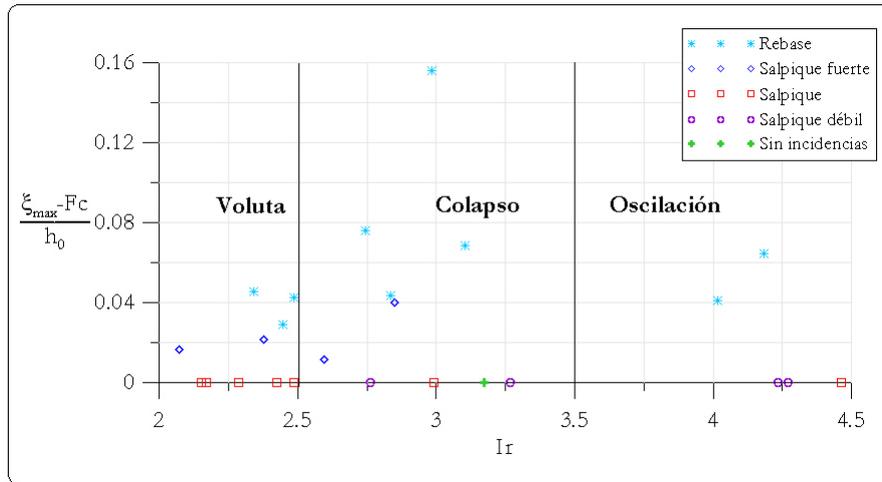


Figura 3.9: Tipo de rotura frente a cota de rebase en ensayos con oleaje regular.

Procesos de ocurrencia de rebase

En un apartado anterior se han analizado las posibles causas del porqué de la ocurrencia del suceso rebase. Se considera de especial importancia el tipo de rotura del oleaje sobre el talud, que influye en parámetros como el ascenso del nivel medio del agua en el talud o la altura de ola total en el dique.

Para verificar si la ocurrencia del rebase en los ensayos se ha producido tal y como se ha propuesto anteriormente, se comparan los datos obtenidos para cada ensayo en el que ha sucedido rebase tal y como se han analizado en el apartado anterior. Se añade además el dato calculado de la altura total sobre el dique, obtenido a partir de la altura incidente y el coeficiente de reflexión (módulo y fase). Por otro lado, se obtiene el valor del ascenso del nivel medio en el interior del talud, obtenido a partir del registro de un sensor de nivel colocado en el interior del talud del dique.

Se obtienen las seis gráficas que se muestran en la Figura 3.10, donde se

reproducen los datos de 5 rebases observados. Se han numerado los ensayos rebases para facilitar su comparación. A partir de las gráficas se realizan las siguientes observaciones:

- El rebase se produce en todos los tipos de rotura producidos.
- En roturas en voluta (1 y 2), el rebase se produce si se combinan el aumento del nivel medio sumado a una altura incidente suficiente. Los rebases obtenidos no presentan una magnitud importante.
- En roturas en colapso (3 y 4), el rebase ocurre al aumentar la altura total, siendo menor el aumento del nivel medio en el talud. Las cotas máximas de rebase son mayores para roturas en colapso, pudiendo comprobarse que una vez alcanzada la altura total que provoca el rebase, si aumenta el nivel medio la cota de rebase aumenta considerablemente (rebase 3).
- En roturas en oscilación, el factor que define la ocurrencia o no de rebase es la altura total.

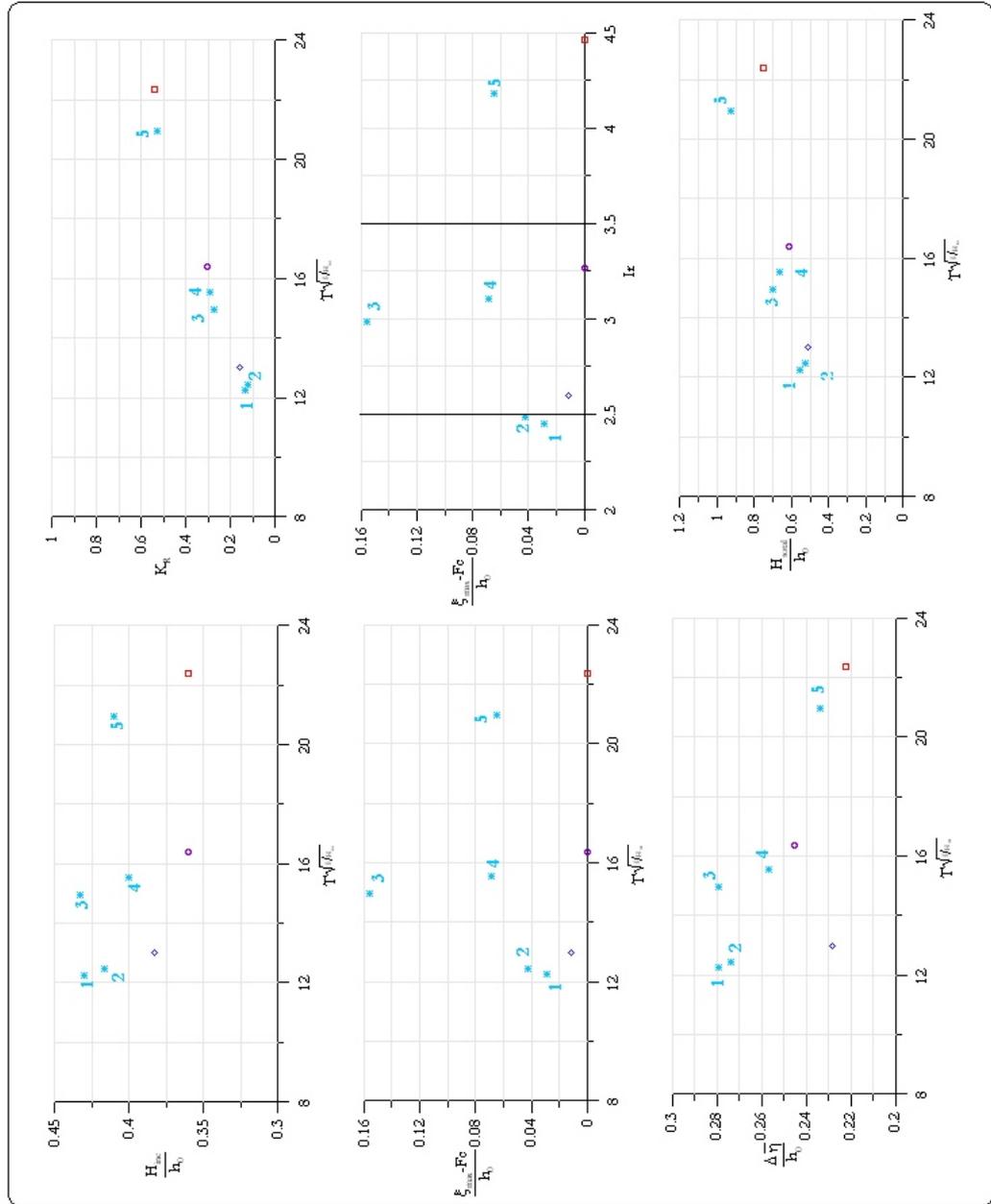


Figura 3.10: Comparativa de factores que influyen en la ocurrencia del rebase.

3.5.5.2. Oleaje irregular

Los ensayos bajo oleaje regular se han realizado con periodos de pico en modelo comprendidos entre 1,35 s y 3,04 s, y alturas incidentes significantes teóricas desde 12 cm hasta la altura máxima incidente de generación que permite el canal de oleaje, $H_{i,max,gen}$

Análisis ola a ola del suceso rebase

Una vez estudiado el comportamiento general del dique frente al rebase, se analiza cada caso de rebase de manera individual, buscándose la relación entre las características de la ola o grupo de olas que producen el rebase, y el suceso rebase en sí.

Para ello, se identifica en cada ensayo cada uno de los sucesos rebases que hayan tenido lugar. Como ejemplo, la Figura 3.11 muestra los registros de los tres sensores colocados a sotamar del dique (sensores 8, 9 y 10) y el sensor a pie de dique (sensor 4), en la que pueden apreciarse 5 sucesos de rebase acaecidos durante este ensayo.

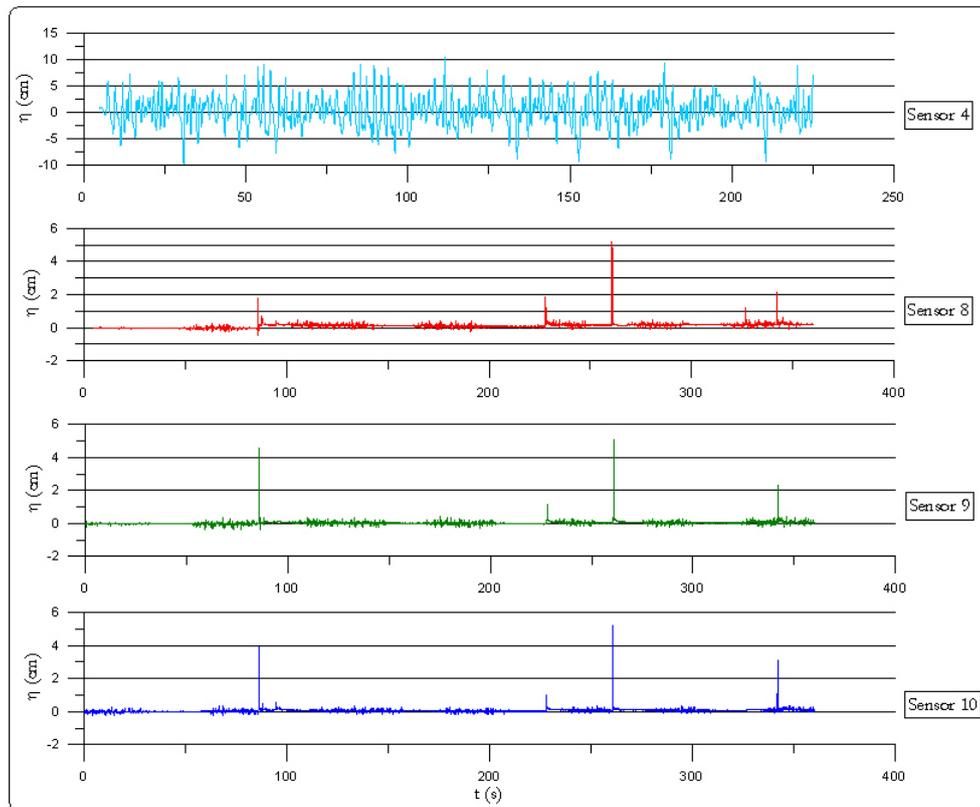


Figura 3.11: Registro del suceso rebase en los sensores de sotamar.

Una vez identificados cada uno de los sucesos rebase se analiza el registro de oleaje inmediatamente anterior a la ocurrencia del rebase, identificando las características individuales de las olas anteriores al rebase (Figura 3.12).

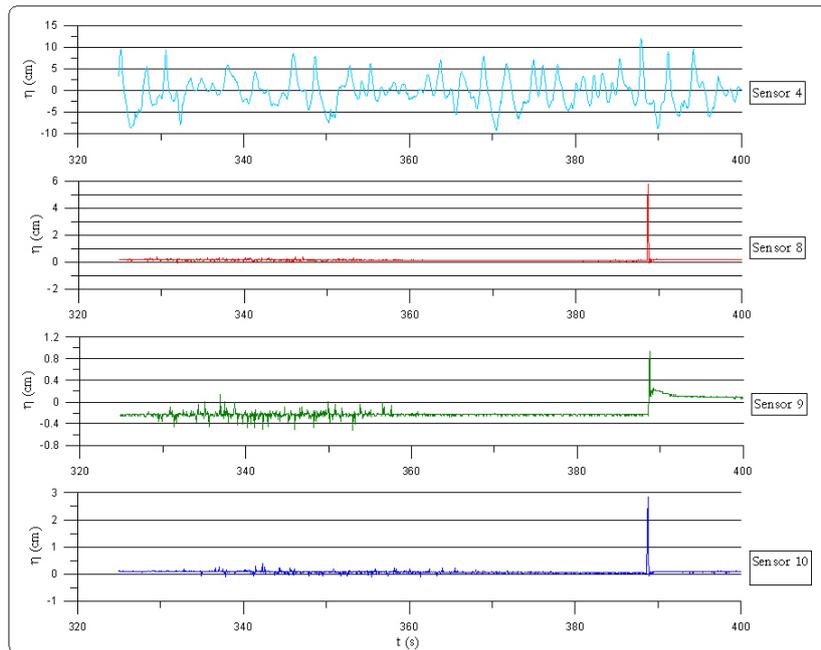


Figura 3.12: Análisis detallado del registro de oleaje a pie de dique anterior a la ocurrencia del suceso rebase

Se observa que el rebase se puede producir por diferentes procesos, estando su magnitud influenciada por las dimensiones que adquieran las variables que intervienen en el fenómeno. Así, se observan los siguientes procesos de ocurrencia de rebase:

1. El rebase se produce por la ocurrencia de una secuencia de 2-3 olas de alturas y periodos de magnitud tal que producen rotura en colapso. La ola que finalmente produce el rebase es la que influye en la magnitud del mismo a través de su altura de cresta. En la Figura 3.13 pueden verse dos casos de rebase con estas características.

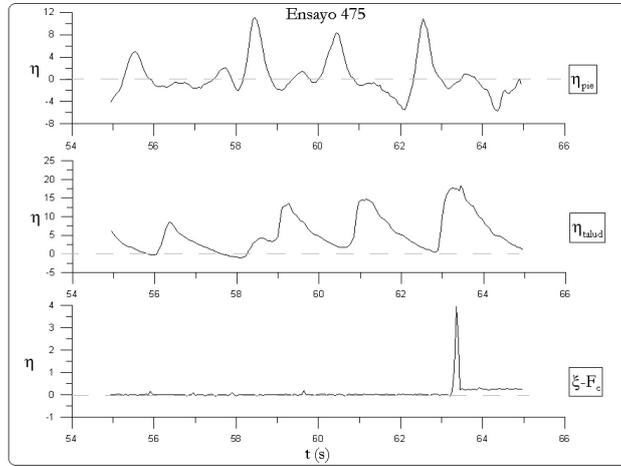


Figura 3.13: Ejemplo de rebase tipo 1.

2. El rebase se produce por la ocurrencia de una secuencia de 2-3 olas de alturas y periodos de magnitud tal que producen rotura en voluta, seguidas por una ola de mayor periodo que produce una rotura en colapso (Figura 3.14).

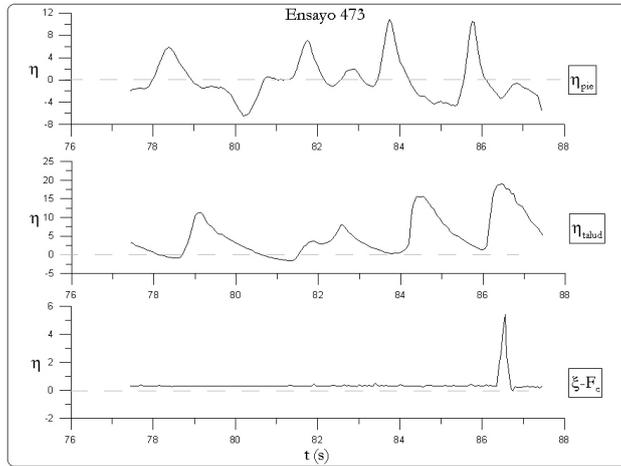


Figura 3.14: Ejemplo de rebase tipo 2.

3. El rebase se produce por la ocurrencia de olas de periodos largo tal que producen rotura en oscilación, seguidas por una ola de mayor altura de cresta y menor periodo, que produce rotura en colapso (Figura

3.15).

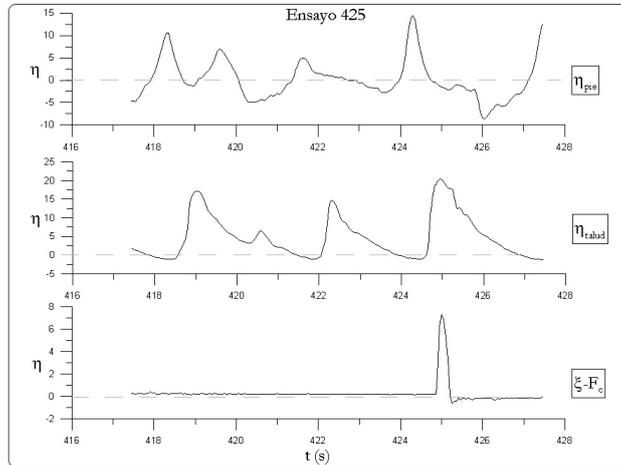


Figura 3.15: Ejemplo de rebase tipo 3.

4. El rebase se produce por la ocurrencia de una secuencia de 2-3 olas de alturas y periodos de magnitud tal que producen rotura en voluta. El nivel medio asciende respecto a su posición de referencia. La ola que finalmente produce el rebase es la que influye en la magnitud del mismo a través de su altura de cresta. (Figura 3.16).

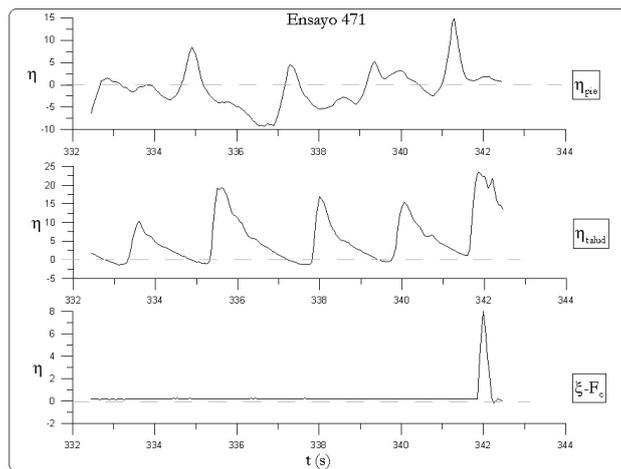


Figura 3.16: Ejemplo de rebase tipo 4.

Del análisis de las variables que influyen en el fenómeno, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Si el rebase está provocado por una secuencia continuada de olas rompiendo en colapso, la magnitud del mismo viene determinada por la amplitud de cresta de la ola de rebase, mientras que el ascenso del nivel medio no influye en la misma.
- Si el rebase está provocado por una secuencia continuada de olas rompiendo en colapso, la magnitud del mismo viene determinada por la amplitud de cresta de la ola de rebase y por el ascenso del nivel medio.

3.6. Conclusiones

Las principales conclusiones que se pueden extraer de este capítulo son:

- Para la correcta evaluación del rebase en un dique en talud debe tenerse en cuenta no sólo las características del dique y el oleaje, sino también las de los procesos de interacción que entre ellos ocurren, a saber, reflexión, transmisión y disipación. Por otro lado, estos procesos de interacción dependen de la ocurrencia o no de rebase. Por tanto, el análisis del suceso rebase debe entenderse y tratarse como un problema implícito.
- El análisis de la ocurrencia y magnitud del rebase debe iniciarse con la comprensión de los procesos a partir de los cuales se produce el fenómeno. La interacción oleaje-dique, representada por la rotura de ola, influye en las variaciones del nivel medio en el talud y en la magnitud y posición del antinodo de la onda ante el dique. Se concluye que la ocurrencia de rebase para roturas en decrestamiento y voluta viene provocada por la interacción del aumento del nivel medio sumada al ascenso de la lámina provocada por la altura de ola total. Para roturas en colapso y oscilación, la ocurrencia del rebase viene dada por el aumento del coeficiente de reflexión, que provoca un aumento de la altura de ola total frente al dique.
- En los ensayos realizados bajo oleaje regular, se ha observado que:
 - El suceso rebase aparece para cualquier tipo de rotura del oleaje, siendo mayores las cotas de rebase para roturas en colapso.
 - En roturas en voluta el rebase se produce si se combinan el aumento del nivel medio sumado a una altura incidente suficiente.

-
- En roturas en colapso el rebase ocurre al aumentar la altura total, siendo menor el aumento del nivel medio en el talud. Una vez alcanzada la altura total que provoca en rebase, si aumenta el nivel medio la cota de rebase se dispara.
 - En roturas en oscilación, el factor que define la ocurrencia o no de rebase es la altura total.
- De los ensayos realizados bajo oleaje irregular se concluye que:
- La ocurrencia y magnitud del rebase en un estado de mar depende de la secuencia individual de olas que inciden sobre el dique.
 - Existen diferentes mecanismos de ocurrencia de rebase, en los que se combinan los procesos de ocurrencia observados en los ensayos bajo oleaje regular.

Diseño de un dique en talud de máxima estabilidad: Dique en S

4.1. Introducción y objetivos

4.1.1. Introducción

En el ámbito marítimo se entiende por área abrigada “la superficie de agua y tierra que está a resguardo de las acciones de las dinámicas atmosférica y marina”. Uno de los recursos disponibles para controlar estas acciones, en particular el oleaje, es la construcción de obras marítimas de abrigo, o diques de abrigo. Los puertos de abrigo deben proporcionar resguardo en las condiciones de trabajo extremas y excepcionales, es decir, aquellas con una probabilidad de presentación “razonable” (extremas), o muy pequeña e inesperada (excepcionales) (ROM0.0, 2001). En ausencia de bahías o rías que de forma natural ofrezcan abrigo adecuado para disponer de un puerto es necesario construir obras marítimas de protección.

La tipología de dique de abrigo más utilizada en España es el dique en talud, denominado rompeolas o de escollera, por su facilidad constructiva y capacidad resistente ante la deformación mientras se deforma y avería (MOPU, 1988). En la actualidad sigue siendo la tipología más empleada en la construcción de nuevos puertos en España o ampliaciones de los puertos existentes. Así, en el año 2006 aproximadamente un 65 % de las inversiones realizadas en puertos de titularidad estatal para la construcción de diques de abrigo fueron destinadas a la construcción de diques en talud, frente al 35 % de diques verticales, como puede verse en la Tabla 4.1 (PuertosdelEstado, 2006).

Autoridad Portuaria	Proyecto	Tipología	Longitud (m)	Presupuesto (M. Euros)
A Coruña	Nuevas instalaciones portuarias en Punta Langosteira	Talud	3360	370
Alicante	Ampliación puerto de Alicante	Talud	1124	63
Almería	Desarrollo del muelle de poniente, 2ª fase	Talud	1140	17.4
Algeciras	Desarrollo exterior Isla Verde. Dique Abrigo	Vertical	2600	107.2
Barcelona	Dique Abrigo Sur Tramo I	Talud	2000	97
Barcelona	Dique Abrigo Sur Tramo II	Vertical	1700	97
Barcelona	Dique Abrigo Sur Tramo III	Talud	1100	110
Barcelona	Ampliación Dique de Abrigo Este	Talud	2000	197.3
Ferrol	Ampliación puerto exterior	Talud	1040	104.9
Gijón	Ampliación del puerto de Gijón - Dique Torres	Talud	1488	58
Gijón	Ampliación del puerto de Gijón - Dique Norte	Vertical	1530	114
Las Palmas	Prolongación Dique Reina Sofía	Vertical	488	55.5
Tarragona	Prolongación Dique Rompeolas	Vertical	845	41.5

Tabla 4.1: Inversiones realizadas en construcción de diques de abrigo en España en el año 2006 (Puertos del Estado, 2006).

Un dique en talud se construye con materiales granulares de diferentes tamaños dispuestos en capas y apoyados sobre un núcleo de todo uno de cantera. El manto exterior o manto principal es el que resiste la acción del oleaje. Sobre él una parte del flujo de energía se disipa por rotura de las olas, otra parte se refleja, mientras que la parte restante se transmite por

los mantos interiores y núcleo donde se disipa por fricción y turbulencia hasta alcanzar el lado interior con una energía prácticamente despreciable (Losada, 1990). En la Figura 4.1 puede verse una sección tipo de un dique en talud.

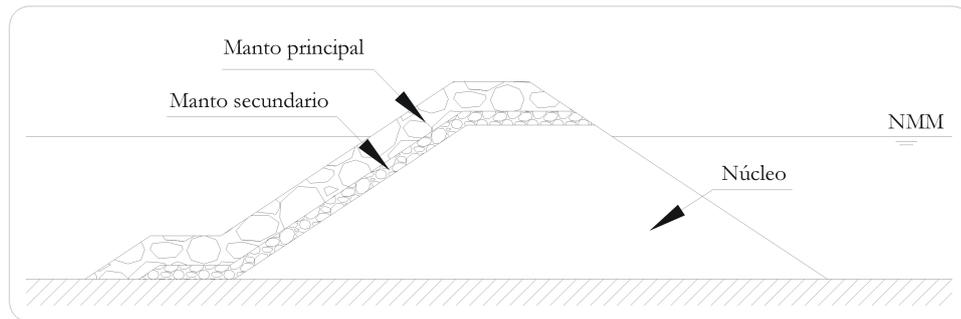


Figura 4.1: Sección tipo de un dique en talud.

Los parámetros de diseño de un dique en talud son: la inclinación del talud (α_s), el tipo y peso de la pieza del manto principal (W_p), la cota de coronación del manto (F_t), bermas y superestructura (F_c) y la secuencia de mantos principales (Figura 4.2). El diseño y cálculo tradicional de los diques en talud se realiza sobre el dique terminado, es decir, supuesto que ha finalizado la fase de construcción. En cambio, la fase de construcción de un dique tiene gran importancia desde un punto de vista ambiental (explotación de canteras, uso de maquinaria de grandes dimensiones, etcétera) y desde el punto de vista de la seguridad en el trabajo (por ejemplo, trabajo de buzos para control y revisión del progreso de la obra). Además, parámetros de gran importancia para el comportamiento posterior del dique tales como el número de piezas por unidad de superficie, la porosidad de los mantos o la colocación de las piezas tienen un control durante la ejecución del dique difícil y a veces imposible.

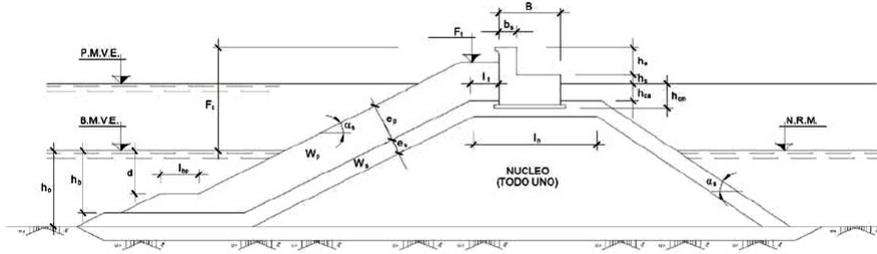


Figura 4.2: Parámetros esenciales de un dique en talud.

El diseño, construcción y mantenimiento de diques en España se realiza siguiendo las directrices y recomendaciones marcadas por las Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM). El Programa ROM nació en el año 1987 con el fin de aportar un instrumento técnico para proyectistas, constructores y administraciones portuarias, facilitando a todos el acceso a la información especializada, la disponibilidad de un conjunto ordenado de criterios que contribuyeran a la optimización de sus actuaciones profesionales e institucionales, el progresivo desarrollo del prestigio internacional de la tecnología portuaria española y asimismo a fomentar la exportación de dicha tecnología. En la actualidad el Programa ROM prosigue su labor, coordinándose el Organismo Público Puertos del Estado con las Autoridades Portuarias, las Comunidades Autónomas con competencias portuarias, las Universidades, otros Centros de Investigación, y las empresas relacionadas con el sector, para poder jugar un papel importante en la promoción, coordinación y desarrollo de programas de innovación tecnológica y apoyo técnico al sector portuario, dirigido a mantener y consolidar en España estrategias globales de investigación y desarrollo tecnológico para la gestión técnica y operativa de las infraestructuras y los equipamientos portuarios.

De acuerdo con la R.O.M. 0.0 (2001) y R.O.M. 1.1 (en redacción), el dique en talud debe satisfacer unos requisitos de seguridad y de servicio durante la vida útil de tal manera que la probabilidad conjunta de que la obra en su conjunto y en cada una de sus partes y elementos falle estén acotadas en la vida útil, es decir, satisfagan los requisitos de proyecto según la ROM 0.0, establecidos a partir de los índices de repercusión económica (IRE) y social (ISA).

La verificación de los requisitos de proyecto se realiza calculando la probabilidad de fallo conjunta de los diferentes modos de fallo de un dique.

Para un dique en talud los modos de fallo principales son (1) la extracción de las piezas del manto principal, (2) la rotura de ellas y (3) la deformación de su geometría con la consiguiente pérdida de su capacidad de abrigar frente a la acción del oleaje. La verificación del dimensionamiento del dique se inicia comprobando la estabilidad frente a la extracción de las piezas del manto principal. A tal efecto es necesario seleccionar un **oleaje de proyecto**. Si éste o uno superior alcanza el dique, éste comienza a fallar, perdiendo piezas y cambiando su geometría. A partir de ese momento la supervivencia de la obra depende de (1) la altura de las olas que lleguen durante el temporal y de (2) su persistencia. Es decir, una vez que se superan las condiciones de dimensionamiento el dique de abrigo pierde su capacidad principal, proteger el puerto frente a las acciones del mar.

Los tramos que suelen formar un dique son: arranque, alineación principal y morro. El tramo más débil es el morro que limita y define la entrada al puerto. Las piezas extraídas pueden caer al canal de entrada, obstaculizando el acceso y la salida.

Los trabajos de investigación teóricos y experimentales, realizados en el seno del Grupo de Puertos y Costas del CEAMA-Universidad de Granada han conducido a definir una geometría de dique y un sistema de colocación de piezas del manto principal que con incidencia normal del oleaje presentan unas condiciones de “estabilidad absoluta”, es decir no fallan si no se supera la altura de ola para la cual ha sido dimensionado (Clavero *et al.*, 2006). Ésta puede ser tan alta como se considere puesto que para cada tipo y peso de pieza y sistema de colocación, hay una geometría del perfil que proporciona la máxima estabilidad. Esta geometría una vez adimensionalizada con la altura de ola cumple ciertas condiciones de similitud hidráulica. Estos resultados se verificaron para piezas cúbicas y escollera redondeada (Benedicto, 2004).

4.1.2. Objetivos

El objetivo general del Capítulo es obtener una tipología de dique en talud de máxima estabilidad frente a la acción del oleaje. Ello permitirá optimizar el diseño y construcción de los puertos de abrigo, permitiendo que estos se ubiquen en zonas sometidas a fuertes oleajes, y que no sufran daños en condiciones de trabajo extremas y excepcionales.

Para ello, se realizarán los estudios experimentales y el desarrollo de la formulación necesaria que permitan el dimensionamiento de diques en

talud de estabilidad absoluta que puedan ser construidos como abrigo de puertos.

4.2. Estado del arte

Los diques en talud de diseño tradicional constan de varias capas de material granular de diferentes tamaños. La sección interior del dique se denomina núcleo y está compuesto por material todo-uno de cantera. Sobre el núcleo se disponen uno o más mantos secundarios, que ejercen la función de filtro entre el núcleo y el manto principal, que es el manto exterior del dique y que puede estar constituido por piezas naturales o artificiales, y cuya misión principal es disipar la energía del oleaje. En caso de que el fondo no proporcione un apoyo sólido para el dique, caso de los suelos no rocosos, debe protegerse la cimentación y forma del dique con una berma de pie. Esta configuración puede verse en la Figura 4.2.

Cuando el oleaje incide sobre un dique en talud, la energía incidente se divide en energía reflejada, disipada y transmitida, dependiendo del diseño del dique del nivel de energía reflejada, disipada y transmitida deseado (Losada, 1990). Para el dimensionamiento de un dique en talud deben conocerse los siguientes parámetros:

- Características del medio
 - Profundidad de agua a pie de dique, h_0
 - Inclinación del fondo, β
 - Peso específico del agua, γ_w
 - Aceleración de la gravedad, g
 - Viscosidad cinemática, μ
- Características del oleaje incidente
 - Altura de ola, H
 - Periodo de la ola, T
 - Ángulo de incidencia, θ
- Características del dique
 - Inclinación del talud, α_s
 - Tipo de pieza que compone el manto principal

- Peso específico de las piezas del manto principal, γ_r
- Rugosidad y permeabilidad del manto principal
- Características de los mantos secundarios

A partir de dichos parámetros se realiza el cálculo del peso de las piezas del manto principal, habiendo sido propuestas distintas formulaciones a lo largo de la historia reciente. Tal y como resumen López & Megía (1974), Castro (1933) inició dicha investigación con la propuesta de una primera fórmula, modificada posteriormente por Briones. Posteriormente, Hudson (1959) e Iribarren (1965) presentaron sus propuestas para el cálculo del peso de las piezas del manto principal. Finalmente, Losada & Giménez-Curto (1979) modificaron la fórmula introduciendo la función de estabilidad. Realizaron ensayos en laboratorio en los cuales, manteniendo el periodo de la ola constante, incrementaban la altura de ola para determinar el instante en el que producía el movimiento de las piezas del manto principal. Elaboraron así unos diagramas a partir de los cuales se determinaba la función de estabilidad, Ψ , de forma que el peso de las piezas del manto principal viene dado por la expresión

$$W = \Psi H^3 \gamma_w \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (4.1)$$

donde W es el peso de las piezas del manto principal y $S_r = \gamma_r/\gamma_w$ es el peso específico relativo.

Posteriormente, se desarrolló el diseño de dique berma, que buscaba solucionar el problema de estabilidad que planteaban algunos de los diques convencionales construidos hasta el momento. A partir de la observación del perfil deformado de los diques expuestos a fuertes oleajes, transformado en una sección de varios taludes, semejante al perfil de la letra S, surgió el diseño de dique berma o dique en S. El dique berma consta de una berma horizontal a una cota aproximadamente similar al nivel medio del mar, siendo la anchura de berma mínima igual a la anchura del manto principal. Uno de los primeros autores en tomar en consideración el diseño del dique berma y estudiar los criterios de diseño fue Bruun (Bruun & Johannesson (1974), Bruun & Gumbak (1976)). Aún así, en 1983 aún se discutía su uso, tal vez por ser incompletos los criterios de diseño o bien por la dificultad de ingenieros y proyectistas de aceptar diseños de diques novedosos y no convencionales (Naheer & Buslov, 1983).

Poco a poco el dique berma se fue aceptando, empezando a formar parte de los trabajos de investigación. Ergin *et al.*, (1989) compararon

el comportamiento de un dique berma frente a un dique convencional, concluyendo que el dique berma presenta menores niveles de daño. Autores como Van der Meer o Van Gent se dedicaron a su estudio. Van der Meer (1992) y van der Meer & Veldman (1992) se centraron en el análisis de la estabilidad de los diques berma, obteniendo la relación entre las variables del oleaje incidente y los parámetros de deformación del dique. Estos resultados se llevaron a un programa informático que permitía predecir el comportamiento del dique berma. Por otra lado, Van Gent obtuvo un modelo numérico para el estudio de la interacción entre el oleaje incidente y el dique berma, comparando los datos con otros obtenidos con ensayos en modelo físico (Gent, 1995). La comparación mostró que el modelo numérico proporcionaba una buena aproximación al comportamiento de la interacción oleaje-dique. En el año 2003 se publicó una recopilación de la investigación y la práctica desarrollada en los años 80 y 90 sobre los diques berma (PIANC, 2003).

La mayor parte de los diques berma que se habían estudiado hasta el momento permitían el cambio de perfil de su sección para adaptarse a las condiciones de oleaje. Posteriormente surge un nuevo tipo de dique berma, formado por varias capas de piezas graduadas, en el cual el cambio de perfil está limitado, siendo estructuras más estables. Este tipo de dique, denominado “Tipo Islandés” por ser muy usado en este país, fue estudiado por Tørum *et al.*, (2003), quienes realizaron una serie de experimentos sobre diques berma multicapa, a fin de compararlos con otros resultados sobre diques multicapa y con diques homogéneos. En este trabajo obtuvieron una ecuación para calcular la recesión media de un dique berma homogéneo, concluyendo que puede ser usada a efectos prácticos en diques multicapa. Respecto a la descarga de rebase, demostraron que es menor en diques berma que en diques convencionales.

4.2.1. Resultados de Benedicto (2004)

Benedicto (2004) avanzó en el análisis del dique en S como parte de su estudio del comportamiento hidrodinámico y mecánico de los diques en talud. Para ello, realizó una serie de ensayos en el canal ola-corriente del Laboratorio de Dinámica de Fluidos Ambientales del Centro Andaluz de Medio Ambiente (CEAMA), con el objetivo de evaluar el comportamiento de un dique en talud ante la acción del oleaje eliminando el efecto multicapa propio de la configuración del dique tradicional. Para ello, el dique ensayado estaba formado por un único tipo de piezas. El dispositivo experimental que se empleó puede verse en la figura 4.3.

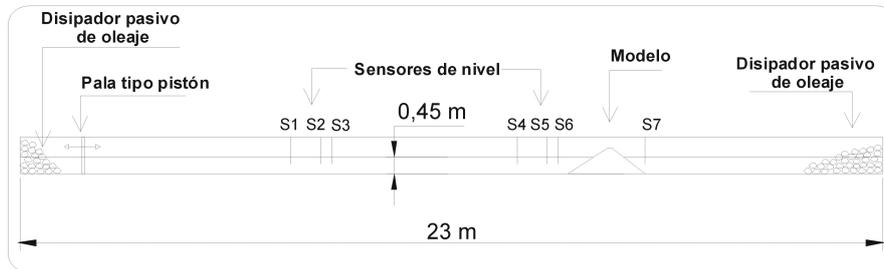


Figura 4.3: Dispositivo experimental de los ensayos realizados por Benedicto (2004).

Se ensayaron dos modelos de dique en talud irremovible, compuestos por un único tipo de pieza consistente en bloques de hormigón de 2,5 cm de lado y 2 t/m^3 de peso específico. El Modelo 1 tenía un talud inicial 1,5/1 mientras que el Modelo 2 tenía talud inicial 2/1. Se realizaron los tres experimentos siguientes:

- E-I: Modelo 1 y oleaje regular
- E-II: Modelo 2 y oleaje regular
- E-III: Modelo 1 y oleaje irregular

Las características de los ensayos fueron las siguientes:

- Incidencia normal, $\theta = 0^\circ$
- Profundidad constante, $h = 0,45 \text{ m}$
- Periodo constante a lo largo del ensayo: $T = 1,2 \text{ s}$ para oleaje regular y $T_p = 1,44 \text{ s}$ para oleaje irregular
- Oleaje irregular generado mediante espectro JONSWAP de parámetros $\gamma = 3,3$, $\sigma_{\text{low frequency}} = 0,07$ y $\sigma_{\text{high frequency}} = 0,09$

El procedimiento seguido en cada experimento constaba de un test, pudiendo estar este test formado por uno o dos ciclos (Benedicto, 2004).

De los ensayos se extrajo la siguiente información:

- Comportamiento mecánico
 - Evolución del talud a lo largo del experimento

- Perfiles deformados de la sección
- Parámetros de evolución de la avería
- Perfiles adimensionalizados con la sollicitación
- Comportamiento hidrodinámico
 - Reparto de flujo de energía incidente a lo largo del experimento
 - Coeficiente de reflexión a lo largo del experimento
 - Evolución de la rotura de ola

La comparación de los resultados de los tres experimentos demostró que los perfiles finales eran geoméricamente similares, con un comportamiento mecánico idéntico. Sin embargo, se encontraron pequeñas diferencias en el comportamiento hidrodinámico, en términos de reflexión y de rotura a lo largo del experimento. Estas diferencias parecen proceder de la generación sobre el talud de formas cuspidales, ya que el número de formas es diferente en cada ensayo, y parece depender del talud inicial.

El perfil final de equilibrio puede verse en la figura 4.4, siendo estable para todas las alturas de ola iguales o inferiores a la de ensayo. Está compuesto por tres regiones o taludes de equilibrio:

- Región 1 o inferior, donde aparecen los procesos de asomeramiento y reflexión
- Región 2 o central, donde se produce la rotura y la disipación
- Región 3 o superior, donde se produce el fenómeno de oscilación

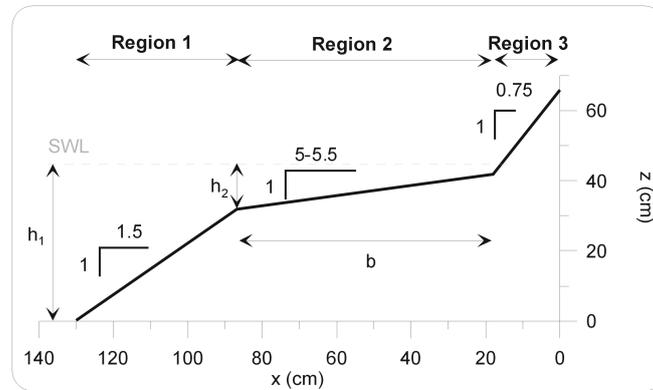


Figura 4.4: Perfil final de equilibrio obtenido por Benedicto (2004).

Otro de los resultados a destacar del trabajo de Benedicto (2004) es la auto-organización de las piezas. Una vez finalizados los experimentos, la colocación de los cubos mostraba la siguiente configuración: en las Regiones 1 y 3 (superior e inferior) la colocación de los cubos era similar a la inicial (aleatoria), mientras que en la Región 2 (central) los cubos aparecían orientados siguiendo las líneas de las direcciones principales de esfuerzo, es decir, con dos ángulos de equilibrio de 30° y 55° (Figura 4.5). Así, la rugosidad del manto principal presenta un perfil en escalera en la Región 2, la fricción entre cubos es máxima debido a su posicionamiento cara a cara, y ello dificulta la extracción de piezas, lo que aumenta la estabilidad del perfil. Por ello, se dice que el sistema se “auto-organiza” buscando su perfil y colocación de máxima estabilidad.

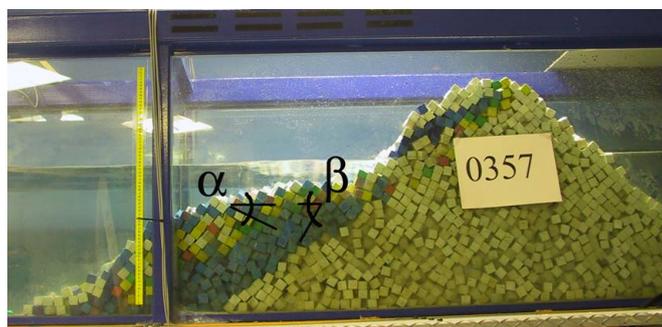


Figura 4.5: Auto-organización de los cubos en la sección final.

Por último, respecto al comportamiento hidrodinámico, la partición de los flujos de energía mostraba los siguientes resultados (Figura 4.6):

- El flujo transmitido F_T es despreciable a lo largo de todo el experimento.
- El flujo reflejado F_R decrece asintóticamente hasta alcanzar un valor del coeficiente de reflexión constante de valor aproximado $|R| = 0,15$.
- La disipación D^* aumenta hasta disipar prácticamente en su totalidad el flujo de energía incidente F_I .

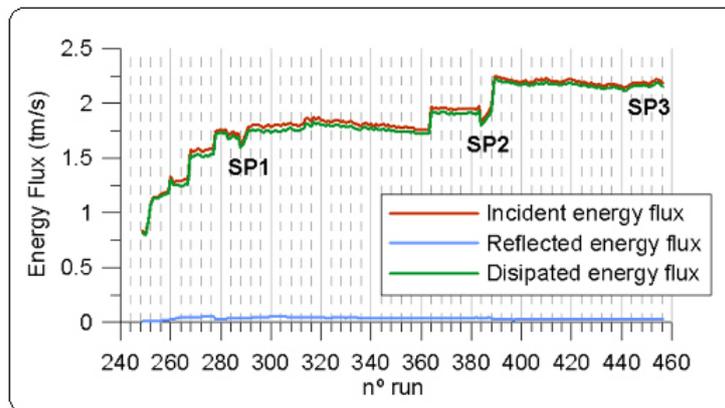


Figura 4.6: Reparto de flujos de energía (Benedicto, 2004).

4.3. Verificación experimental de los resultados previos

4.3.1. Antecedentes

La revisión del estado del arte deja abierta la puerta a una mejora del diseño del dique en S que aproveche sus numerosas ventajas pero reduzca sus inconvenientes, tales como el cambio de perfil de su sección o la complicada ejecución de las secciones multicapa. A partir del trabajo de Benedicto (2004) surge la posibilidad de continuar con el estudio del dique en S de máxima estabilidad, a fin de responder las cuestiones que se plantean a continuación y concluir este trabajo con un diseño de dique en S de máxima estabilidad.

Algunas de estas cuestiones son:

1. ¿Se comportaría el dique de igual modo si se modifica la escala de ensayo?
2. ¿Cómo afectaría al ensayo el cambio en alguna de sus condiciones iniciales, tales como la altura de ola máxima o la cota de coronación?
3. Al ser el flujo sobre el dique principalmente superficial, ¿se comporta el dique cómo si su núcleo fuese impermeable?

Así, se ha decidido continuar con el trabajo experimental para completar los datos disponibles para el trabajo, planteando la necesidad de realizar los siguientes ensayos:

1. Repetir los experimentos de Benedicto (2004) en 2D con una escala de ensayo diferente.
2. Realizar nuevos experimentos sobre un dique en S construido con núcleo impermeable.

En esta sección se describen los trabajos realizados a diferente escala, mientras que en la siguiente sección se desarrollarán los trabajos realizados sobre un dique en S con núcleo impermeable. Los ensayos realizados a diferente escala se denominan a partir de este punto **Ensayos de Verificación**.

4.3.2. Descripción de los ensayos

4.3.2.1. Dispositivo experimental

Los ensayos de verificación se han realizado en el canal de oleaje del Laboratorio de Oleaje del Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (UNAM), de 38 m de longitud y 0,80 m de anchura. A partir de las dimensiones de canal y modelos de los ensayos de Benedicto (2004), y de las dimensiones del canal de la UNAM, se decide realizar los ensayos de la UNAM respecto a los de Benedicto (2004) con una escala de 1,2:

$$[L]_{UNAM} = 1,2 \cdot [L]_{UGR} \quad (4.2)$$

$$[T]_{UNAM} = \sqrt{1,2} \cdot [T]_{UGR} \quad (4.3)$$

siendo $[L]$ y $[T]$ las dimensiones de longitud y tiempo, respectivamente.

El dispositivo experimental de los ensayos de verificación se muestra en la Figura 4.7.

La adquisición de datos se realiza mediante sensores de nivel, situados de la siguiente manera: dos grupos de tres sensores de nivel situados en el área de barlomar del modelo (sensores 1, 2 y 3, y sensores 4, 5 y 6, Figura 4.7), estando los sensores de cada grupo separados entre sí de tal forma que se puede aplicar el método de separación de Baquerizo (1995), para obtener el oleaje incidente y reflejado. En la cara aguas abajo del dique se coloca otro sensor para medir el oleaje transmitido (sensor 7, Figura 4.7).

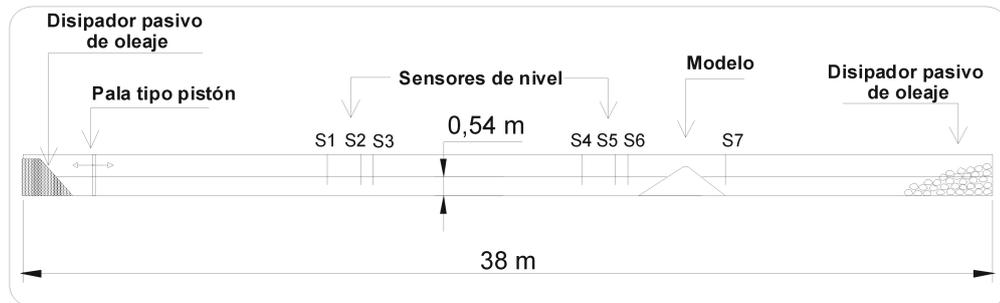


Figura 4.7: Dispositivo experimental de los ensayos realizados en la UNAM.

La rotura del oleaje sobre el talud, el movimiento de las piezas y la deformación progresiva del talud a lo largo del ensayo se registran a partir de video-imágenes, mediante una cámara fotográfica y una videocámara, colocadas perpendicularmente a la sección en el exterior del canal.

4.3.2.2. Características de los modelos

Se han ensayado dos modelos de dique en talud irrebalsable, formados por un tipo único de pieza: cubos de 3 cm de lado (obtenido a partir de escalar la dimensión de los cubos de los ensayos previos con la escala definida de 1,2), fabricados de hormigón en masa de 2 t/m^3 de peso específico. El **Modelo 1** tiene un talud 1,5/1 en la cara expuesta al oleaje, mientras que el talud del **Modelo 2** es de 2/1.

4.3.2.3. Procedimiento experimental

Los ensayos se realizan con incidencia normal del oleaje $\theta = 0^\circ$ y manteniendo constante la profundidad de agua en el canal, $h = 0,54$ m, y el periodo del oleaje, T . La altura de ola generada por la pala, H_i , se aumenta progresivamente. Se realizan los 3 experimentos de verificación (EV) siguientes:

- EV-I: experimento con el Modelo 1 y oleaje regular.
- EV-II: experimento con el Modelo 2 y oleaje regular.
- EV-III: experimento con el Modelo 1 y oleaje irregular.
- EV-IV: experimento con el Modelo 2 y oleaje irregular.

El valor del periodo del oleaje ha sido $T = 1,315$ s y $Tp = 1,577$ s para oleaje regular e irregular, respectivamente. La altura de ola a generar por la pala se varía desde la altura de ola inicial del ensayo (H_{i0}) hasta la máxima altura de ola que se puede generar en el canal con la profundidad de ensayo ($H_{i,max,gen}$). La altura de ola inicial, H_{i0} , fue elegida de forma que fuese inferior a la altura de ola capaz de producir el movimiento de las piezas en el talud inicial (Benedicto, 2004), . Así, en este caso se tienen las siguientes alturas de ola iniciales:

- $H_{i0} = 9$ cm en EV-I
- $H_{i0} = 10$ cm en EV-II
- $H_{i,s0} = 7$ cm en EV-III
- $H_{i,s0} = 12$ cm en EV-IV

Para la generación de oleaje irregular se ha utilizado un espectro Jonswap de parámetros $\gamma = 3,3$, $\sigma_{lowfrequency} = 0,07$ y $\sigma_{highfrequency} = 0,09$.

El procedimiento experimental se compone de experimentos, test y ciclos. Cada uno de ellos tiene el siguiente significado:

1. **Experimento:** Cada experimento se realiza con $\theta = 0^\circ$, $h = 0,54$ m, y $T = cte$. La altura de ola generada o incidente se aumenta progresivamente, de forma que el experimento consta de una secuencia de tests y la diferencia entre tests consecutivos es un incremento de 1 cm en la altura de ola incidente, $\Delta H_i = 1$ cm.

2. **Test:** Cada test puede constar de dos ciclos. El primer ciclo se realiza siempre, mientras que la realización del segundo depende del resultado del primero.

3. Ciclos

- **Ciclo 1 del test:** Este ciclo está formado por una secuencia de tandas de igual altura de ola. Cada tanda se caracteriza porque tiene la altura de ola constante y una duración de 500 olas (3 veces más en el caso de oleaje irregular). Durante la tanda se cuenta el número de cubos desplazados de su posición original: si el número de cubos desplazados es diferente de cero, se ensaya otra tanda con las mismas características, mientras que si no hay movimiento de cubos en el perfil se termina el Ciclo 1 del test.

Para decidir si se ha de realizar el segundo ciclo del test, se observa si ha habido cambios en el perfil de la sección. Para ello se utiliza el siguiente criterio: el primer cambio de perfil se identifica con la formación de una curva en S, es decir, con una zona de erosión de material en la zona superior del talud, y otra de depósito bajo la anterior. Los siguientes cambios de perfil se identifican por cambios en las pendientes que se forman a partir de la curva en S. Si el perfil no ha cambiado se pasa directamente al siguiente test, incrementando la altura de ola en 1 cm. Sin embargo, si el perfil ha cambiado, se realiza el Ciclo 2, tal y como se indica a continuación.

- **Ciclo 2 del Test:** El objetivo de este ciclo es comprobar que el nuevo perfil deformado es estable bajo la acción de alturas de ola inferiores a la altura de ola del Ciclo 1 del test, para lo cual se ensaya una serie de tandas de alturas de ola inferiores a la altura de ola del Ciclo 1. Durante cada tanda se cuenta el movimiento de cubos en el perfil.

Se denomina *Test Completo* al test formado por los 2 ciclos. Después de cada test completo, se obtiene la geometría del talud deformado mediante la medida de 5 perfiles equiespaciados transversalmente en el canal (Figura 4.8). De los 5 perfiles se obtiene el promedio, al que se denomina SP_i , donde $i = 0, 1, 2, \dots$ indica el número de perfil realizado dentro del experimento (SP_0 corresponde al perfil inicial, los siguientes SP_1, SP_2, \dots a los perfiles deformados).

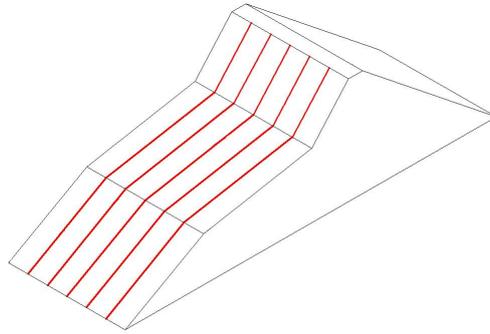


Figura 4.8: Medida del perfil deformado.

En la figura 4.9 se muestra en esquema el procedimiento experimental.

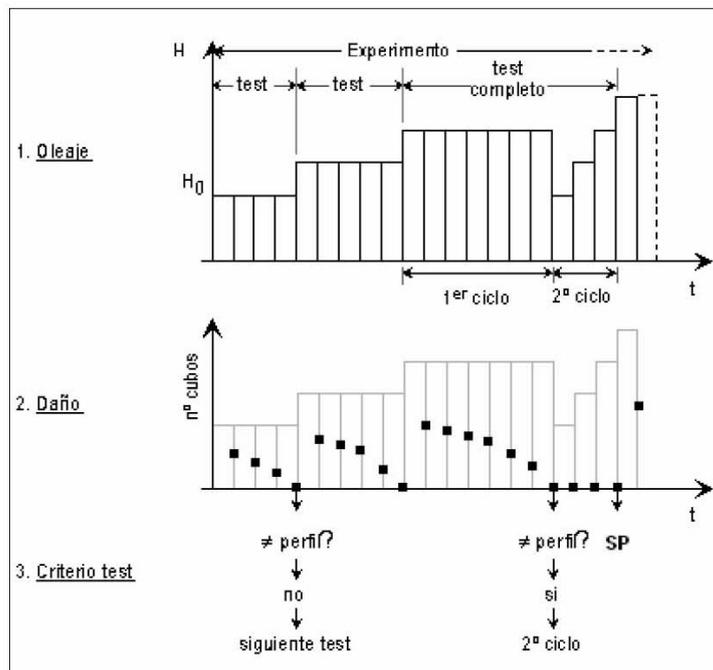


Figura 4.9: Procedimiento experimental según Benedicto (2004): (1) Evolución de alturas de ola en cada ciclo de ensayo; (2) Evolución del movimiento de piezas en cada ciclo de ensayo; (3) Criterio de cambio de ciclo.

En el caso del oleaje irregular el procedimiento experimental difiere ligeramente, ya que el movimiento de cubos durante la deformación del talud nunca llega a detenerse completamente, siendo ésta una condición indispensable en el procedimiento descrito anteriormente para aumentar la altura de ola en el ensayo. Por tanto, se debe definir un número máximo de cubos que se pueden desplazar para pasar al siguiente ciclo. Se ha elegido un número máximo de tres desplazamientos. Así, para oleaje irregular el procedimiento experimental es el siguiente:

1. **Experimento:** Cada experimento se realiza con $\theta = 0^\circ$, $h = 0,54$ m, y $T = \text{cte}$. La altura de ola generada o incidente se aumenta progresivamente, de forma que el experimento consta de una secuencia de tests y la diferencia entre tests consecutivos es un incremento de 1 cm en la altura de ola incidente, $\Delta H_i = 1$ cm.
2. **Test:** En este caso el Test se compone de un sólo ciclo, no existiendo el ciclo de comprobación.
3. **Ciclo:** Este ciclo está formado por una secuencia de tandas de igual altura de ola. Cada tanda se caracteriza porque tiene la altura de ola constante y una duración de 1500 olas. Durante la tanda se cuenta el número de cubos desplazados de su posición original: si el número de cubos desplazados es mayor que tres, se ensaya otra tanda con las mismas características, mientras que si el número de cubos desplazados es igual o menor que tres se termina la secuencia de tandas o Ciclo 1 del test. Al finalizar cada tanda de igual altura se mide el perfil SP_i . Una vez acabado el experimento, al no ser absolutamente estable el perfil último de equilibrio (al imponerse la condición de movimiento máximo de cubos igual a tres y por tanto no nulo), se continúa el ensayo manteniendo la acción del oleaje último ensayado durante un tiempo 10 veces mayor al ensayado en cada tanda, por tanto, equivalente a 15.000 olas.

4.3.3. Metodología de análisis de datos

Para poder comparar los resultados de la verificación con los obtenidos por Benedicto (2004) se utiliza su misma metodología de análisis de datos. Los resultados se presentan en dos grupos: comportamiento mecánico y comportamiento hidrodinámico del sistema.

Para evaluar el **comportamiento mecánico** se estudia la evolución de la avería del modelo y su relación con la sollicitación que la ha producido. El análisis se realiza mediante los siguientes procedimientos:

1. Se cuenta el número de unidades o cubos desplazados en cada tanda.
2. Se obtienen los sucesivos perfiles deformados de la sección (SP_i) a lo largo del experimento.
3. Se analizan los parámetros de evolución de la avería o deformación del perfil establecidos por Benedicto (2004). Los parámetros utilizados se indican en la Figura 4.10, donde R_h es la distancia horizontal entre el perfil original y el deformado en el nivel medio, A_d es la máxima distancia horizontal de avance entre el perfil original y el deformado y $\Delta\theta$ es el incremento angular entre el perfil original y el deformado en el pie del dique.
4. Se analiza la evolución de estos parámetros a lo largo del experimento en función de la altura de ola incidente correspondiente a cada perfil.
5. Se evalúa la relación geometría-solicitación, adimensionalizando los perfiles con la altura de ola incidente correspondiente al perfil.

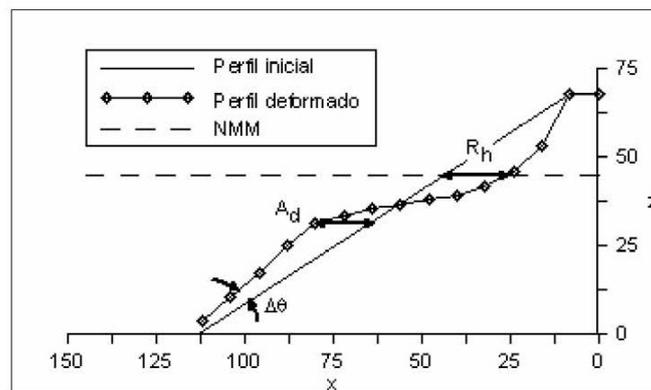


Figura 4.10: Parámetros de evolución de la avería según Benedicto (2004).

Para evaluar el **comportamiento hidrodinámico** del sistema se utiliza el balance global del flujo de energía incidente en un volumen de control que contiene el modelo. Para ello, en cada una de las tandas del experimento:

1. Se evalúa la reflexión del oleaje en el dique y se obtienen las series de oleaje incidente y reflejado siguiendo el método de Baquerizo (Baquerizo, 1995).

2. Se evalúa el reparto del flujo de energía incidente, obteniendo mediante teoría lineal los flujos incidente, reflejado, transmitido y disipado en cada tanda.
3. Se evalúa el número de Iribarren en el talud para obtener la forma de rotura del oleaje en el talud a medida que el perfil se deforma. El tipo de rotura así obtenido se compara con la información de la cámara de video, a fin de comprobar si la rotura calculada y la observada coinciden.

A continuación se muestran los resultados para el Experimento EV-I de los ensayos de verificación. Los resultados de los experimentos EV-II, EV-III y EV-IV se muestran en el Anejo B.

4.3.3.1. Experimento EV-I

El experimento EV-I se ha realizado con el Modelo 1, de talud inicial 1,5/1, y oleaje regular. El análisis de los datos obtenidos en este experimento se muestran a continuación.

Perfiles de equilibrio de la sección

La Figura 4.11 muestra la evolución de la deformación a lo largo del experimento. Los perfiles SP_i corresponden al perfil de equilibrio obtenido con una altura de ola incidente $H_{inc,i}$, como se muestra en dicha figura. Puede observarse como al aumentar la altura de ola aumenta la deformación del dique, siendo mayores las deformaciones al inicio del experimento (perfiles de equilibrio SP_1 y SP_2), y disminuyendo su intensidad al final, siendo muy similares los perfiles SP_3 y SP_4 , ya que el perfil de equilibrio se aproxima a su perfil de máxima estabilidad. Los perfiles deformados adquieren un perfil en S o en “línea partida”, con tres pendientes: la inferior, donde se produce el peraltamiento de la ola, la intermedia, donde se produce la rotura, y la superior, donde se produce el ascenso y descenso de la lámina de agua por el talud. También puede observarse cómo todos los perfiles de equilibrio, así como el talud inicial SP_0 , se cortan en el mismo punto, denominado P en la Figura.

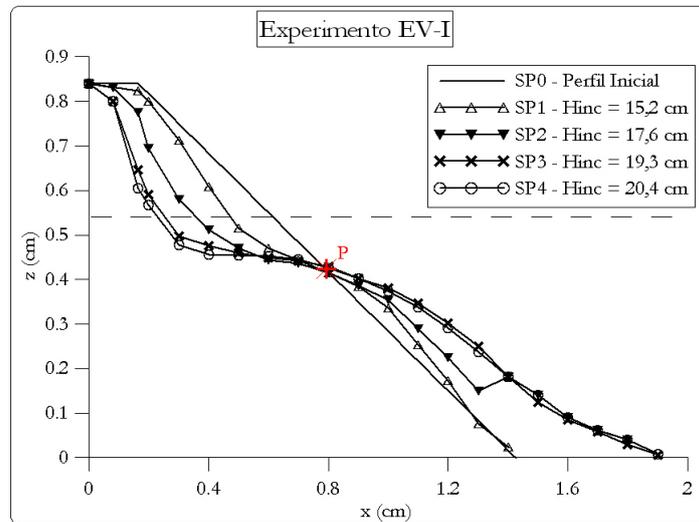


Figura 4.11: Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-I.

Perfiles adimensionalizados con la sollicitación H_i

La Figura 4.12-(a) muestra los perfiles SP_i del Experimento E-I, adimensionalizados con la altura de ola incidente con la que se han obtenido dichos perfiles. Esos mismos perfiles se muestran en la Figura 4.12-(b), superponiendo el nivel medio. Se observa que los taludes superior e intermedio se mantienen casi constantes a lo largo del experimento, mientras que el talud inferior se va haciendo más tendido conforme avanza el experimento, al caer sobre él piezas de la coronación del dique, lo que también provoca que la coronación tienda a retroceder.

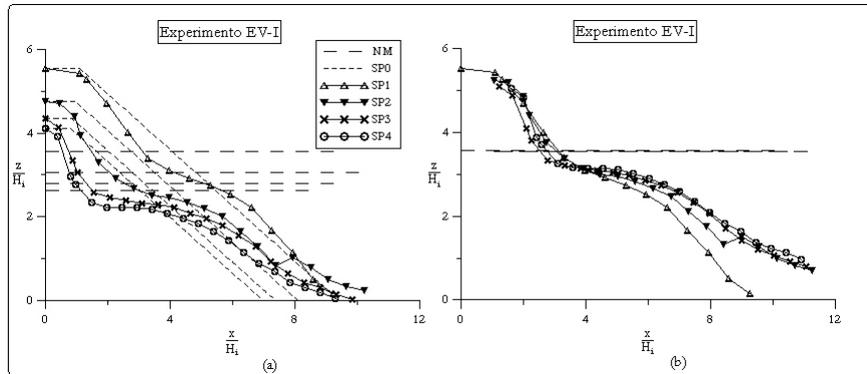


Figura 4.12: Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-I.

Evolución de la avería

La evolución de la avería a lo largo del experimento se evalúa a partir de los parámetros descritos en el apartado anterior (ver Figura 4.10). Se miden los parámetros de avería R_h , A_d y $\Delta\theta$ para cada perfil de equilibrio SP_i y se representan frente a la altura de ola adimensionalizada con la profundidad de agua, H/h . El resultado se muestra en la Figura 4.13, donde puede observarse que la relación entre los parámetros de avería de un perfil de equilibrio, y la altura de ola que produce ese perfil de equilibrio es lineal. Respecto al parámetro angular $\Delta\theta$, los datos se muestran en dos líneas de ajuste: una línea ascendente, que representa la deformación mientras los cubos desplazados se depositan sobre el talud inicial, y una descendente, que representa la deformación cuando los cubos se depositan sobre el fondo del canal.

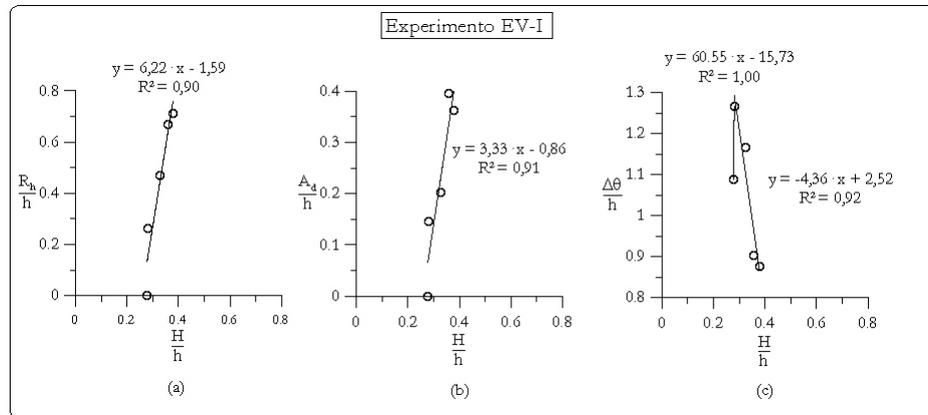


Figura 4.13: Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-I: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0 . La línea indica el ajuste lineal de los datos medidos.

Reparto de flujos de energía

La Figura 4.14 muestra el reparto del flujo de energía incidente a lo largo del experimento, obtenido aplicando teoría lineal. El flujo de energía transmitido no se muestra porque los datos del sensor colocado tras la sección indican que la energía transmitida es despreciable. En la figura puede observarse que el flujo de energía reflejado disminuye a medida que evoluciona el ensayo, mientras que la disipación va aumentando hasta prácticamente cancelar el flujo de energía incidente al final del experimento.

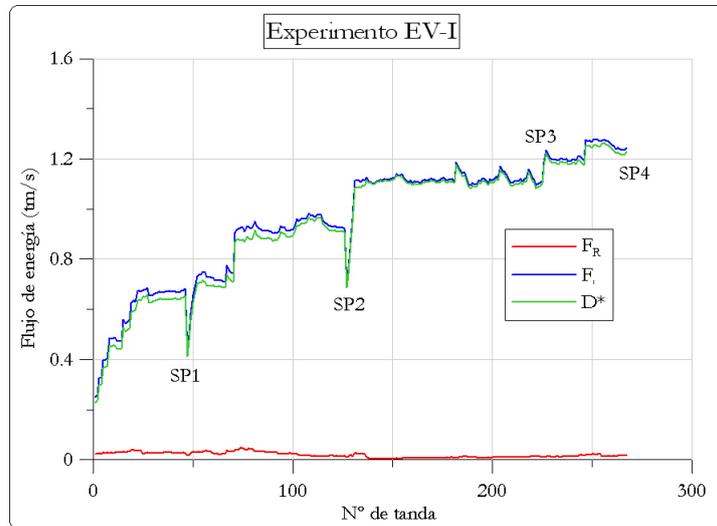


Figura 4.14: Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-I.

Coefficiente de reflexión

La Figura 4.15 muestra el comportamiento del coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo. El coeficiente disminuye a medida que avanza el ensayo, estabilizándose al final de cada test. El módulo del coeficiente de reflexión $|R|$ tiene un valor inicial del orden de 0,3, y finaliza el ensayo con un valor de 0,15. Se observa que la disminución de la reflexión es más pronunciada durante la deformación del talud hacia los perfiles de equilibrio SP_1 y SP_2 , mientras que para los dos últimos perfiles de equilibrio el valor del coeficiente de reflexión se mantiene casi constante.

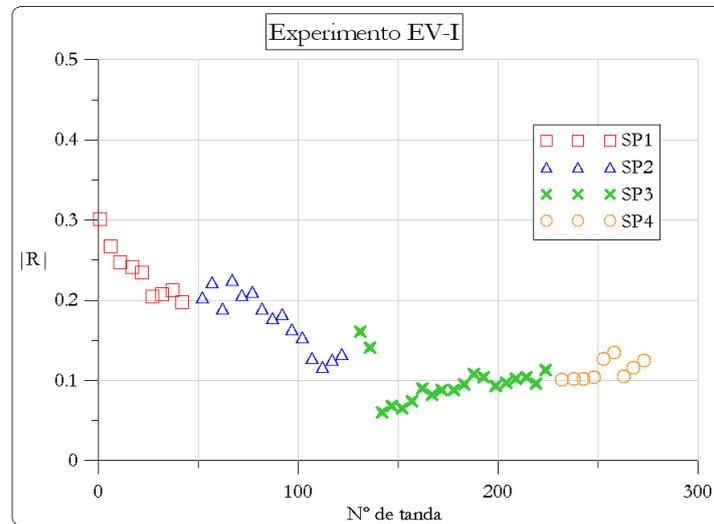


Figura 4.15: Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-I.

Evolución de la rotura de la ola

La Figura 4.16 muestra el tipo de rotura del oleaje a través del número de Iribarren. En la gráfica se representan dos valores del número de Iribarren: un valor teórico (Ir_0), obtenido con el talud inicial de la sección, y un valor real (Ir_r), obtenido con el talud intermedio de la sección deformada de cada perfil de equilibrio SP_i . La comparación entre ambos valores permite observar la diferencia entre el tipo de rotura de ola que existiría en caso de que el talud no se hubiera deformado (datos de la derecha de la gráfica: rotura en colapso) y el tipo de rotura de ola que realmente se produce sobre el talud deformado (datos de la izquierda de la gráfica: rotura en plunging o voluta). La rotura en voluta implica una mayor pérdida de energía en el proceso, por lo que se deduce que la deformación del talud favorece el paso de rotura en colapso a rotura en voluta, incrementando la pérdida de energía debido a la rotura y disminuyendo la reflexión.

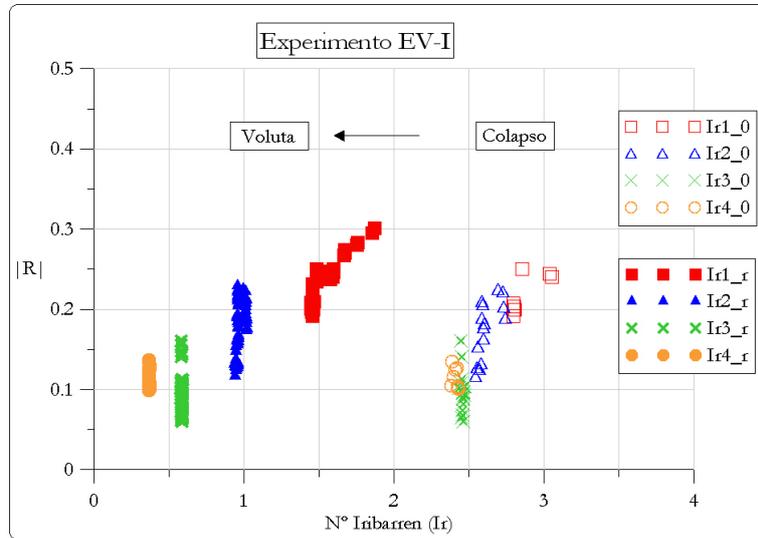


Figura 4.16: Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-I.

Auto-organización de las piezas

Al igual que en los ensayos previos, se analiza la disposición de los cubos al finalizar el experimento E-I. La colocación de los cubos es aleatoria en los taludes inferior y superior, mientras que en el talud intermedio los cubos están orientados con ángulos de equilibrio de 30° y 55° (Figura 4.17).

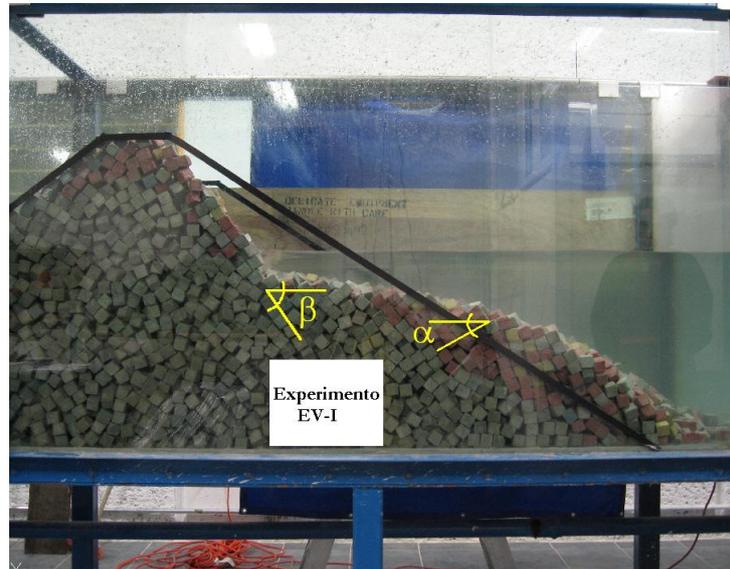


Figura 4.17: Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-I.

4.3.3.2. Experimentos EV-II, EV-III y EV-IV

El análisis de los ensayos de los experimentos EV-II, EV-III y EV-IV se muestran en el Anejo B.

4.3.3.3. Comparación de datos

Para analizar la influencia de los parámetros iniciales de cada experimento en su evolución y su análisis final se realiza una comparación entre experimentos que tengan una característica en común, de tal manera que comparando los experimentos EV-I/EV-II y EV-III/EV-IV se podrá analizar la influencia del talud inicial, y comparando los experimentos EV-I/EV-III y EV-II/EV-IV se podrá analizar la influencia del tipo de oleaje (regular o irregular).

La comparación de los datos debe hacerse para perfiles de equilibrio obtenidos con alturas de ola semejantes. En el caso de oleaje regular, se trabaja con la altura de ola media, mientras que en el caso de oleaje irregular se trabaja con la altura de ola media de las 20 olas mayores del registro. Para cada experimento, el valor de la altura de ola para el cual se ha obtenido el perfil de equilibrio se muestra en la Tabla 4.2.

	SP_1	SP_2	SP_3	SP_4
E-I	15,2	17,6	19,3	20,4
E-II	17,1	18,3	20,4	21,5
E-III	14,6	16,4	18,1	-
E-IV	15,3	16,9	18,1	-

Tabla 4.2: Alturas de ola en cm asociadas a cada perfil de equilibrio SP_i para cada experimento.

Influencia del talud inicial

Para evaluar la influencia que el talud inicial del modelo tiene sobre el desarrollo de los ensayos y su resultado final se comparan los datos analizados de los experimentos EV-I y EV-II, ambos realizados bajo oleaje regular y con modelos de talud inicial 1,5/1 y 2/1, así como los datos de los experimentos EV-III y EV-IV, realizados bajo oleaje irregular.

En primer lugar, se compara la evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo de ambos experimentos. Si se escogen los perfiles finales de equilibrio para una misma altura incidente (SP_4 para E-I, SP_3 para E-II) y se superponen, puede observarse que son muy similares, variando únicamente en la zona de coronación del dique (Figura 4.18). Que los perfiles sean iguales puede indicar que los sistemas granulares homogéneos se autoorganizan cuando son sometidos a la acción de una sollicitación creciente, siempre que cada ciclo de sollicitación de magnitud constante se mantenga el tiempo suficiente para que el sistema se adapte.

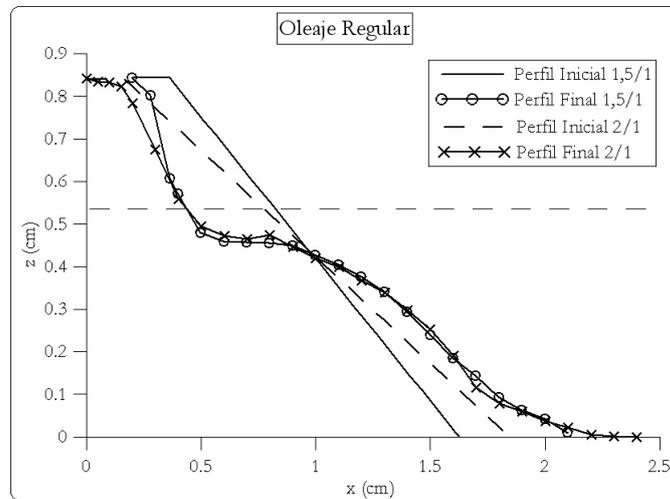


Figura 4.18: Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-I y EV-II.

La misma comparación puede hacerse con los experimentos bajo oleaje irregular (EV-III y EV-IV). El resultado se muestra en la Figura 4.19, donde se aprecia un perfil final de equilibrio muy similar en ambos casos.

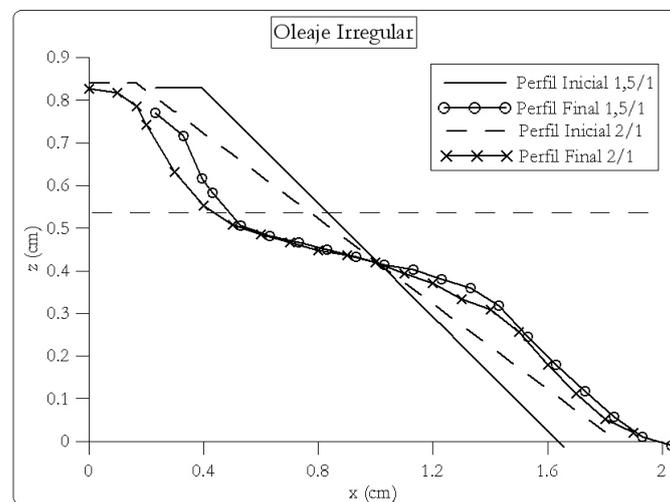


Figura 4.19: Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-III y EV-IV.

Si se observan las gráficas de la evolución de los perfiles de equilibrio

para los experimentos EV-I y EV-II (Figuras 4.11 y B.1) puede comprobarse la existencia de un punto por el que pasan todos los perfiles, denominado punto de giro (Benedicto, 2004). La distancia del punto de giro al nivel medio es la misma en ambos experimentos, y su valor es $d_P \simeq 11$ cm. Este punto de giro aparece también en los experimentos con oleaje irregular, siendo su valor en ambos casos el mismo al obtenido con oleaje regular, es decir, $d_P \simeq 11$ cm.

Si se comparan los valores del coeficiente de reflexión en ambos experimentos, se observa que el valor final es parecido pero no igual, existiendo una pequeña discrepancia (Figura 4.20).

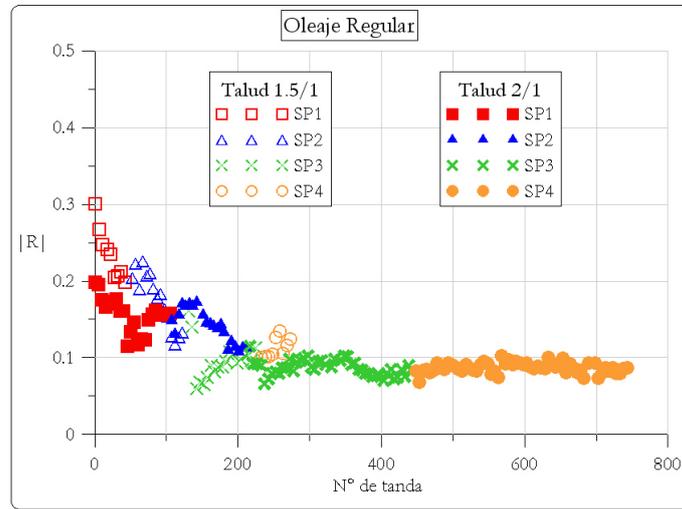


Figura 4.20: Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-I y EV-II.

Para oleaje irregular, en cambio, el valor del coeficiente de reflexión al final de ambos experimentos para taludes iniciales diferentes es prácticamente idéntico (Figura 4.21).

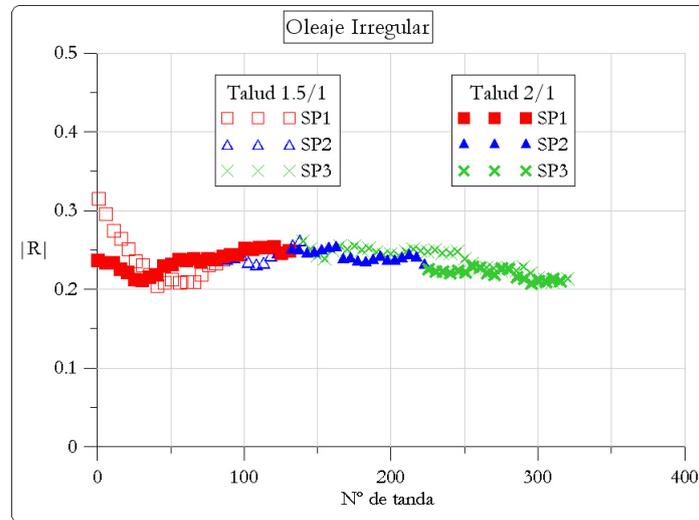


Figura 4.21: Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-III y EV-IV.

Por último, si se compara la evolución de la rotura en los experimentos para diferentes taludes iniciales, puede observarse que existe una pequeña discrepancia entre los valores finales en los ensayos bajo oleaje regular (Figura 4.22). Una discrepancia del mismo orden se observa en los ensayos bajo oleaje irregular (Figura 4.23).

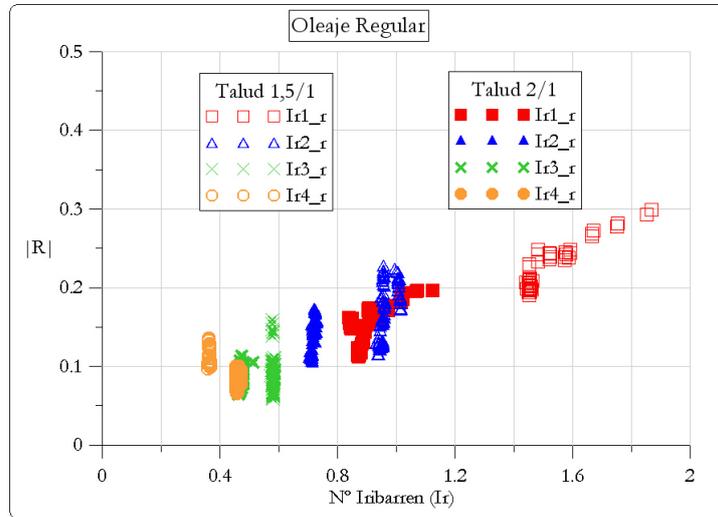


Figura 4.22: Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-I y EV-II.

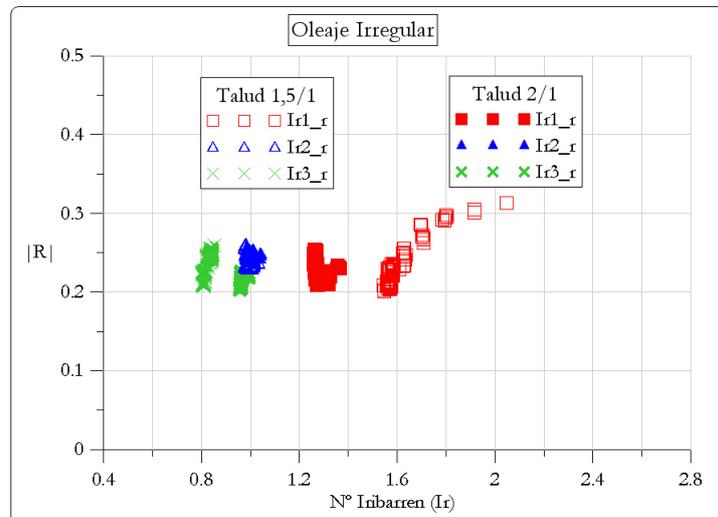


Figura 4.23: Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-III y EV-IV.

Influencia del tipo de oleaje

Para evaluar la influencia que el tipo de oleaje (regular e irregular) tiene sobre el desarrollo de los ensayos y su resultado final se comparan

los experimentos EV-I y EV-III, ambos con talud inicial 1,5/1 y realizados bajo oleaje regular e irregular. De igual manera sucede con los experimentos EV-II y EV-IV, realizados bajo oleaje regular e irregular y de talud inicial 2/1.

La Figura 4.24 muestra la comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos realizados con el modelo de talud inicial 1,5/1. La altura de ola incidente en el caso de oleaje regular es de $H_I = 20,4$ cm, mientras que la altura de ola máxima incidente en el caso de oleaje irregular es de $H_{max,I} = 20,0$ cm, y la media de las 20 olas mayores $H_{1/20,I} = 18,1$ cm. Ambos perfiles finales de equilibrio son similares.

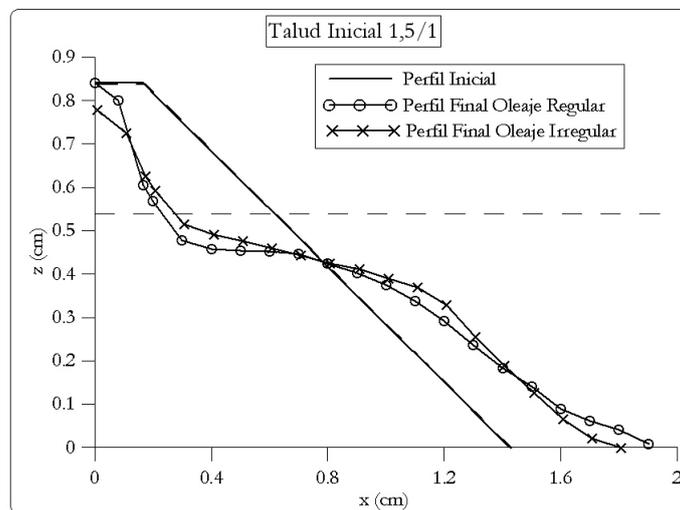


Figura 4.24: Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-I y EV-III.

En el caso de talud inicial 2/1, los perfiles finales también son similares (Figura 4.25), comparando el perfil SP_3 del Experimento EV-II con el SP_3 del EV-IV.

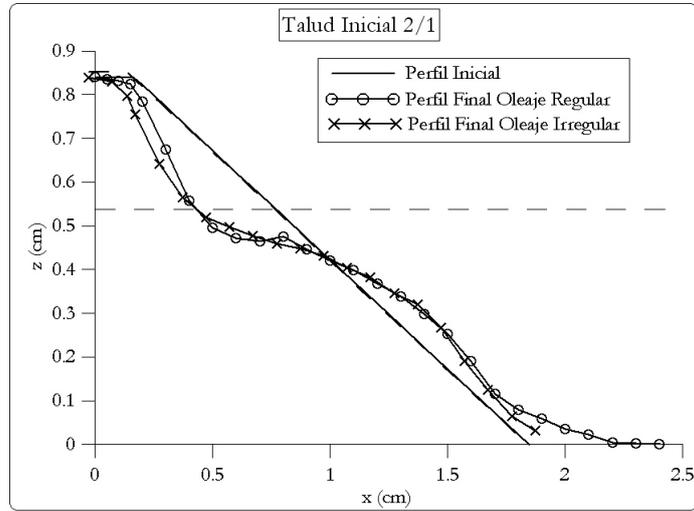


Figura 4.25: Comparación de los perfiles finales de equilibrio de los experimentos EV-II y EV-IV.

Comparando los valores del coeficiente de reflexión con oleaje regular e irregular, se observa que tanto para talud inicial 1,5/1 como para 2/1 el valor final de la reflexión difiere en los experimentos regular e irregular, siendo esa diferencia de aproximadamente 0,1 (Figuras 4.26 y 4.27).

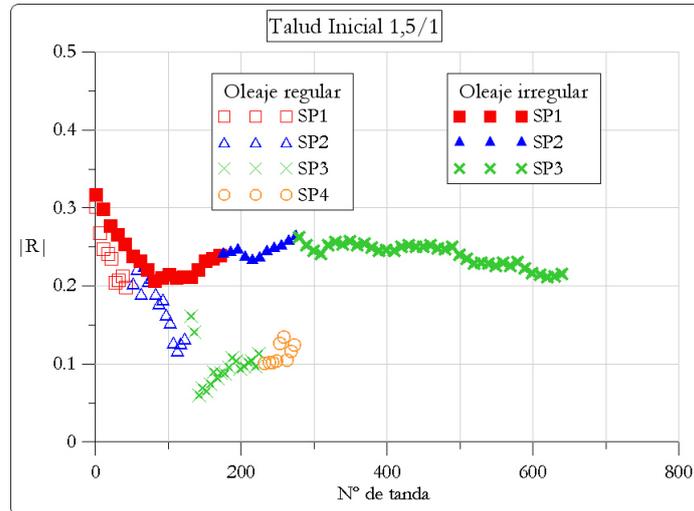


Figura 4.26: Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-I y EV-III.

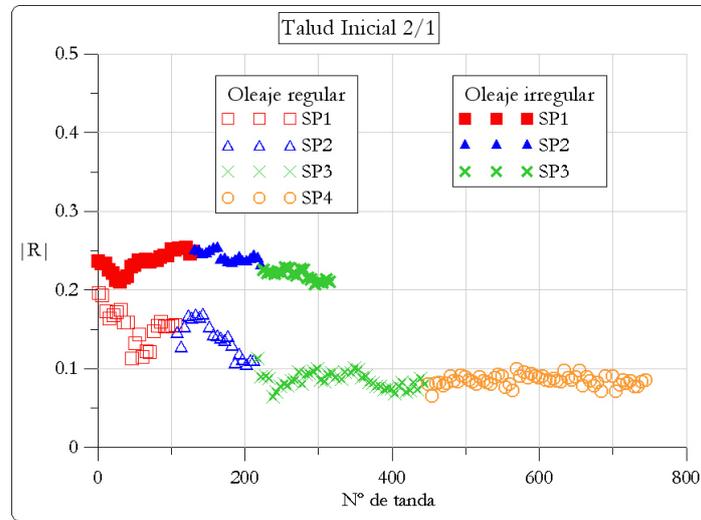


Figura 4.27: Comparación de la evolución del coeficiente de reflexión de los experimentos EV-II y EV-IV.

Por último, se comparan los valores del Número de Iribarren de los experimentos realizados con un mismo talud inicial y oleaje regular e irregular. Se observa para talud inicial 1,5/1, al igual que para el valor de la reflexión, una diferencia en el valor de I_r al final de los experimentos, aunque en ambos casos la rotura se produzca en modo voluta (Figuras 4.28 y 4.23).

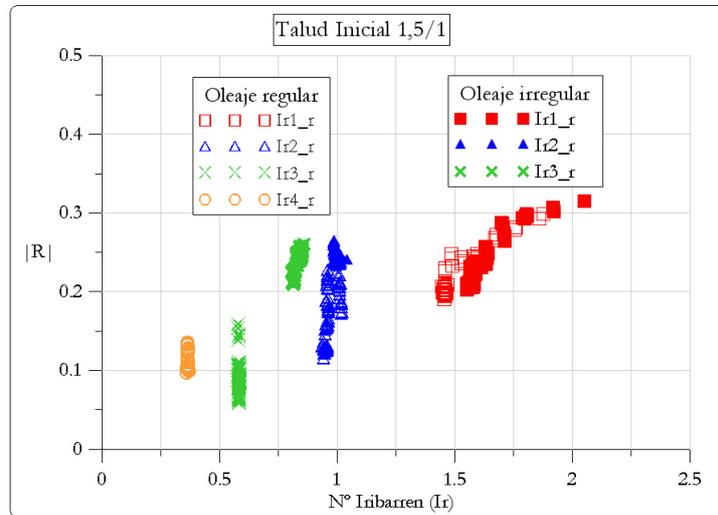


Figura 4.28: Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-I y EV-III.

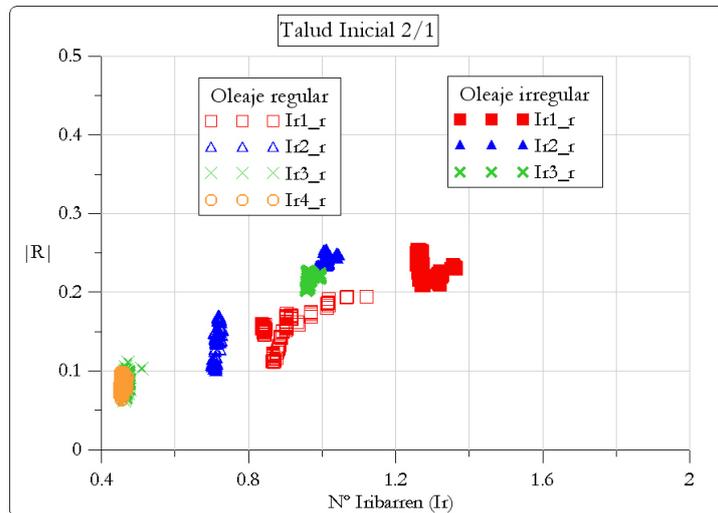


Figura 4.29: Comparación de la evolución del Número de Iribarren de los experimentos EV-II y EV-IV.

4.3.4. Conclusiones parciales: comparación con resultados previos

El objetivo de la realización de los ensayos de verificación es comprobar la validez de los resultados de Benedicto (2004), realizando los mismos ensayos a diferente escala, y en diferentes instalaciones. Así, se comparan los datos obtenidos en los ensayos de la Universidad de Granada (UGR), y en la Universidad Autónoma de México (UNAM). Para realizar la comparación se han escalado los datos de la UGR para equipararlos a los de la UNAM, aplicando la escala de trabajo 1,2.

Por otro lado, la comparación de los dos trabajos hace posible evaluar el efecto sobre los resultados de un cambio en las condiciones iniciales de ensayo, como se verá a continuación.

4.3.4.1. Perfil final de equilibrio

La evaluación del perfil final de equilibrio se realiza comparando los perfiles obtenidos en los experimentos de iguales características realizados en Granada y en México. Se comparan los datos del experimento con oleaje regular y talud inicial 1,5/1 (experimentos E-I y EV-I), oleaje regular y talud inicial 2/1 (experimentos E-II y EV-II) y oleaje irregular y talud inicial 1,5/1 (experimentos E-III y EV-III). Los datos del experimento EV-IV no pueden compararse, ya que no se realizó en los ensayos de Granada.

Las Figuras 4.30, 4.31 y 4.32 muestran la comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos citados, en las que puede observarse:

- En los ensayos realizados bajo oleaje regular, los taludes superior e intermedio son semejantes, mientras que el talud inferior aparece más tendido en los ensayos de México.
- En los ensayos de oleaje irregular, la deformación del perfil de equilibrio de México aparece más desarrollada.

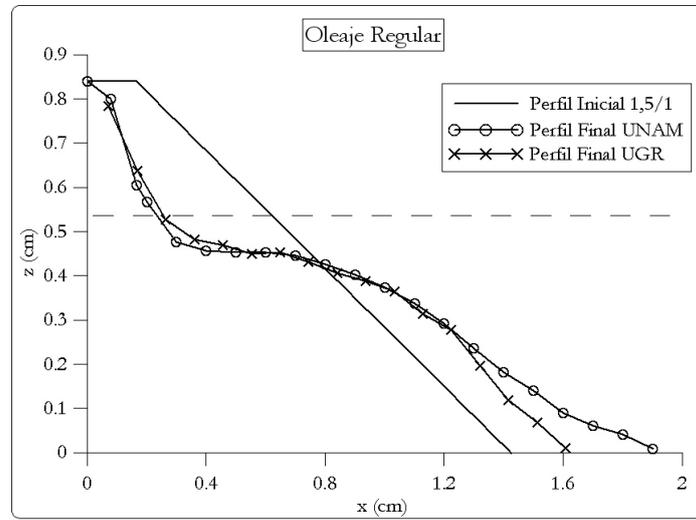


Figura 4.30: Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-I (UGR) y EV-I (UNAM).

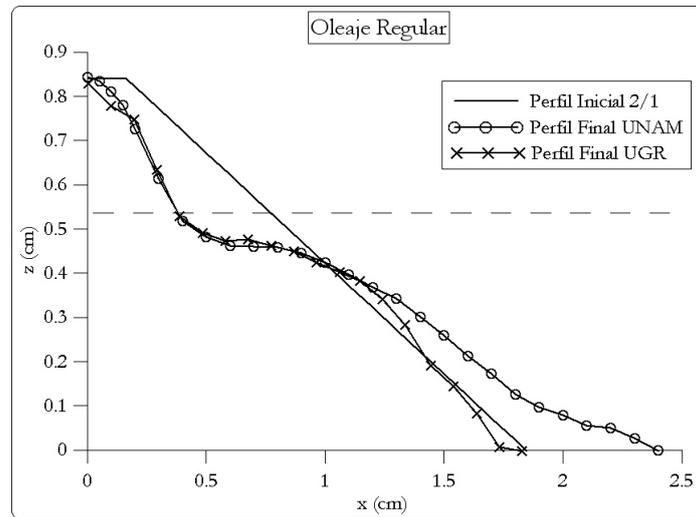


Figura 4.31: Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-II (UGR) y EV-II (UNAM).

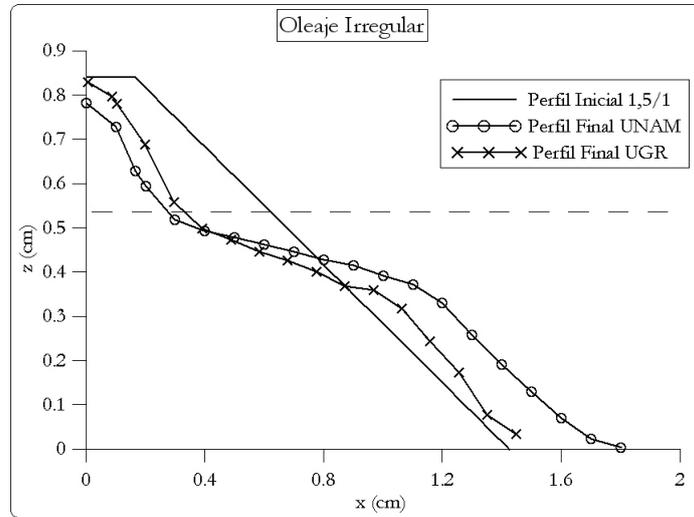


Figura 4.32: Comparación de los perfiles de equilibrio de los experimentos E-III (UGR) y EV-III (UNAM).

El porqué de estas diferencias puede encontrarse en las condiciones iniciales de los ensayos. A pesar de intentar reproducirse en la UNAM los ensayos de la UGR de manera idéntica, hay ciertas diferencias que han afectado a los resultados:

- En los ensayos de oleaje irregular, a pesar de reproducirse un mismo espectro (tipo JONSWAP) con iguales altura significativa y periodo de pico, la aleatoriedad propia del oleaje genera alturas de ola máxima distintas en los dos ensayos. Así, en los ensayos de México se han generado alturas de ola máximas mayores que las de Granada, lo que provoca que la deformación del perfil sea mayor, a pesar de que las condiciones iniciales de generación hayan sido las mismas.
- Al concebirse el dique como irrebalsable, se decidió para los ensayos de verificación aumentar la cota de coronación a fin de evitar que ésta condicionase el ensayo al producirse el rebase. Ello ha provocado la existencia de más cubos en la coronación en los ensayos de verificación, y por ello la caída de más piezas sobre el talud inferior del dique.

Así, si se comparan los perfiles finales de equilibrio esquematizados para ambos casos (Figura 4.33), se obtienen los siguientes parámetros:

- Profundidad máxima sobre el talud intermedio h_2 :
 - $h_2 = 16,8$ cm en los ensayos previos, UGR

- $h_2 = 18,0$ cm en los ensayos de verificación, UNAM
- Anchura del talud intermedio b :
 - $b = 80,0$ cm en los ensayos previos, UGR
 - $b = 90,0$ cm en los ensayos de verificación, UNAM

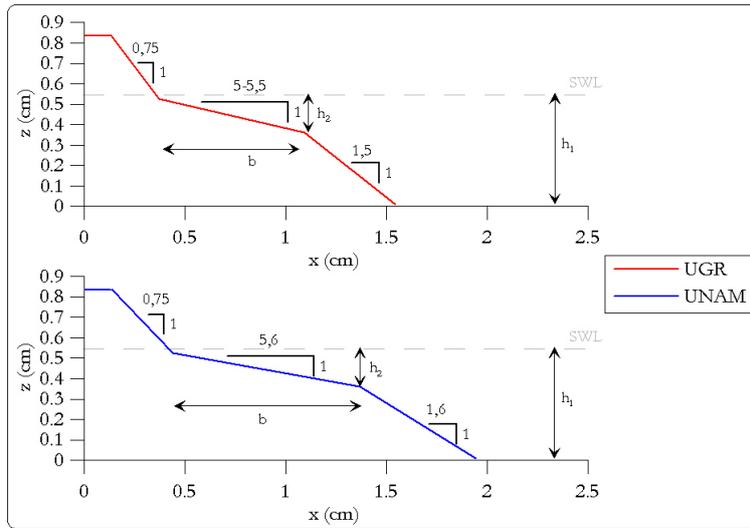


Figura 4.33: Comparación de los perfiles de equilibrio de los ensayos previos (UGR) y de verificación (UNAM).

Puede concluirse, por tanto, que los ensayos de verificación han comprobado los resultados previos de los perfiles de equilibrio (Benedicto, 2004), observándose además que una mayor cantidad de piezas en el ensayo provoca un aumento en la anchura del talud intermedio, pero mantiene los taludes del perfil en S.

4.3.4.2. Auto-organización de las piezas

La auto-organización de las piezas al final de los ensayos ha resultado ser la misma en todos los casos, ya se trabaje con oleaje regular o irregular, e independientemente del talud inicial. Los cubos en los taludes superior e inferior muestra una colocación aleatoria, mientras que en el talud intermedio los cubos se orientan siguiendo las líneas de las direcciones principales de esfuerzo, con ángulos de equilibrio de 30° y 55° (Figuras 4.5 y 4.17). En el talud intermedio la fricción entre cubos es máxima debido a

su posicionamiento cara a cara, y la rugosidad del manto principal presenta un perfil en escalera.

4.4. Dique en S con núcleo impermeable

En el apartado anterior se ha verificado que los datos obtenidos por Benedicto (2004) son repetitivos aun cuando se cambia la escala de trabajo y la instalación donde se realizan los ensayos. Tanto en los ensayos previos, como en los de verificación, se ha comprobado que la energía transmitida al lado de sotamar del dique es despreciable. Por tanto, podría pensarse que el dique se comporta como si su núcleo fuese impermeable, y toda la energía se disipa mediante rotura y procesos de ascenso y descenso de la lámina de agua por el talud y los mantos superficiales del dique.

Para comprobar este comportamiento del dique, se han realizado unos ensayos en canal de oleaje sobre un dique en S con núcleo impermeable. A continuación se describen los trabajos realizados y los resultados obtenidos.

4.4.1. Descripción de los ensayos

4.4.1.1. Dispositivo experimental

Los ensayos se han realizado en el canal de oleaje del Laboratorio de Dinámica de Fluidos Ambientales del Centro Andaluz de Medio Ambiente(UGR). Las características del canal pueden consultarse en el Anejo C.

La adquisición de datos se realiza mediante sensores de nivel, colocados de la siguiente manera: un grupo de tres sensores de nivel colocados en el área de barlomar del modelo, estando los sensores de cada grupo separados entre sí de tal forma que se puede aplicar el método de separación de Baquerizo (1995), para obtener el oleaje incidente y reflejado. En la cara aguas abajo del dique se coloca otro sensor para medir el oleaje transmitido. La sección transversal del canal con la disposición indicada se muestra en la Figura 4.7.

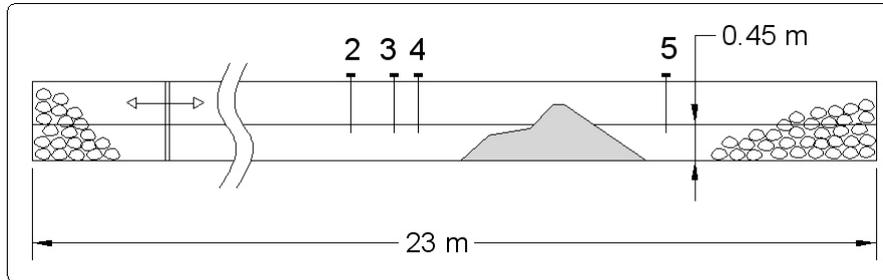


Figura 4.34: Dispositivo experimental de los ensayos realizados sobre un dique en S con núcleo impermeable.

4.4.1.2. Características del modelo

El modelo se diseña a partir de los resultados de los ensayos previos y de verificación. Se elige un perfil de equilibrio entre los obtenidos anteriormente, y en base a este perfil se obtienen las características geométricas del modelo. En este caso se ha elegido el perfil de equilibrio final de los ensayos de oleaje regular de la UGR, obtenido para una altura incidente de 18,2 cm. Deberá estudiarse por tanto si el modelo es estable para esa altura incidente.

El modelo de dique en S con núcleo impermeable debe cumplir además con las características de colocación de las piezas observadas en los ensayos anteriores, tal y como se indica en la Figura 4.35. En los taludes superior e inferior la colocación debe ser aleatoria, mientras que en el talud intermedio debe estar guiada por los ángulos de equilibrio α y β observados en los ensayos en modelo homogéneo (ver Figuras 4.5 y 4.17), y la transición entre ellos.

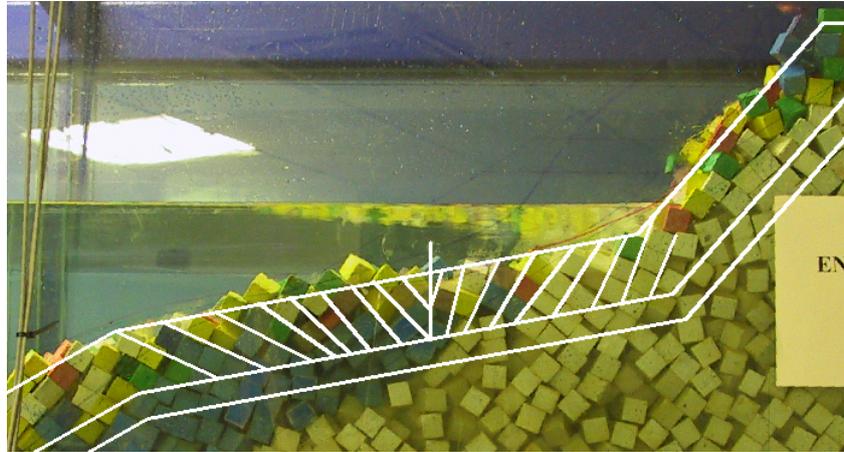


Figura 4.35: Colocación de las piezas en el perfil de equilibrio.

Con estas premisas, se obtiene la sección tipo del modelo (Figura 4.36). El manto secundario se coloca en los taludes superior e inferior, para favorecer la colocación aleatoria de las piezas en estos tramos. El manto principal está formado por cubos de hormigón, mientras que el manto secundario y el núcleo se compone de escollera de diferentes tamaños. Los cubos empleados han sido los mismos de los ensayos previos, bloques de hormigón de 2,5 cm de lado y 2 t/m^3 de peso específico. Para el manto secundario se ha seleccionado un árido que cumpla la condición de filtro con el manto principal, es decir, el peso de las piezas del manto secundario debe ser al menos $W_p/15$, siendo W_p el peso de las piezas del manto principal. Finalmente se selecciona un árido de diámetro comprendido entre 9 y 18 mm. El núcleo puede estar formado por un árido de cualquier tamaño, ya que está cubierto por un geotextil que impide la extracción de piezas. En este caso se ha seleccionado un árido de diámetro comprendido entre 2 y 5 mm.

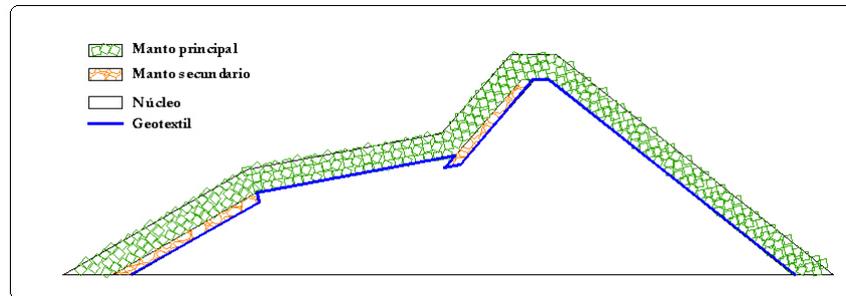


Figura 4.36: Sección tipo del modelo de dique en S con núcleo impermeable.

El diseño del talud intermedio del dique en S tiene como parámetros esenciales la profundidad de agua a pie de dique, h_0 , profundidad de agua sobre el talud intermedio, h_2 , inclinación, α_2 , anchura del talud, b , y la colocación de las piezas (Figura 4.37).

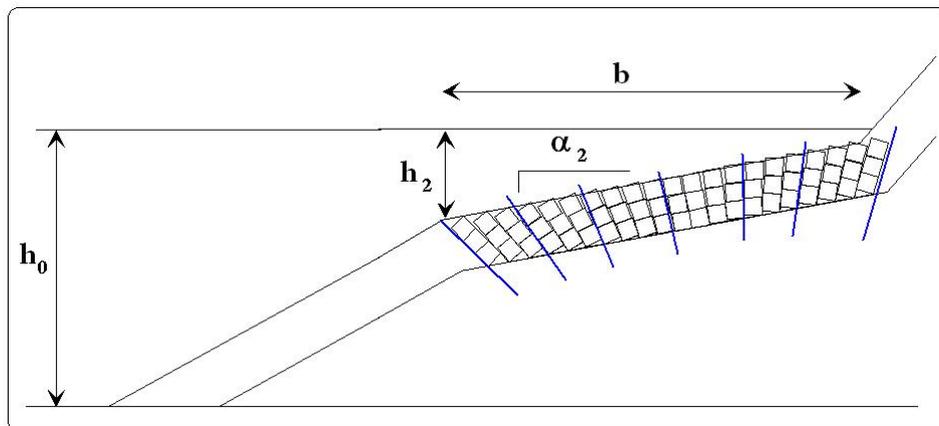


Figura 4.37: Parámetros esenciales en el diseño del dique en S con núcleo impermeable.

Para favorecer la colocación de las piezas del talud intermedio siguiendo los ángulos establecidos, se colocan unas cuñas en este talud bajo los cubos que les proporcionan la inclinación necesaria. El modelo finalmente obtenido se muestra en la Figura 4.38. En la Figura 4.39 se muestra un detalle del talud intermedio del modelo.



Figura 4.38: Sección del modelo de dique en S con núcleo impermeable.



Figura 4.39: Talud intermedio del modelo de dique en S con núcleo impermeable.

4.4.1.3. Procedimiento experimental

El modelo de dique en S con núcleo impermeable se ha diseñado a partir de un perfil de equilibrio en S obtenido con una altura de ola incidente concreta. Por ello, en este caso, debe comprobarse la estabilidad del modelo para dicha altura de ola. Como se reproduce el perfil obtenido en los ensayos de Benedicto (2004), las características del ensayo han sido las mismas:

- Incidencia normal, $\theta = 0^\circ$
- Profundidad constante, $h = 0,45$ m
- Periodo constante a lo largo del ensayo: $T = 1,2$ s

El procedimiento experimental a seguir consistirá en ensayar tandas de oleaje de altura incidente creciente, hasta alcanzar la altura máxima de estabilidad del dique.

4.4.2. Datos obtenidos

Se estudia para este modelo su estabilidad, así como la evolución a lo largo del ensayo de procesos tales como la reflexión o la rotura del oleaje.

Se ejecutan las siguientes tandas de ensayo sobre el dique (Tabla 4.3):

Nº de tanda	T (s)	H generada (cm)
1	1,2	8
2	1,2	12
3	1,2	14
4	1,2	16
5	1,2	18
6	1,2	20

Tabla 4.3: Ensayos realizados sobre el modelo de dique en S con núcleo impermeable.

Respecto a la estabilidad del dique, se realizan las siguientes observaciones:

- Los taludes inferior e intermedio permanecen estables para todas las alturas de ola ensayadas.
- En el talud superior se observa movimiento de piezas que caen sobre el talud intermedio, y posteriormente sobre el inferior.

Por otro lado, respecto a la evolución de los procesos de reflexión, disipación y rotura, se realizan los siguientes análisis:

- Se calcula el flujo de energía incidente, reflejada y disipada a lo largo del ensayo (Figura 4.40).
- Se calcula la variación del coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo (Figura 4.41).
- Se calcula la evolución de la rotura de la ola a lo largo del ensayo (Figura 4.42).

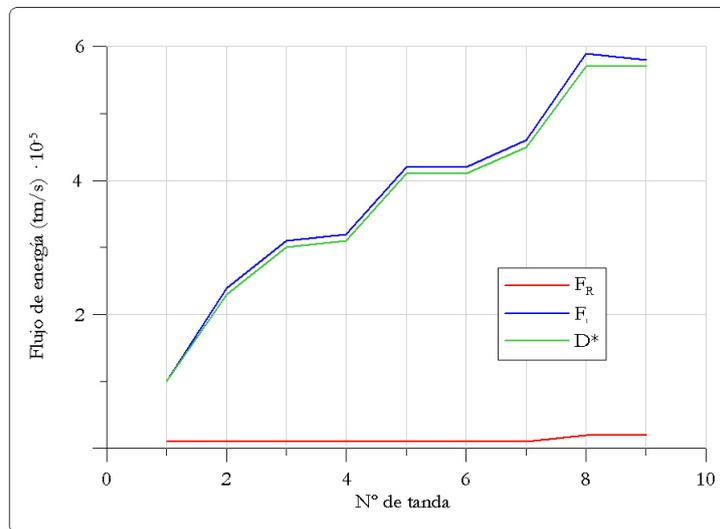


Figura 4.40: Reparto de flujos de energía a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.

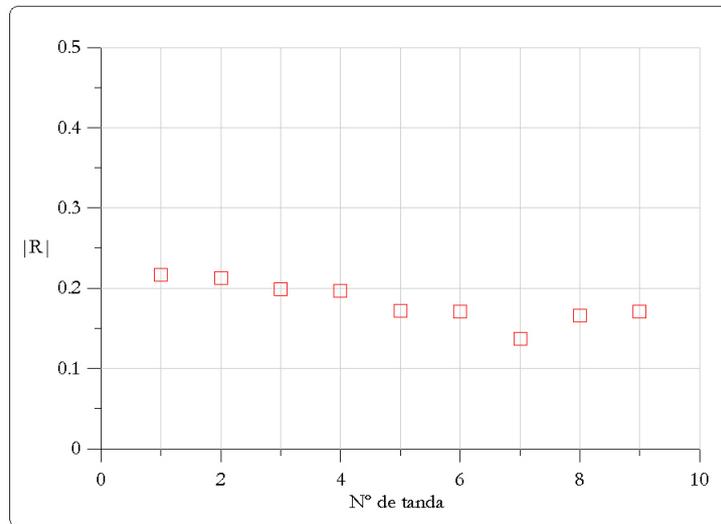


Figura 4.41: Coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.

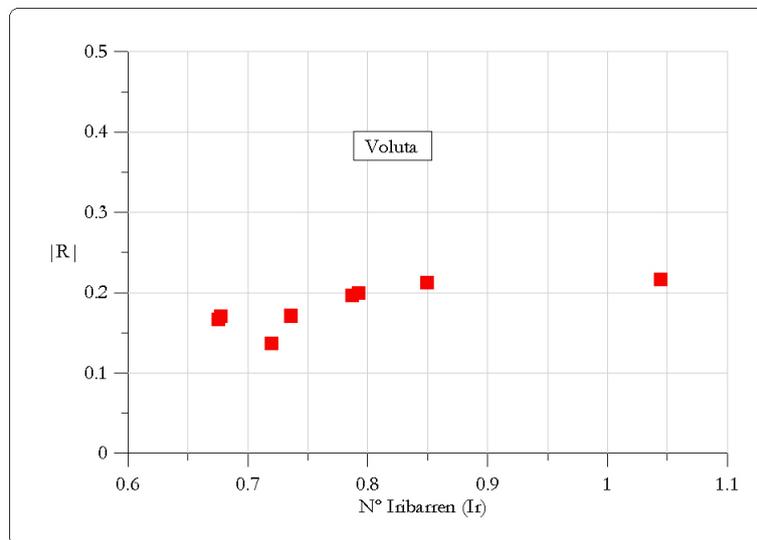


Figura 4.42: Evolución del tipo de rotura a lo largo del ensayo del Dique en S con núcleo impermeable.

4.4.3. Conclusiones

De los ensayos realizados sobre un modelo de dique en S con núcleo impermeable se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Los taludes intermedio e inferior del dique permanecen estables para todas las alturas de ola ensayadas. En cambio, no ocurre igual con el talud superior, provocado posiblemente por un problema constructivo.
- La rotura de la ola se produce en voluta para todas las alturas de ola, favoreciendo la pérdida de energía por disipación.
- Los valores del Número de Iribarren a lo largo del ensayo son similares a los obtenidos en los ensayos sobre un dique homogéneo (Apartado 4.3.3), mientras que los valores del coeficiente de reflexión son algo mayores, manteniéndose constantes en un valor cercano a 0,2.

Aplicación práctica: Ventajas del diseño del dique de perfil en S

Para comprender mejor las ventajas del uso de este diseño de dique en S, se expone un ejemplo práctico. Se toman tres diques en talud de diseño “tradicional” y distintos pesos de las piezas del manto principal, como se indica a continuación:

- En primer lugar se tiene el caso de un dique en talud de diseño tradicional, con pendiente de talud 1,5/1, piezas del manto principal tipo bloque de hormigón, diseño para inicio de avería y altura de diseño de $H_d = 20$ m. En este caso, para un periodo del oleaje $T = 9$ s y siguiendo la fórmula de Losada y Giménez-Curto (1979), se obtiene que el peso de los bloques del manto principal será $W_p = 100$ t.
- En segundo lugar, si se quiere bajar el peso de las piezas del manto principal hasta $W_p = 68$ t, el dique tradicional de pendiente 1,5/1 soportaría una altura de diseño hasta $H_d = 16,9$ m.
- Por último, si se tienen piezas de manto principal de peso $W_p = 33$ t, la altura de diseño para ese dique será de $H_d = 12,5$ m.

Considérense ahora los mismos pesos para los mantos principales, pero para el diseño de dique en S mencionado. Se tiene:

- Para peso de las piezas del manto principal $W_p = 68$ t, existe un perfil de equilibrio en S que será estable para una altura de ola de diseño $H_d = 20$ m.

- De la misma manera, para peso de las piezas del manto principal $W_p = 33$ t, existe un perfil de equilibrio en S, más tendido que en el caso anterior, y que será estable para una altura de ola de diseño $H_d = 20$ m.

Hay que hacer hincapié en la importancia de este ejemplo, que radica en que este diseño de diques en talud con perfil en S permite construir diques de mayor estabilidad que la del diseño tradicional (ya que no necesitarán mantenimiento ni reconstrucción) pero con piezas de menor peso, lo que por otro lado implicaría disminución de costes de construcción.

Además, a la hora de construir un dique debe tenerse en cuenta la grúa que ha de emplearse. Con el primer ejemplo de dique tradicional, de $W_p = 100$ t, suponiendo una profundidad de 45 m, la distancia al pie será de 90 m y por tanto se necesita una grúa de $9000 \text{ t} \times \text{m}$. En cambio, un dique de perfil en S con la misma altura de ola de diseño, al tener sus piezas del manto principal un peso de $W_p = 33$ t, y una distancia al pie de 105 m, necesitarán para su construcción una grúa de $3500 \text{ t} \times \text{m}$, es decir, se reduce en más de dos veces el tamaño de la grúa para una misma altura de ola de diseño.

Resolución del proceso constructivo

El principal problema que plantea este nuevo diseño de dique en S con núcleo impermeable es la colocación de las piezas en el talud intermedio. Como se ha visto, las piezas deben estar dispuestas según unos ángulos determinados que les confieren máxima estabilidad, al maximizarse la fricción entre ellos y dificultarse su extracción.

En el modelo, el problema de la colocación se ha resuelto mediante la colocación de unas cuñas bajo los cubos tradicionales. En cambio, para su construcción en prototipo debe buscarse algún sistema de fácil construcción y colocación. Ello ha llevado al diseño de unas piezas especiales como las que se muestran en la Figura 4.43. Cada pieza proporciona a los cubos que sobre ella se colocan la inclinación necesaria para construir el talud intermedio (Figura 4.44). Debido a la disminución de peso de los cubos en este tipo de dique, las piezas podrán estar compuestas por grupos de 2, 3 o 4 cubos (dependiendo del peso del conjunto y de la grúa de que se disponga), lo que agilizaría la construcción.

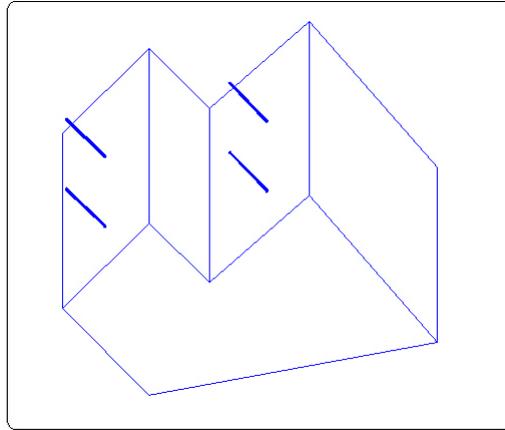


Figura 4.43: Esquema de una pieza prefabricada para el talud intermedio del dique en S con núcleo impermeable.

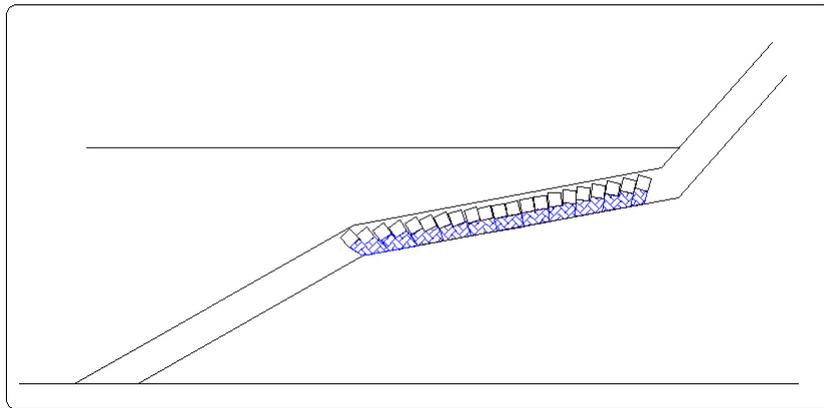


Figura 4.44: Esquema de colocación de las piezas prefabricadas sobre el talud intermedio del dique en S con núcleo impermeable.

Las ventajas del uso de un dique de perfil en S por tanto son:

- Reducción de los tiempos de construcción al plantearse la posibilidad de agrupar los cubos en piezas mayores, lo que reduce la cantidad de piezas a colocar en el talud.
- Probabilidad muy baja o nula de daño para la altura de diseño del dique.
- Costes de mantenimiento y reparación muy bajos o nulos.

- El núcleo admite material de cualquier tamaño, lo que evita restricciones de peso en el todo-uno de cantera, como sucede en la actualidad.

4.5. Conclusiones del Capítulo

Las principales conclusiones que se pueden extraer son:

- Se han realizado ensayos con oleaje regular e irregular, sobre dos modelos de dique homogéneo formados por un único tipo de pieza cúbica de hormigón y de diferente talud inicial (1,5/1 en el Modelo 1 y 2/1 en el Modelo 2), a fin de comparar la influencia del talud inicial y el tipo de oleaje en los resultados del ensayo. De estos ensayos se puede concluir:
 1. El perfil deformado al finalizar los ensayos no depende del talud inicial.
 2. Todos los perfiles deformados, así como la línea de nivel medio, se cruzan en un punto fijo, cuya posición respecto al nivel medio no depende del talud inicial.
 3. La deformación del perfil en los ensayos con oleaje irregular depende de la altura de ola máxima incidente sobre el dique. El perfil final deformado no depende del tipo de oleaje ensayado, siendo similares los obtenidos con la misma altura de ola incidente en regular, y máxima en irregular.
- Se han comparado los resultados de los ensayos de verificación con los obtenidos por Benedicto (2004). Se puede concluir:
 1. Se ha verificado el comportamiento del dique homogéneo ante la acción del oleaje.
 2. Una mayor cantidad de piezas en el dique provoca un aumento de la longitud del talud intermedio, pero se mantienen las inclinaciones de los taludes del perfil en S.
 3. Las piezas se auto-organizan de igual manera en los ensayos de verificación y los previos, con colocación aleatoria en los taludes superior e inferior, y auto-organizada en el talud intermedio. Esta auto-organización aumenta la estabilidad de las piezas del talud intermedio, al aumentar su fricción y rugosidad.
- Se ha presentado una versión extendida del dique berma, con las siguientes características:

1. Dique de perfil en S, con tres taludes de diferente pendiente y colocación de las piezas.
 2. El núcleo del dique puede ser impermeable, ya que el flujo en el mismo es principalmente superficial.
 3. En los taludes superior e inferior las piezas se colocarán de manera aleatoria, mientras que en el talud intermedio deben ser dispuestas siguiendo los planos de máxima estabilidad.
 4. Para facilitar la colocación de las piezas del talud intermedio, se han diseñado unas piezas especiales prefabricadas.
 5. Los parámetros de diseño del dique son la altura de ola máxima, la geometría del perfil, el peso de las piezas del manto principal y su colocación.
- El diseño del dique con perfil en S permite reducir hasta tres veces el peso de las piezas del manto principal y el tamaño de las grúas necesarias para su construcción.
 - Se estima que los costes totales de un dique en S a lo largo de su vida útil serán menores que los de un dique tradicional, ya que al tratarse de un dique de máxima estabilidad los costes de mantenimiento y reparación serán mínimos o nulos.

Cálculo de la probabilidad conjunta de fallo y reparto de probabilidades para un dique de abrigo

5.1. Introducción

Las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0 (2001) indican que en cada una de las fases de proyecto, cada uno de los tramos del dique de abrigo deberá satisfacer unos requisitos mínimos de seguridad, servicio y uso y explotación, que se especifican acotando la probabilidad de excedencia frente a la seguridad y el servicio en la duración de la fase y la probabilidad de no excedencia de la operatividad en el año.

En cada fase y subfase de proyecto, la obra en su conjunto o, en su caso, cada uno de los tramos en los que se divida, así como los elementos que la constituyen, deberán cumplir los requisitos exigidos por la normativa y por el promotor en materia de seguridad, servicio y explotación en todos los estados de proyecto que puedan presentarse en la fase considerada, con el objeto de acotar las probabilidades de que se produzca un fallo o una parada operativa de la obra de abrigo dentro de unos límites aceptables, definidos en función de las consecuencias del fallo o de la parada operativa. Los requisitos de seguridad, servicio y explotación se definen por medio de los siguientes parámetros:

- **Fiabilidad:** relacionada con los modos de fallo adscritos a los Estados Límite Últimos (ELU).
- **Funcionalidad:** relacionada con los modos de fallo adscritos a los Estados Límite de Servicio (ELS).
- **Operatividad:** relacionada con los modos de parada adscritos a los Estados Límite de Parada Operativa (ELO).

Para la medida de cada uno de estos conceptos se usan las variables “probabilidad de fallo” p_f e “índice de fiabilidad” β , que se relacionan de la siguiente forma: $\beta = \Phi^{-1}(p_f)$, siendo Φ la función de probabilidad acumulada estándar.

5.2. Objetivos

La optimización de un dique puede realizarse mediante actuaciones sobre alguna de sus partes: cimentación, cuerpo central o superestructura. El objetivo de este capítulo es evaluar el peso o importancia de la optimización del diseño de cada una de las partes del dique en el conjunto de la obra. Esta evaluación se realiza mediante el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de los modos de fallo de cada una de las partes del dique. Para ello, se elegirá un modo de fallo estructural de cada elemento, y se calculará la probabilidad de fallo conjunta. Posteriormente, modificando las condiciones de fallo de cada una de las partes se podrá evaluar su influencia relativa en la probabilidad conjunta de la obra, lo que permitirá, conocidas las condiciones particulares de un diseño (lugar, clima marítimo, etc), diseñar metodologías que permitan optimizar la parte de la sección más conveniente según el caso.

5.3. Cálculo de la probabilidad conjunta de fallo

El método de cálculo de la probabilidad conjunta de fallo se describe en el Capítulo 2 de la ROM 1.1 (Borrador), y en la EROM 0.2 (2006).

El conjunto de modos de fallo o parada tanto si son mutuamente excluyentes como si no lo son, satisfacen el requisito de proyecto frente a la seguridad, el servicio y el uso y la explotación, si la superposición lineal de las probabilidades de ocurrencia en la fase de proyecto es menor o igual que la probabilidad conjunta de fallo o parada exigible en el proyecto. Es decir,

$$\sum_{j=1}^N p_{f,EL,j} \leq p_{f,EL} \quad (5.1)$$

donde $p_{f,EL,j}$ es la probabilidad de fallo del modo j en la fase de proyecto, y $p_{f,EL}$ es la probabilidad de fallo o parada del conjunto de los N modos de fallo o parada adscritos a los estados límite últimos o de servicio

y de parada operativa, respectivamente.

Sólo en los casos en los que dos o más modos ocurran con los mismos valores de los agentes, se podrá considerar su probabilidad de fallo o parada individual igual y su contribución a la probabilidad conjunta se computará una sola vez.

El límite superior de la probabilidad de fallo del conjunto de los modos viene dado por

$$p_{f,SUP} \lesssim \sum_{i=1}^{n_p} p_{f,EL,i} \quad (5.2)$$

donde n_p son modos de fallo no mutuamente excluyentes e independientes.

Por otra parte, la probabilidad de fallo del conjunto de los modos tiene el siguiente límite inferior, $p_{f,INF}$

$$p_{f,INF} = \underset{i=1}{\overset{n_p}{\text{máx}}}(p_{f,EL,i}) \quad (5.3)$$

La probabilidad conjunta de fallo del tramo de obra en la fase de proyecto considerada frente a los modos de fallo adscritos a los estados límite últimos o de servicio satisface la siguiente desigualdad,

$$\underset{i=1}{\overset{n_p}{\text{máx}}}(p_{f,EL,i}) \lesssim p_{f,EL}^* \lesssim \sum_{i=1}^{n_p} p_{f,EL,i} \quad (5.4)$$

El requisito de proyecto se satisface siempre que el valor de la probabilidad conjunta de fallo $p_{f,ELU}^*$ sea menor que el valor dado en la Tabla 5.1.

$$p_{f,ELU}^* \lesssim \sum_{i=1}^{n_p} p_{f,EL,i} \lesssim p_{f,ELU} \quad (5.5)$$

ISA	< 5	5 – 19	20 – 29	≥ 30
$p_{f,ELU}$	0,20	0,10	0,01	0,0001
β_{ELU}	0,84	1,28	2,32	3,71

Tabla 5.1: Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.U.

Para los estados límite de servicio, la probabilidad conjunta de fallo $p_{f,ELS}^*$ debe ser menor que el valor dado en la Tabla 5.2.

ISA	< 5	5 – 19	20 – 29	≥ 30
$p_{f,ELS}$	0,20	0,10	0,07	0,07
β_{ELS}	0,84	1,28	1,50	1,50

Tabla 5.2: Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio o vida útil para los E.L.S.

En estas tablas, la probabilidad de fallo máxima viene determinada en función del Índice de Repercusión Social y Ambiental ISA (ROM0.0, 2001). El ISA se calcula a partir de los parámetros “posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas”, “posibles daños al medio ambiente y al patrimonio histórico-artístico”, y “alarma social”.

Además, para los estados límite operativos, el valor complementario de la suma de las probabilidades de ocurrencia de los modos de parada principales en el año, será igual o superior al valor de la operatividad recomendada en la Tabla 5.3, determinada en función del Índice de Repercusión Económica Operativo IREO (ROM0.0, 2001).

IREO	≤ 5	6 – 20	≥ 20
Operatividad $r_{f,ELO}$	0,85	0,95	0,99
β_{ELO}	1,04	1,65	2,32

Tabla 5.3: Operatividad mínima en la fase de servicio

En los tres supuestos de conjunto completo con: (1) modos mutuamente excluyentes o (2) modos no mutuamente excluyentes y dependientes y (3) modos no mutuamente excluyentes e independientes, la suma de las probabilidades de ocurrencia de los modos individuales es una cota superior de la probabilidad conjunta.

En consecuencia, para poder verificar el requisito de que el conjunto de los modos de fallo o parada satisfacen en la fase de proyecto que su probabilidad está acotada, es necesario repartir la probabilidad conjunta, adscribiendo a cada modo una probabilidad de ocurrencia. Para ello es necesario construir los conjuntos completos de modos de fallo o parada.

5.3.1. Diagrama de modos

El primer paso para obtener el reparto de probabilidad conjunta debe ser describir y caracterizar el conjunto de modos de fallo, y ordenarlos en diagramas. Se recomienda proceder de la siguiente manera:

1. Análisis de la ocurrencia excluyente
2. Discusión de la dependencia estadística de los modos
3. Formación del conjunto completo y orden en diagramas de serie

5.3.1.1. Ocurrencia excluyente y dependencia estadística

Del conjunto completo de modos se identificarán aquellos mutuamente excluyentes, es decir la ocurrencia de uno excluye la ocurrencia de los otros, y aquellos que no lo son. En este último caso, se indicará si son independientes en sentido estadístico, es decir, si la probabilidad de ocurrencia de dos o más modos es igual al producto de sus probabilidades marginales. En otro caso, los modos serán dependientes, recomendándose explicitar si están correlacionados positiva o negativamente. Si la correlación es positiva, el fallo o parada de un modo coincide con el fallo o parada del otro. Si la correlación es negativa, el fallo o parada de un modo se corresponde con el no fallo o no parada del otro.

Para el reparto de la probabilidad conjunta, salvo justificación expresa, se describirán los N modos de fallo o parada en la fase de proyecto necesarios para constituir un conjunto completo y en el supuesto de que son mutuamente excluyentes. El conjunto se dice que está completo cuando todos los posibles mecanismos y modos de fallo quedan descritos y caracterizados de forma unívoca.

Este conjunto se organizará según diagramas en serie, en paralelo o compuesto. Un diagrama en serie incluye los modos cuya ocurrencia individualizada determina el fallo o la parada del tramo. Un diagrama en paralelo (también llamado redundante) incluye aquellos modos para los que se puede considerar que la sección ha fallado o parado cuando ocurren el fallo o la parada de los dos o más modos redundantes. En un diagrama compuesto se considera que la sección falla cuando se produce al menos uno de los modos en serie o al menos uno del subconjunto de los modos redundantes.

5.3.1.2. Clasificación de los modos a los efectos de su verificación

A los efectos de su verificación los modos de fallo o parada se clasificarán en:

1. Modos que deben ser verificados por otros Códigos, Instrucciones y Recomendaciones: en general se verificarán mediante métodos deterministas
2. No principales y principales susceptibles de ser transformados en no principales: aquellos para los que con pequeños incrementos de los costes totales de la obra se puede mejorar significativamente la fiabilidad, funcionalidad u operatividad del tramo.
3. Principales: aquellos modos de fallo y parada para los que mejorar la fiabilidad, funcionalidad u operatividad del tramo de obra sea difícil, o realizable únicamente mediante aumentos muy importantes de los costes de la obra.

5.4. Métodos para el reparto de la probabilidad conjunta

Una vez calculada la probabilidad conjunta de fallo, e identificados los modos principales de fallo y parada, se realiza el reparto de la probabilidad conjunta. Se debe realizar en primer lugar un análisis del proyecto de inversión que supone la obra, en base al cual se realiza el reparto de la probabilidad.

5.4.1. Reparto a priori de la probabilidad y cuantificación del coste total anual del tramo

Se puede repartir la probabilidad conjunta a partir de un método que evalúa el coste total anual para el conjunto de los tramos de la obra y los procesos constructivos.

La aplicación del método que ofrece la ROM 1.1 (Borrador) consta de los pasos siguientes:

1. Descripción y caracterización del conjunto de modos de fallo y parada
2. Clasificación de los modos y selección de los modos principales considerados mutuamente excluyentes

3. Distribución de la probabilidad conjunta entre los modos de fallo principales
4. En su caso, ponderación del resultado anterior mediante la valoración de la incertidumbre en el comportamiento de la obra y en los procesos de verificación, analítico o experimental, y de las teorías que los formulan, de los datos, del estado del conocimiento y de la experiencia del proyectista y constructor
5. Dimensionamiento de la sección y cálculo del coste total anual del tramo, incluyendo el coste anual de la inversión y el coste esperado por los daños anuales utilizando las funciones de distribución de los agentes predominantes
6. Finalmente, entre las soluciones posibles se elegirá una para cada tramo una vez evaluado el coste total de la obra teniendo en cuenta el conjunto de los tramos de la obra y sus transiciones, los procesos constructivos y los materiales disponibles

5.4.1.1. Evaluación de la incertidumbre

Se recomienda ponderar el reparto de la probabilidad conjunta mediante la valoración de la incertidumbre en el comportamiento de la obra y en los procesos de verificación, analítico o experimental, de las teorías que los formulan; y del estado del conocimiento, de los datos y de la experiencia del proyectista o constructor.

5.4.1.2. Cálculo del coste esperado de los daños anuales

Se recomienda calcular el coste anual total de la obra como la suma del coste esperado de los daños anuales y el coste anual equivalente de la inversión. Siempre que sea posible, los costes por daños deben de incluir los costes de reparación y por cese e influencia de las actividades económicas directamente relacionadas con la obra, ya sean oferentes de servicios creados tras su puesta en servicio o demandantes.

Si la parte de probabilidad conjunta atribuida a cada modo es $p_{f,EL,i}$ la probabilidad anual de ocurrencia $p_{EL,i}$ de cada uno de los modos principales de fallo $i = 1, \dots, n_p$, se puede evaluar a partir de la ecuación

$$p_{EL,i} = 1 - (1 - p_{f,EL,i})^{\frac{1}{v}} \quad (5.6)$$

donde V es la vida útil del tramo. El coste esperado por daños anuales para cada uno de los modos de fallo se calculará mediante la ecuación

$$C_D(D_{j,i}) \approx d(D_{j,i}) * f_{\bar{X}}(D_{j,i}) \quad (5.7)$$

donde $d(D_{j,i})$ es la función del daño del modo de fallo i , en el supuesto de reparto de probabilidad j , $f_{\bar{X}} = \frac{dF(D_{j,i})}{dD_j}$ es la función de densidad del modo $D_{j,i}$, y $p_{EL,i} = F(D_{j,i})$ es su función de distribución.

5.4.1.3. Cálculo de los costes anuales equivalentes: inversión y total

El coste total anual equivalente para cada uno de los j supuestos de reparto de probabilidad ($j = 1, 2, 3$) es

$$C_T(D_{j,i}) \approx C_{ta}(D_j) + \sum_{i=1}^{n_p} C_D(D_{j,i}) \quad (5.8)$$

donde el sumatorio evalúa los costes esperados por daños anuales producidos por cada uno de los modos de fallo y el coste anual equivalente de la inversión.

De esta información se puede cotejar cuál de los tres supuestos de reparto de probabilidad produce un coste total anual menor y, si es necesario, realizar un nuevo supuesto de reparto para aproximarse a un coste mínimo.

De forma simplificada, un modo de fallo ocurre por la excedencia de un cierto valor umbral del agente predominante $x \geq X_d$, y se verifica mediante una ecuación de estado $g(x) \leq 0$. Siendo $f_X(x)$ la función de probabilidad de presentación anual del agente y $d(x)$ la función del daño, el coste esperado de los daños anuales es

$$C_D(x) = \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) d(x) dx \quad (5.9)$$

Cuando hay N modos de fallo (mutuamente excluyentes), se puede acotar el valor de los daños probables por superposición lineal del daño anual

producido por cada uno de los modos, es decir,

$$C_{D,total}(\vec{x}) \lesssim \sum_{i=1}^N C_{D,i}(\vec{x}) = \sum_{i=1}^N \int_{g(\vec{X}) \leq 0} f_{\vec{X},i}(\vec{x}) d_i(\vec{x}) d(\vec{x}) \quad (5.10)$$

donde \vec{X} indica el conjunto de agentes que intervienen en cada uno de los modos de fallo, y $f_{\vec{X},i}(\vec{x})$ es la función de densidad de probabilidad conjunta de los agentes.

Para cada uno de los modos de fallo, la integral que determina los daños probables se puede aproximar por el siguiente esquema en diferencias

$$C_D^V(x) = \sum_{j=1}^{\infty} \frac{d(x_{j-1}) + d(x_j)}{2} (F(x_j) - F(x_{j-1})) = \sum_{j=1}^{\infty} d^*(x_{j-1}, x_j) f^*(x_j, x_{j-1}) \quad (5.11)$$

donde $x_{j-1} = x_0$ se corresponde con el valor inicial del cálculo de la función de daño, $d^*(x_{j-1}, x_j)$ es el incremento anual del daño probable y $f^*(x_j, x_{j-1})$ es el valor de la densidad de probabilidad del intervalo. El superíndice V indica el número de años acumulados en el cálculo del daño probable desde el final de la vida útil.

El coste anual equivalente de la inversión $C_{ta}(x)$ se calcula a partir del análisis del proyecto de inversión, con lo que el coste total anual equivalente es

$$C_T(x) = C_{ta}(x) + C_{D,total}(x) \quad (5.12)$$

Minimizando la función coste total $C_T(x)$ con respecto al valor del agente, se obtienen los valores del agente predominante y la probabilidad de excedencia en el año, $Pr[x < X_d] = F(X_d)$, que es la información necesaria para calcular su probabilidad de ocurrencia en la vida útil.

Finalmente, la representación del coste total frente a la probabilidad de no excedencia muestra el coste total mínimo y la probabilidad de fallo adscrita al modo.

5.4.2. Reparto en las fases de la obra

Para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo o parada, se seguirá el método que se describe a continuación:

1. Se describirán los modos de fallo y, en su caso de parada de la fase (o subfase) de cada tramo, y se procederá a identificar los modos no principales, los susceptibles de ser no principales, y los principales. Con ellos se formará un conjunto completo de modos mutuamente excluyentes. En general, sólo será necesario repartir la probabilidad conjunta de fallo correspondiente a los modos de fallo adscritos a los estados límite últimos. Los modos principales en estas fases no tienen por qué ser los mismos que en la fase de servicio.
2. Se determinará el IRE e ISA de la fase o subfase considerando el modo de fallo pésimo del tramo, y se comparará con el IRE e ISA del tramo en la fase de servicio. La probabilidad conjunta de fallo $p_{f,EL,c}$ para los modos principales de fallo se ajustará en función de la probabilidad conjunta del tramo en la fase de servicio $p_{f,EL}$, de acuerdo con lo recomendado en los siguientes apartados. Salvo justificación expresa, la duración mínima de la fase o subfase V_c se ajustará en todos los casos a años completos.
3. Se determinará la máxima probabilidad conjunta en la fase de construcción.
4. Se repartirá la probabilidad a priori, por ejemplo en función del coste de la parte o del elemento en construcción con respecto al coste total de la sección o de la parte.
5. En su caso, se ponderará el reparto evaluando la incertidumbre.
6. Se evaluará el coste anual esperado de daños y el coste total anual.
7. Se seleccionará el reparto idóneo en función de los procesos constructivos, materiales y financiación de la obra.

5.4.2.1. Máxima probabilidad conjunta en la fase de construcción.

La probabilidad conjunta de fallo en la fase de construcción estará acotada en función del ISA en servicio (o en construcción si éste fuera mayor que el de la vida útil). A tal efecto, salvo justificación, la máxima probabilidad de fallo en la duración de la fase o subfase no excederá el valor consignado en la Tabla 5.4.

ISA del tramo	Máxima $p_{f,c}$
No significativo, < 5	$\leq 0,20$
Bajo, 5 – 9	$\leq 0,10$
Alto, 20 – 29	$\leq 0,05$
Muy alto, > 30	$\leq 0,01$

Tabla 5.4: Valor numérico del ISA del tramo y máxima probabilidad de fallo admisible en la fase de construcción.

5.4.2.2. Reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la fase de construcción

La probabilidad conjunta se podrá repartir a partir de la minimización económica del coste total anual, teniendo en cuenta la simultaneidad y compatibilidad de los modos de fallo en el tramo y en la subfase o subtramo.

Para ello, una vez determinada la probabilidad conjunta de fallo $p_{f,c}$ en la fase o subfase de construcción de duración V_c , la probabilidad anual de fallo de cada modo se obtendrá mediante la ecuación siguiente

$$p_{c,i} \approx 1 - (1 - p_{f,c,i})^{\frac{1}{V_c}} \quad (5.13)$$

donde $p_{f,c,i}$ es la probabilidad del modo en la fase de construcción. Seguidamente, aplicando los métodos propuestos para la vida útil se calculará el coste esperado de los daños anuales. Finalmente, se sumarán los costes esperados para cada modo de fallo y el coste anual de inversión para obtener el coste total anual del tramo en construcción. En todos los casos, se deberá satisfacer que las probabilidades de los modos principales cumplan el requisito de proyecto (Tabla 5.4)

$$\sum_{i=1}^{n_p} p_{f,c,i} \leq p_{f,c} \quad (5.14)$$

y, en general, que su coste total anual sea mínimo.

5.5. Criterios para el reparto de la probabilidad de fallo en la vida útil

La optimización del dique puede realizarse mediante actuaciones bien sobre el cuerpo central del mismo, o bien sobre la cimentación o la

superestructura. Para evaluar el peso o importancia de la optimización del diseño de cada una de las partes del dique en el conjunto de la obra se calcula la probabilidad conjunta de fallo de los modos de fallo de cada una de las partes del dique. Posteriormente, modificando los criterios de reparto de probabilidad de fallo se podrá evaluar la influencia de cada parte en la probabilidad conjunta de la obra, lo que supondrá una mejora en la metodología que actualmente se emplea para el cálculo de los diques de abrigo.

5.5.1. Modos de fallo

Se define como modo de fallo la manera, forma o mecanismo en que puede producirse el fallo del dique y, en general, se describe y caracteriza mediante un estado límite. Para construir los diagramas de fallo y para describir los modos se deben tener en cuenta los siguiente aspectos:

- Dominio espacial: Zona en la que ocurre o a la que afecta el fallo
- Mecanismo: Mecanismo o forma en que se produce el fallo, evaluando su importancia y sus consecuencias para la seguridad, servicio, uso y explotación
- Agentes predominantes y otros agentes: Aquellos que pueden participar en el desencadenamiento y evolución del fallo
- Dominio temporal: Intervalo de tiempo en el que puede producirse el modo

Para analizar la importancia del fallo de cada parte del dique en el conjunto de la obra se elige un modo de fallo principal para cada una de las partes, y se describen dichos modos conforme a lo expuesto anteriormente. Así, se han elegido los tres siguientes modos de fallo para un dique en talud con superestructura:

Superestructura: Deslizamiento del espaldón

- Dominio espacial: Superestructura
- Mecanismo: pérdida de equilibrio estático por deslizamiento del espaldón sobre el manto (ELU)
- Agentes:

- Predominantes: Oleaje, nivel del mar
- Otros agentes: Gravitatorio, terreno
- Dominio temporal:
 - Permanentes: Gravitatorio, terreno
 - No permanentes: Oleaje, nivel del mar

Cuerpo central: Extracción de piezas del manto principal

- Dominio espacial: Cuerpo central
- Mecanismo: pérdida de equilibrio estático por salida de piezas de su posición en el manto principal (ELU)
- Agentes:
 - Predominantes: Oleaje
 - Mismo origen: Nivel del mar
 - Otros agentes: Gravitatorio, terreno
- Dominio temporal:
 - Permanentes: Gravitatorio, terreno
 - No permanentes: Oleaje, nivel del mar

Cimentación: Extracción de piezas de la berma

- Dominio espacial: Cimentación
- Mecanismo: pérdida de equilibrio por salida de piezas (ELU)
- Agentes:
 - Predominantes: Oleaje, Nivel del mar
 - Otros agentes: Gravitatorio, terreno
- Dominio temporal:
 - Permanentes: Gravitatorio, terreno
 - No permanentes: Oleaje, nivel del mar

5.5.1.1. Evolución del daño

Una vez sucedido cada uno de los modos de fallo descritos anteriormente, el daño del dique progresa de tal manera que en algún caso puede detenerse, en otro puede alcanzar una nueva posición de equilibrio o bien puede conducir a la destrucción del dique.

Así, si el dique falla por deslizamiento del espaldón, puede detenerse el daño ya que ninguna otra parte del dique se ve afectada. Aún así, el dique queda desprotegido frente al rebase, por lo que en caso de que éste ocurra se verá dañado en su talud de sotamar.

Por otro lado, si el daño se produce por extracción de piezas del manto principal, se produce la caída de piezas superiores de tal manera que se protege el hueco. El talud del dique se reconfigura tomando un perfil en S. De esta manera el manto principal se autoprotege frente a la extracción de piezas del manto secundario o el núcleo. Llegados a este punto puede ocurrir que el nuevo perfil en S sea estable en cuyo caso se detiene la progresión del daño, o bien puede ocurrir que se sigan extrayendo piezas del manto principal, posteriormente de los mantos secundarios y finalmente del núcleo, provocando un colapso progresivo que finaliza con la destrucción del dique. Este tipo de avería tiende a tener una progresión lenta del daño.

Por último, la avería puede iniciarse por extracción de piezas de la berma. En ese caso, la salida de piezas provoca un descalzamiento del manto principal, que se traduce en el deslizamiento de sus piezas hacia el pie del dique. Los mantos secundarios quedan desprotegidos, llegando el daño al núcleo y finalizando en la destrucción del dique.

La evolución del daño en un dique lo somete a diferentes Estados Límite de Servicio (ELS), entendidos éstos como aquellos que producen la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella.

5.5.2. Probabilidad conjunta de fallo

Se considera por tanto un dique en talud con tres modos de fallo principales o elementos muestrales:

- deslizamiento del espaldón, s_1
- extracción de piezas del manto principal, s_2
- socavación de la berma, s_3

Estos elementos junto con el suceso nulo ϑ forman una colección completa y, por tanto, son el espacio muestral de los modos de fallo o sucesos.

$$\Omega_s = \{s_1, s_2, s_3, \vartheta\} \quad (5.15)$$

Los sucesos mas elementales son los que contienen cada uno de los modos de fallo y sus correspondientes sucesos complementarios: $S_1(s_1)$, S_1^c , $S_2(s_2)$, S_2^c , $S_3(s_3)$, S_3^c .

5.5.2.1. Modos de fallo mutuamente excluyentes

Los modos de fallo son mutuamente excluyentes si no pueden ocurrir simultáneamente. Así, los estados posibles por los que puede pasar el dique son:

- desliza el espaldón
- o se produce salida de piezas
- o se erosiona la berma
- o no se produce fallo

Como se ha visto anteriormente, una colección completa de modos mutuamente excluyentes Ψ viene dada por:

$$\Psi = \{S_1, S_2, S_3, S_1^c S_2^c S_3^c\} = \{S_1, S_2, S_3, \vartheta\} \quad (5.16)$$

donde $\{\vartheta\} = \{S_1 \cup S_2 \cup S_3\}^c = \{S_1^c S_2^c S_3^c\}$ es el suceso que consiste en que no ocurra ninguno de los tres modos de fallo.

Caso práctico

Se asigna a cada suceso una probabilidad de ocurrencia:

$$Pr[S_1] = 0,005$$

$$Pr[S_2] = 0,050$$

$$Pr[S_3] = 0,010$$

a partir de las cuales se obtiene la probabilidad de los sucesos complementarios:

$$Pr[S_1^c] = 0,005$$

$$Pr[S_2^c] = 0,050$$

$$Pr[S_3^c] = 0,010$$

La probabilidad de que en un año se presente alguno de los tres modos de fallo viene dada por la probabilidad del suceso unión:

$$p_{f,1} = Pr[\{S_1 \cup S_2 \cup S_3\}] = 0,005 + 0,050 + 0,010 = 0,065$$

mientras que la probabilidad de que no ocurra ninguno de los tres (fiabilidad) es la del complementario del suceso unión:

$$Pr[\{S_1 \cup S_2 \cup S_3\}^c] = Pr[\vartheta] = 1 - p_{f,1} = 1 - (0,005 + 0,050 + 0,010) = 0,935$$

Si se toma para este dique una vida útil de 25 años, la probabilidad de que el dique falle por alguno de los tres modos a lo largo de su vida útil viene dada por:

$$p_{f,25} = \{Pr[\{S_1 \cup S_2 \cup S_3\}]\}_{25} = 1 - (1 - p_{f,1})^{25} = 1 - 0,935^{25} = 0,8137$$

5.5.2.2. Criterios de reparto de la probabilidad de fallo conjunta

Se pretende evaluar el peso de cada una de las partes del dique en el total de la obra respecto a la probabilidad conjunta de fallo. Para ello, se establecerán distintas modificaciones en la evaluación de la probabilidad de fallo de cada parte, y se calculará la probabilidad conjunta.

Caso práctico

Se parte del dimensionamiento de un dique en talud con superestructura y berma, en el que el cálculo de las dimensiones de cada una de las partes se realiza con las fórmulas habituales de diseño. La sección tipo del dique se muestra en la Figura 5.1.

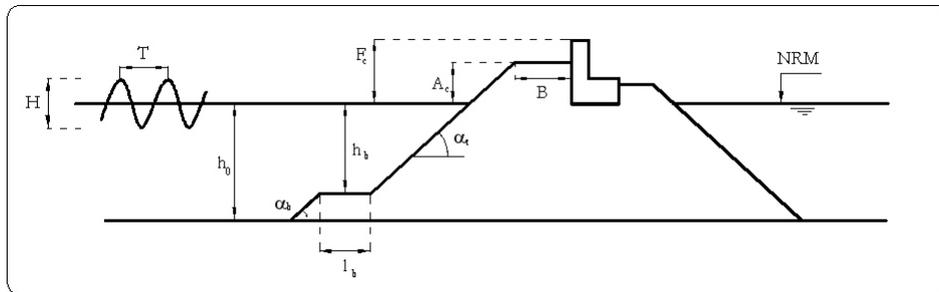


Figura 5.1: Parámetros de diseño del dique en talud.

Los datos de partida para el dimensionamiento del dique son:

- Características del oleaje:
 - Altura de ola: $H = 10$ m
 - Periodo: $T = 14$ s
 - Ángulo de incidencia: $\theta = 0^\circ$
- Características del medio:
 - Profundidad a pie de dique: $h_0 = 20$ m
 - Peso específico del agua: $\gamma_w = 1,025$ t/m³
- Características del dique:
 - Inclinación del talud: $\alpha_t = \arctan(1/1,5)$ rad
 - Diseño para Inicio de Avería
 - Piezas: bloques de hormigón, $\gamma_r = 2,4$ t/m³

Manto principal

Se inicia el dimensionamiento calculando el peso de las piezas del manto principal W_p . Como se ha visto en el Capítulo 2, el peso puede calcularse a partir de los datos iniciales siguiendo la siguiente ecuación:

$$W_p = \Psi \gamma_w H^3 R \quad (5.17)$$

donde

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (5.18)$$

y

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} = \frac{2,4}{1,025} = 2,341 \rightarrow R = \frac{2,341}{(2,341 - 1)^3} = 0,9698 \quad (5.19)$$

Para obtener el valor de la función de estabilidad Ψ hay que calcular previamente el Número de Iribarren, en función del cual se obtiene Ψ a partir de los ábacos de Losada (1990):

$$I_r = \frac{\tan \alpha_t}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} = \frac{0,667}{\sqrt{\frac{10}{1,56T^2}}} = 3,69 \quad (5.20)$$

Conocido I_r , se selecciona el ábaco correspondiente a Inicio de Avería, bloque de hormigón y talud 1,5/1, y se obtiene el valor de la función de estabilidad:

$$\Psi = 0,043 \quad (5.21)$$

Finalmente se obtiene el peso de las piezas del manto principal:

$$W_p = 0,043 \cdot 1,025 \cdot 10^3 \cdot 0,9698 = 42,7t \simeq 43t \quad (5.22)$$

Se ha obtenido por tanto que el peso de los bloques del manto principal debe ser $W_p = 43 t$.

Espaldón

Para el cálculo del espaldón de un dique en talud, se hace un predimensionamiento del mismo, y posteriormente se verifica su estabilidad según el método de Martín (1995).

A los datos iniciales expuestos anteriormente, hay que añadir para el dimensionamiento del espaldón la cota de coronación del talud de escollera (A_c) y la anchura de la berma superior de escollera (B) (Figura 5.1). En este caso, se ha tomado una cota de coronación del manto principal de $A_c = 5,5 m$, y una anchura de la berma correspondiente a dos piezas de 43 t, lo que equivale a $B = 5 m$.

Con estos datos iniciales pueden calcularse los parámetros del método (Martín, 1995):

- Run-up y s : se calcula según la fórmula propuesta en el Capítulo 2 (Losada, 1990), obteniéndose un valor del run-up de $R_u = 9,61$ m. A partir de este valor, de la altura de ola y de la cota de coronación del manto principal se calcula el parámetro s , $s = H(1 - \frac{A_c}{R_u}) = 4,28$.
- Evaluación de α : este parámetro depende del run-up, la altura de ola, y los ángulos de inclinación del talud e incidencia del oleaje, $\alpha = 2\frac{R_u}{H} \cos^2 \alpha_t \cos^2 \theta = 1,33$.
- Evaluación de λ y μ : se obtienen a partir de unos ábacos en función de la berma relativa B/L y el peralte H/L , obteniéndose los valores de $\lambda = 0,67$ y $\mu = 0,59$.

Evaluados los parámetros necesarios para la aplicación del método, se predimensiona el espaldón (Figura 5.2).

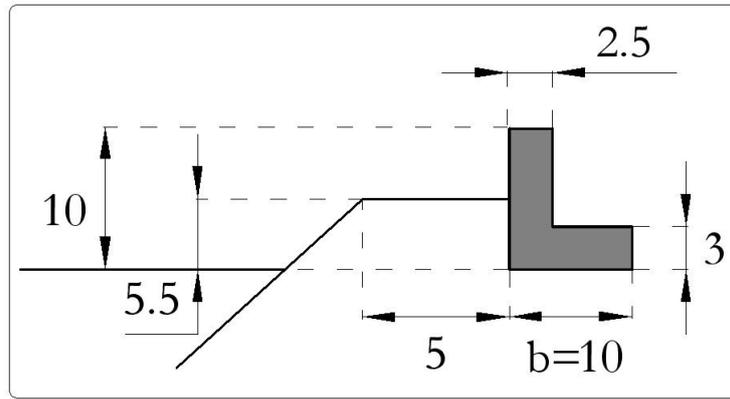


Figura 5.2: Predimensionamiento del espaldón (cotas en metros).

Conocidas las dimensiones del espaldón, se obtienen las presiones que actúan sobre sus paramentos, a partir de las cuales se calculan los coeficientes de seguridad ante el deslizamiento y el vuelco. Este trabajo se centra en los coeficientes de seguridad ante deslizamiento, ya que es el modo de fallo que se está evaluando. La presión dinámica de la zona expuesta del espaldón viene dada por:

$$p_{d,1} = \alpha \rho g s = 5,84 \text{ t/m}^2 \quad (5.23)$$

mientras que para la parte protegida por el manto de bloques, su valor es:

$$p_{d,2} = \lambda \alpha \rho g s = 3,91 \text{ t/m}^2 \quad (5.24)$$

Las fuerzas netas debidas a presiones dinámicas son:

$$F_{horiz} = sp_{d,1} + A_c p_{d,2} = 46,45 \text{ t/m} \quad (5.25)$$

$$Subpr = \frac{bp_{d,2}}{2} = 19,53 \text{ t/m} \quad (5.26)$$

Finalmente, el coeficiente de seguridad ante deslizamiento para las presiones dinámicas es:

$$CS_d = \frac{(Peso - Subpr)C_f}{F_{horiz}} = 1,22 \quad (5.27)$$

donde C_f es un coeficiente de fricción entre el espaldón y su cimentación, que toma un valor de 0,6 para espaldones cimentados en las proximidades del nivel del mar (Martín, 1995).

Por otro lado, las acciones pseudohidrostáticas se evalúan a partir de la siguiente ecuación:

$$p_h = \mu\rho g(A_c + s - z) = 5,77 \text{ t/m}^2 \quad \text{en } z = 0 \quad (5.28)$$

Las fuerzas netas debidas a presiones pseudohidrostáticas son:

$$F_{horiz} = \frac{p_h}{2}(A_c + s) = 28,20 \text{ t/m} \quad (5.29)$$

$$Subpr = \frac{bp_h}{2} = 28,84 \text{ t/m} \quad (5.30)$$

Finalmente, el coeficiente de seguridad ante deslizamiento para las presiones dinámicas es:

$$CS_d = \frac{(Peso - Subpr)C_f}{F_{horiz}} = 1,81 \quad (5.31)$$

La situación más desfavorable es la debida a presiones dinámicas, con un coeficiente de seguridad ante deslizamiento $CS_d = 1,22$. El coeficiente de seguridad frente al deslizamiento no debe ser menor de 1,2 para asegurar

la estabilidad (Goda, 1985), por lo que el espaldón dimensionado es estable.

Berma de pie

El dimensionamiento de la berma de pie se realiza a partir de la fórmula recomendada por el Coastal Engineering Manual (2002), en la que se calcula el peso mínimo de las piezas de la berma para asegurar una estabilidad aceptable de la misma (es decir, susceptible de que ocurra algún movimiento de piezas). El peso de las piezas se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$W_b = \frac{\gamma_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5.32)$$

donde N_s un número de estabilidad adimensional, que se calcula en función del cociente de profundidades h_b/h_0 . En el caso de estudio considerado, con las dimensiones dadas, el número de estabilidad tiene un valor de $N_s^3 = 40$, con lo que el peso de las piezas de la berma es de:

$$W_b = \frac{\gamma_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \simeq 25 \text{ t} \quad (5.33)$$

La anchura de la berma de pie se toma como tres veces el lado equivalente de la pieza:

$$l_b = 3 \cdot \left(\frac{25}{2,4}\right)^{\frac{1}{3}} = 6,55 \text{ m} \quad (5.34)$$

Coste de la obra

Con el dimensionamiento realizado, puede evaluarse el coste de la obra a ejecutar, que se muestra en la Tabla 5.5.

Manto principal				
Capítulo	Precio Unitario (€)	Ud	Medición	Importe (€)
Hormigón para fabricación de bloques	165	m^3	226,97	37447,88
Colocación de bloques	108	Unidad	13	1404,00
Total Manto principal				38851,88
Espaldón				
Capítulo	Precio Unitario (€)	Ud	Medición	Importe (€)
Hormigón en superestructura	120	m^3	47,5	5700,00
Total Espaldón				5700,00
Berma de pie				
Capítulo	Precio Unitario (€)	Ud	Medición	Importe (€)
Hormigón para fabricación de bloques	165	m^3	39,31	6486,33
Colocación de bloques	108	Unidad	4	432,00
Total Berma de pie				6918,33
Total de la obra				
Total				51470,22

Tabla 5.5: Coste estimado de la obra.

5.5.2.3. Reparto de la probabilidad conjunta de fallo

Se establecerán distintos supuestos de reparto de la probabilidad de fallo variando la importancia del fallo de cada parte y se analizarán las consecuencias de cada supuesto.

Se van a establecer los siguientes supuestos de reparto de probabilidad:

- **Caso 1.** En este primer caso se considera que las consecuencias de cada uno de los tres modos de fallo elegidos anteriormente tiene la misma importancia.
- **Caso 2.** Se consideran significativas las consecuencias del fallo del espaldón, mientras que el fallo de la berma y del manto principal

tienen una consecuencia poco significativa sobre el total de la obra.

- **Caso 3.** Se consideran significativas las consecuencias del fallo del manto principal, mientras que el fallo del espaldón y de la berma tienen una consecuencia poco significativa sobre el total de la obra.
- **Caso 4.** Se consideran significativas las consecuencias del fallo de la berma, mientras que el fallo del manto principal y espaldón tienen una consecuencia poco significativa sobre el total de la obra.

Caso práctico

En el caso práctico, se reparte la probabilidad de fallo en la vida útil de cada uno de los casos considerados. Se considera que la obra en su conjunto tiene un índice de repercusión social y ambiental ISA bajo, por lo que su probabilidad de fallo máxima permitida es de $p_{f,ELU} = 0,10$ (Tabla 5.1). Los resultados se muestran a continuación.

1. **Caso 1.**

Si la importancia de la ocurrencia de los tres modos de fallo es similar, se reparte la probabilidad conjunta de manera similar en cada uno:

$$p_{f,s1} = p_{f,s2} = p_{f,s3} \approx 0,033$$

Se asigna a este caso el coste de la obra calculado en el apartado anterior:

$$\text{Coste} = 51470,22 \text{€}$$

2. **Caso 2.**

Si se considera significativo el daño provocado por el fallo del espaldón, debe tener una probabilidad de fallo pequeña. Se le asigna al modo de fallo s_1 una probabilidad de fallo de 10^{-4} . Los otros dos modos de fallo tendrán un reparto igualitario de la probabilidad:

$$p_{f,s1} = 0,0001$$

$$p_{f,s2} = p_{f,s3} = \frac{1}{2}(p_{f,ELU} - p_{f,s1}) = 0,04995$$

Para que el espaldón tenga una probabilidad de fallo casi nula, se dimensiona de nuevo para duplicar su coeficiente de seguridad ante deslizamiento. Se busca por tanto $CS_d = 2,4$. Realizando los

cálculos en la manera expuesta anteriormente, se obtiene la nueva configuración de espaldón que se muestra en la Figura 5.3.

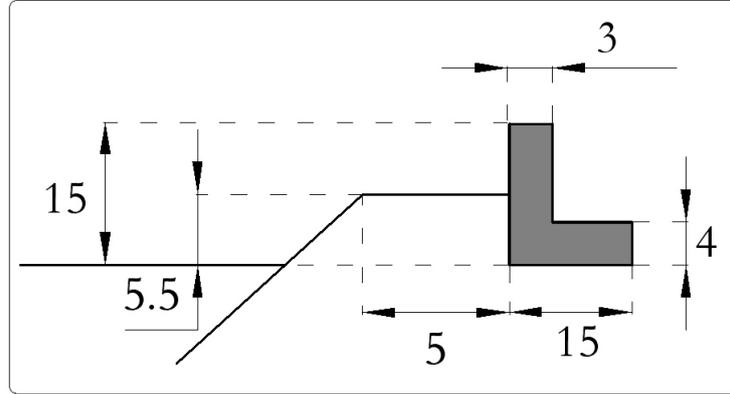


Figura 5.3: Dimensionamiento del espaldón en el caso 2 (cotas en metros).

El coste de la obra con el nuevo espaldón, obtenido a partir de los precios unitarios de la Tabla 5.5, es de 56930,22 €.

3. Caso 3.

Si se considera significativo el daño provocado por el fallo del manto principal, debe tener una probabilidad de fallo pequeña. Se le asigna al modo de fallo s_2 una probabilidad de fallo de 10^{-4} . Los otros dos modos de fallo tendrán un reparto igualitario de la probabilidad:

$$p_{f,s2} = 0,0001$$

$$p_{f,s1} = p_{f,s3} = \frac{1}{2}(p_{f,ELU} - p_{f,s2}) = 0,04995$$

Para que el manto principal tenga una probabilidad de fallo casi nula, se dimensiona de nuevo para duplicar el peso de las piezas del manto principal. El coste de la obra con el nuevo manto principal, obtenido a partir de los precios unitarios de la Tabla 5.5, es de 60588,12 €.

4. Caso 4.

Por último, si se considera significativo el daño provocado por el fallo de la berma de pie, debe tener una probabilidad de fallo pequeña. Se le

asigna al modo de fallo s_3 una probabilidad de fallo de 10^{-4} . Los otros dos modos de fallo tendrán un reparto igualitario de la probabilidad:

$$p_{f,s3} = 0,0001$$

$$p_{f,s1} = p_{f,s2} = \frac{1}{2}(p_{f,ELU} - p_{f,s3}) = 0,04995$$

Para que la berma tenga una probabilidad de fallo casi nula, se dimensiona de nuevo para reducir a la mitad el número de estabilidad, y por tanto duplicar el peso de sus piezas. El coste de la obra con la nueva berma, obtenido a partir de los precios unitarios de la Tabla 5.5, es de 53048,15 €.

En la Tabla 5.6 se resumen los costes obtenidos en cada caso de reparto de probabilidad de fallo.

Coste de la obra	
Caso 1	51470,22 €
Caso 2	56930,22 €
Caso 3	60588,12 €
Caso 4	53048,15 €

Tabla 5.6: Coste estimado de la obra.

Puede observarse cómo la casi total anulación de la probabilidad de fallo del manto principal es la actuación que requiere un mayor aumento del coste de la obra (del orden del 18%). La reducción de la probabilidad de fallo del espaldón requiere un aumento del 11 % del coste de la obra. Por último, eliminar la probabilidad de fallo de la berma supone un aumento del 3 % del coste de la obra.

Se ha expuesto anteriormente que un fallo de la berma puede provocar la destrucción de la obra, y se comprueba que disminuir su probabilidad de fallo no supone un incremento importante del coste de la obra. En cambio, el coste del espaldón es significativo y puede no suponer una mejora sustancial de la seguridad del dique. Únicamente en casos en los que el espaldón protege viales, muelles o zonas de acopio el incremento del coste de la obra estaría justificado.

5.6. Conclusiones del Capítulo

En este capítulo se ha desarrollado la metodología para el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de un dique de abrigo basándose en los criterios establecidos en la ROM 0.0 (2001) y ROM 1.1 (Borrador). Posteriormente se han elegido tres modos de fallo adscritos a ELU de un dique en talud y se ha calculado la probabilidad de fallo conjunta en el caso de modos mutuamente excluyentes. Asimismo, se han establecido los criterios para realizar el reparto de la probabilidad de fallo entre los modos principales de fallo seleccionados para un dique.

Se han obtenido las siguientes conclusiones principales:

- La optimización del diseño de un dique de abrigo depende en gran medida de la elección de sus modos de fallo principales, así como de los criterios seleccionados para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo entre los modos seleccionados. Una correcta realización del diagrama de modos facilita la optimización de la sección del dique.
- Para evaluar la importancia y contribución que cada una de las partes de un dique tiene en la probabilidad conjunta de fallo, se impone que la probabilidad de fallo de cada una de las partes sea nula y se calculan los costes totales a partir de dicha modificación. Se ha comprobado cómo mayores inversiones en partes concretas de la obra no implican necesariamente un aumento de la estabilidad total del dique. Es necesario conocer la evolución de la avería de cada modo de fallo para evaluar qué inversiones son las más rentables frente a la estabilidad de la obra.
- El reparto de la probabilidad conjunta de fallo entre los modos de fallo del dique debe realizarse teniendo en cuenta la repercusión económica, social y ambiental de cada modo de fallo, de forma que en el reparto se asignen a los modos de repercusión baja mayores probabilidades de fallo, y al contrario para los modos con repercusión alta.

Capítulo 6

Conclusiones y futuras líneas de trabajo

6.1. Conclusiones

Las conclusiones de los trabajos realizados para la optimización del diseño de diques en talud, mediante el estudio del comportamiento de los diques en talud frente a la acción del oleaje y la búsqueda de criterios para repartir la probabilidad conjunta de fallo en la vida útil se dan a continuación, ordenadas por capítulos.

Conclusiones del Capítulo 2

El objetivo de este capítulo ha sido introducir los conceptos generales más importantes de los diques, como son su tipología, los parámetros que los definen y los procesos de interacción del oleaje al incidir sobre un dique.

En los ensayos a escala de diques está generalizado el uso de la semejanza de Froude para escalar los diferentes parámetros que se introducen en el ensayo. Al no poder escalarse simultáneamente el número de Reynolds, se asume que éste es suficientemente elevado como para considerar el flujo turbulento en el ensayo. Esta suposición es adecuada para los mantos exteriores, pero no así para el núcleo (el flujo circula a menor velocidad y los efectos viscosos son importantes). Este efecto se conoce como *efecto escala*.

El efecto escala de la permeabilidad afecta a la reflexión, disipación y transmisión, y por tanto a todas las variables que intervienen en el proceso de transformación del flujo de energía incidente cuando interacciona con el dique. Como consecuencia, influye en el comportamiento global del dique: estabilidad de las piezas en el talud, rebase, transmisión del flujo aguas abajo de la estructura, etcétera.

La aplicación de resultados experimentales al diseño de diques reales requiere la evaluación del efecto escala de los ensayos y sus implicaciones en el comportamiento del dique real, o bien, la evaluación del efecto escala de los ensayos y la toma de medidas correctoras para evitarlos.

Se ha obtenido un diagrama basado en variables adimensionales a partir del cual se puede escalar los materiales de un modelo para evitar el efecto escala debido al amortiguamiento. A pesar de ello, el efecto escala debido a los procesos de interacción oleaje-dique sigue estando presente en los ensayos.

Conclusiones del Capítulo 3

El objetivo de este capítulo ha sido avanzar en el estudio del rebase sobre un dique en talud, analizando la importancia de los procesos de interacción oleaje-dique en el rebase. Se ha planteado una campaña de ensayos en canal de oleaje, sobre un dique en talud, en los que se ha medido el rebase producido por oleajes de diferentes alturas y periodos sobre el dique, así como la reflexión, transmisión y disipación del dique. Finalmente, se han obtenido las siguientes conclusiones:

- Para la correcta evaluación del rebase en un dique en talud debe tenerse en cuenta no sólo las características del dique y el oleaje, sino también las de los procesos de interacción que entre ellos ocurren, a saber, reflexión, transmisión y disipación. Por otro lado, estos procesos de interacción dependen de la ocurrencia o no de rebase. Por tanto, el análisis del suceso rebase debe entenderse y tratarse como un problema implícito.
- El análisis de la ocurrencia y magnitud del rebase debe iniciarse con la comprensión de los procesos a partir de los cuales se produce el fenómeno. La interacción oleaje-dique, representada por la rotura de ola, influye en las variaciones del nivel medio en el talud y en la magnitud y posición del antinodo de la onda ante el dique. Se concluye que la ocurrencia de rebase para roturas en decrestamiento y voluta viene provocada por la interacción del aumento del nivel medio sumada al ascenso de la lámina provocada por la altura de ola total. Para roturas en colapso y oscilación, la ocurrencia del rebase viene dada por el aumento del coeficiente de reflexión, que provoca un aumento de la altura de ola total frente al dique.
- En los ensayos realizados bajo oleaje regular, se ha observado que:

- El suceso rebase aparece para cualquier tipo de rotura del oleaje, siendo mayores las cotas de rebase para roturas en colapso.
 - En roturas en voluta el rebase se produce si se combinan el aumento del nivel medio sumado a una altura incidente suficiente.
 - En roturas en colapso el rebase ocurre al aumentar la altura total, siendo menor el aumento del nivel medio en el talud. Una vez alcanzada la altura total que provoca el rebase, si aumenta el nivel medio la cota de rebase aumenta considerablemente.
 - En roturas en oscilación, el factor que define la ocurrencia o no de rebase es la altura total.
- De los ensayos realizados bajo oleaje irregular se concluye que:
 - La ocurrencia y magnitud del rebase en un estado de mar depende de la secuencia individual de olas que inciden sobre el dique.
 - Existen diferentes mecanismos de ocurrencia de rebase, en los que se combinan los procesos de ocurrencia observados en los ensayos bajo oleaje regular.

Conclusiones del Capítulo 4

Este capítulo tenía como objetivo optimizar el diseño de los diques en talud, buscando una sección de máxima estabilidad, en la cual no se produzca extracción de piezas ante ningún estado de mar, y por tanto eliminando de los costes del dique aquellos debidos a mantenimiento y reparación. Para ello, partiendo de los resultados de Benedicto (2004), que obtenía una sección de máxima estabilidad a partir de una serie de ensayos sobre un dique en talud homogéneo, se han realizado las siguientes actividades:

- Se han repetido los ensayos realizados por Benedicto (2004) a diferente escala, a fin de verificar los resultados.
- Se han realizado ensayos sobre una sección de máxima estabilidad con núcleo impermeable.

Las conclusiones obtenidas han sido:

- Se han realizado ensayos con oleaje regular e irregular, sobre dos modelos de dique homogéneo formados por un único tipo de pieza cúbica de hormigón y de diferente talud inicial (1,5/1 en el Modelo 1 y 2/1 en el Modelo 2), a fin de comparar la influencia del talud inicial y el tipo de oleaje en los resultados del ensayo. De estos ensayos se puede concluir:

1. El perfil deformado al finalizar los ensayos no depende del talud inicial.
 2. Todos los perfiles deformados, así como la línea de nivel medio, se cruzan en un punto fijo, cuya posición respecto al nivel medio no depende del talud inicial.
 3. La deformación del perfil en los ensayos con oleaje irregular depende de la altura de ola máxima incidente sobre el dique. El perfil final deformado no depende del tipo de oleaje ensayado, siendo similares los obtenidos con la misma altura de ola incidente en regular, y máxima en irregular.
- Se han comparado los resultados de los ensayos de verificación con los obtenidos por Benedicto (2004). Se puede concluir:
 1. Se ha verificado el comportamiento del dique homogéneo ante la acción del oleaje.
 2. Una mayor cantidad de piezas en el dique provoca un aumento de la longitud del talud intermedio, pero se mantienen las inclinaciones de los taludes del perfil en S.
 3. Las piezas se auto-organizan de igual manera en los ensayos de verificación y los previos, con colocación aleatoria en los taludes superior e inferior, y auto-organizada en el talud intermedio. Esta auto-organización aumenta la estabilidad de las piezas del talud intermedio, al aumentar su fricción y rugosidad.
 - Se ha presentado una versión extendida del dique berma, con las siguientes características:
 1. Dique de perfil en S, con tres taludes de diferente pendiente y colocación de las piezas.
 2. El núcleo del dique puede ser impermeable, ya que el flujo en el mismo es principalmente superficial.
 3. En los taludes superior e inferior las piezas se colocarán de manera aleatoria, mientras que en el talud intermedio deben ser dispuestas siguiendo los planos de máxima estabilidad.
 4. Para facilitar la colocación de las piezas del talud intermedio, se han diseñado unas piezas especiales prefabricadas.
 5. Los parámetros de diseño del dique son la altura de ola máxima, la geometría del perfil, el peso de las piezas del manto principal y su colocación.

- El diseño del dique con perfil en S permite reducir hasta tres veces el peso de las piezas del manto principal y el tamaño de las grúas necesarias para su construcción.
- Se estima que los costes totales de un dique en S a lo largo de su vida útil serán menores que los de un dique tradicional, ya que al tratarse de un dique de máxima estabilidad los costes de mantenimiento y reparación serán mínimos o nulos.

Conclusiones del Capítulo 5

En este capítulo se ha desarrollado la metodología para el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de un dique de abrigo. Posteriormente se han elegido tres modos de fallo adscritos a ELU de un dique en talud y se ha calculado la probabilidad de fallo conjunta en el caso de modos mutuamente excluyentes. Asimismo, se han establecido los criterios para realizar el reparto de la probabilidad de fallo entre los modos principales de fallo seleccionados para un dique.

Se han obtenido las siguientes conclusiones:

- La optimización del diseño de un dique de abrigo depende en gran medida de la elección de sus modos de fallo principales, así como de los criterios seleccionados para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo entre los modos seleccionados. Una correcta realización del diagrama de modos facilita la optimización de la sección del dique.
- Para evaluar la importancia y contribución que cada una de las partes de un dique tiene en la probabilidad conjunta de fallo, se impone que la probabilidad de fallo de cada una de las partes sea nula y se calculan los costes totales a partir de dicha modificación. Se ha comprobado cómo mayores inversiones en partes concretas de la obra no implican necesariamente un aumento de la estabilidad total del dique. Es necesario conocer la evolución de la avería de cada modo de fallo para evaluar qué inversiones son las más rentables frente a la estabilidad de la obra.
- El reparto de la probabilidad conjunta de fallo entre los modos de fallo del dique debe realizarse teniendo en cuenta la repercusión económica, social y ambiental de cada modo de fallo, de forma que en el reparto se asignen a los modos de repercusión baja mayores probabilidades de fallo, y al contrario para los modos con repercusión alta.

6.2. Futuras líneas de trabajo

Los resultados y conclusiones obtenidos en este trabajo dejan abiertas numerosas vías de investigación, algunas de las cuales se indican a continuación.

Para continuar el estudio de la interacción oleaje-dique y del rebase de diques en talud hay que continuar con la campaña de ensayos, realizando ensayos sobre modelos con diferentes porosidades y rugosidades de manto para analizar el efecto de estos dos parámetros sobre el rebase. Se abre una nueva vía de investigación de la ocurrencia del rebase mediante la metodología de análisis ola a ola, que deberá ser estudiada con más detalle para conseguir establecer la relación entre la secuencia de olas y el rebase, tanto en magnitud como en número de ocurrencias en el estado de mar.

En cuanto al diseño del dique de máxima estabilidad, una vez definida en este trabajo la sección tipo del dique y las piezas especiales que lo componen, deberán realizarse ensayos a escala en canal de oleaje (2D) del dique en S con núcleo impermeable construido con las piezas especiales diseñadas. Deberá analizarse la transición entre el núcleo y el manto principal. Una vez definida la sección tipo del dique de máxima estabilidad y verificado su comportamiento, deberán realizarse ensayos a escala en tanque de oleaje (3D) para verificar su comportamiento ante incidencias oblicuas o como sección tipo del morro del dique. Por último, se buscarán las formulaciones sencillas que permitan a los proyectistas el diseño del dique.

Para continuar el estudio de los criterios de reparto de la probabilidad conjunta de fallo, se necesita profundizar en el conocimiento de la evolución del daño en cada modo de fallo, para poder analizar los diferentes Estados Límite de Servicio por los que atraviesa la obra desde el inicio del daño hasta su colapso final.

Características del Dique de Aboño: prototipo y modelo a escala

En este Anejo se exponen las características del dique elegido como base para el análisis del rebase en diques en talud.

A.1. Zona de estudio. Dique prototipo.

El dique prototipo sobre el que se han realizado los ensayos está situado en la explanada de Aboño (Gijón). La explanada, contigua al Puerto de Gijón, está por tanto situada en el norte de España, al abrigo del Cabo Peñas. En la Figura A.1 puede verse la planta de la zona de estudio. En la fotografía se muestra la antigua explanada de Aboño, en gris oscuro, a la izquierda del Cabo Torres. En la parte superior a ésta, en gris claro, se indica la ampliación de la explanada, rodeada por el dique de Aboño. Este dique, con problemas de rebase en situaciones de temporal, es el elegido para realizar este estudio del rebase en diques en talud.

Frente a la explanada la batimetría es aproximadamente recta y paralela (Figura A.2), alcanzándose a unos 500 metros del dique una profundidad de 14 metros respecto al cero del puerto (Figura A.3).



Figura A.1: Fotografía de la explanada de Aboño.

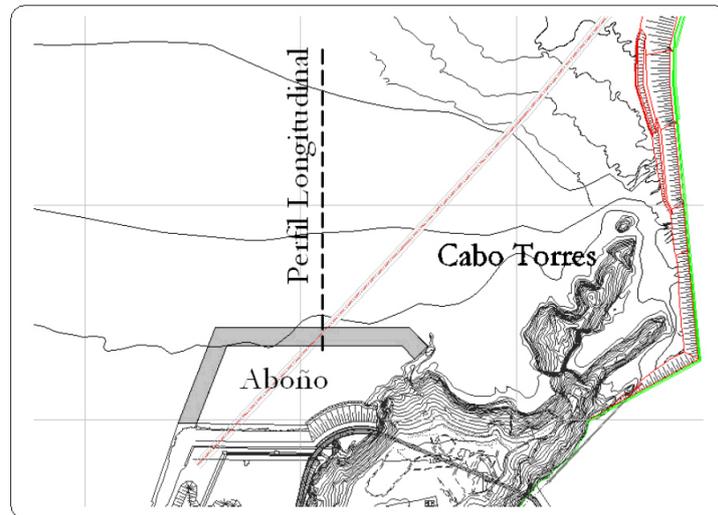


Figura A.2: Batimetría del fondo frente a la explanada de Aboño.

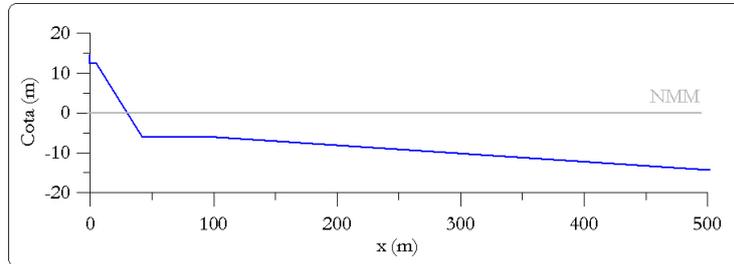


Figura A.3: Perfil longitudinal del área frente a la explanada de Aboño .

La sección tipo del dique se muestra en la Figura A.4. El núcleo está formado por un pedraplen, cubierto por una capa de 1,40 metros de anchura de escollera de 800 – 100 Kg., sobre la que se dispone un manto secundario de 1,75 metros de anchura de bloques de 15 – 20 toneladas. En manto principal está compuesto por bloques de 40 toneladas. El manto principal está coronado a la cota +12,50, estando compuesta la franja comprendida entre la cota +10,00 y la coronación por bloques de 25 toneladas. En el pie del manto principal se sustituyen los bloques de 40 toneladas por bloques de 15 toneladas, hasta la cota –3,80. El talud del dique es de 1V:2H. La profundidad media de agua a pie de dique es de 5,5 metros en BMVE. Se proyecta una penetración del dique en el fondo de 1 metro.

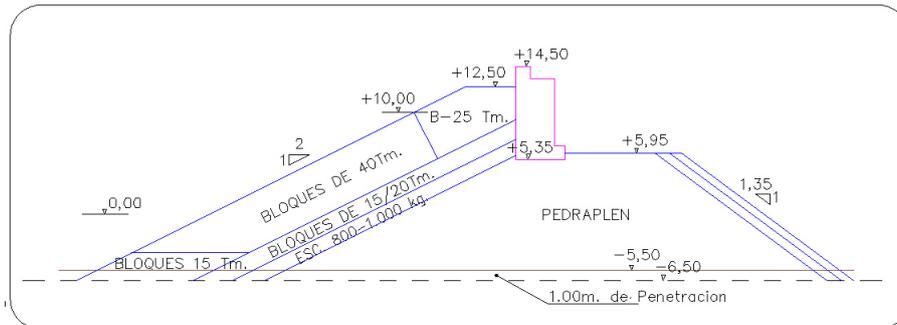


Figura A.4: Sección Tipo del dique de Aboño.

A.1.1. Clima marítimo de la zona de estudio.

A partir de los regímenes extremales de nivel de marea astronómica y de residuo meteorológico, se obtiene el nivel del mar de cálculo para la zona de estudio:

- Nivel de marea correspondiente a un periodo de retorno de 237 años: 5,10 m
- Nivel de marea meteorológica máxima periodo de retorno de 237 años: 0,30 m
- El setup se considera 0,40 m

Por lo tanto, se considera un nivel del mar de cálculo con respecto al cero del Puerto de Gijón de $5,10 + 0,30 + 0,40 = 5,80$ m.

Respecto al oleaje, en la zona de estudio el abrigo de Cabo Peñas supone que los oleajes sufran un importante giro teniendo una dirección aproximada Norte (por término medio) a la altura de la batimétrica 20. Para oleajes del Norte, sin embargo, la ensenada de Gijón está totalmente expuesta y el oleaje penetra sin apenas modificar su dirección ni altura de ola. Por tanto, para la realización de este trabajo se considera una dirección de incidencia Norte, por tanto normal al dique.

La altura de ola significativa en profundidades indefinidas se obtiene del estudio de Clima Marítimo realizado para el “Anteproyecto para la Ampliación del Puerto de Gijón”. En este documento se detalla el procedimiento para la determinación de los regímenes extremales; a grandes rasgos la metodología consistió en el análisis de una serie de 25 años obtenida de la base de datos del WASA, la propagación de estos datos a los puntos objetivo y finalmente, utilizando el método de los máximos anuales, el ajuste de los datos a una distribución tipo Gumbel de máximos. Considerando un periodo de retorno de $T_R = 237$ años, la altura de ola significativa en profundidades indefinidas es $H_s = 8,4$ metros.

Dada la localización del dique se asume que la incidencia es normal. En esta zona del litoral cantábrico son frecuentes los periodos de oleaje swell relativamente largos, por encima de 14 s.

A.2. Modelo a escala.

Para la realización de los ensayos en modelo físico se ha decidido utilizar una escala de ensayo 1 : 35.

El modelo a escala corresponde a la configuración de proyecto del dique de la explanada de Aboño. Para la construcción del modelo a escala se han elegido los materiales que proporcionen la mejor correspondencia entre

el prototipo y el modelo, basándose en características físicas tales como escala longitudinal y porosidad. Sólo se reproduce en el modelo la parte del dique correspondiente a su porción a barlomar, ya que se está estudiando el rebase sobre el mismo.

La observación in situ del dique de Aboño sugiere un núcleo muy impermeabilizado, así como una colocación poco aleatoria de las piezas de los mantos. Por ello, la base del modelo se construye a partir de una estructura de madera, con el talud y las cotas necesarias para cumplir la equivalencia geométrica. Los bloques de 15 – 20 toneladas del manto secundario se colocan en el modelo de manera equivalente a como están colocados en el prototipo, disminuyendo así su rugosidad y proporcionando una colocación de menor aleatoriedad de la esperada en un dique tradicional de estas características. La sección del modelo puede verse en la fotografía de la Figura A.5.



Figura A.5: Sección Tipo del dique de Aboño.

Análisis de datos los ensayos de verificación del comportamiento del Dique en S

En este Anejo se incluyen los resultados de los ensayos de verificación del comportamiento del Dique en S, a partir de los ensayos realizados en el Laboratorio de Oleaje de la Universidad Autónoma de México UNAM.

Para poder comparar los resultados de la verificación con los obtenidos previamente, se analizan los datos de la misma manera que se hizo anteriormente y se obtienen los resultados en los mismos campos. El análisis de los datos se presenta en dos grupos: comportamiento mecánico y comportamiento hidrodinámico del sistema. Los datos del Experimento EV-I se muestran en el Capítulo 4, mientras que los del resto de Experimentos se incluyen en este Anejo.

B.1. Experimento EV-II

El experimento EV-II se ha realizado con el modelo de talud inicial 2/1 y oleaje regular. El análisis de los datos del ensayo de este modelo se muestran a continuación.

Perfiles de equilibrio de la sección

La Figura B.1 muestra la evolución de la deformación a lo largo del experimento. Al aumentar la altura de ola aumenta la deformación del dique. Los perfiles deformados adquieren un perfil en S o en “línea partida”, con tres pendientes: la inferior, donde se produce el peraltamiento de la ola, la intermedia, donde se produce la rotura, y la superior, donde se produce el ascenso y descenso de la lámina de agua por el talud. También puede

observarse cómo todos los perfiles de equilibrio, así como el talud inicial SP_0 , se cortan en el mismo punto, denominado P en la Figura B.1.

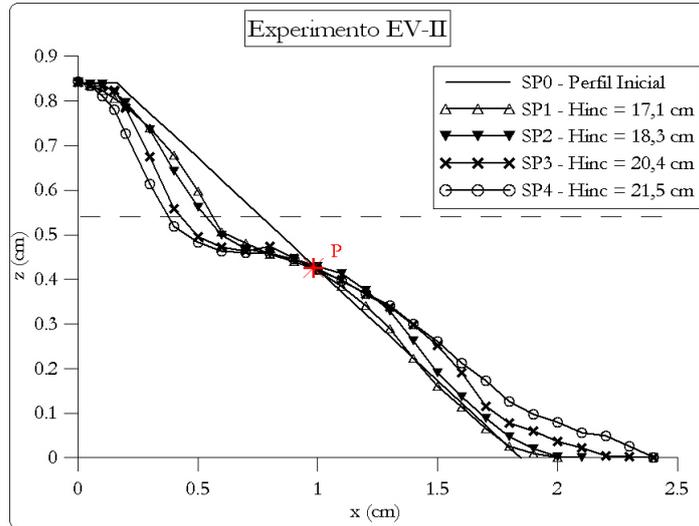


Figura B.1: Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-II.

Perfiles adimensionalizados con la sollicitación H_i

La Figura B.2-(a) muestra los perfiles SP_i del Experimento EV-II, adimensionalizados con la altura de ola incidente con la que se han obtenido dichos perfiles. Esos mismos perfiles se muestran en la Figura B.2-(b), superponiendo el Nivel Medio. Se observa que los taludes superior e intermedio se mantienen casi constantes a lo largo del experimento, mientras que el talud inferior se va haciendo más tendido conforme avanza el experimento, al caer sobre él piezas de la coronación del dique, lo que también provoca que la coronación tienda a retroceder, al igual que sucedía en el Experimento E-I.

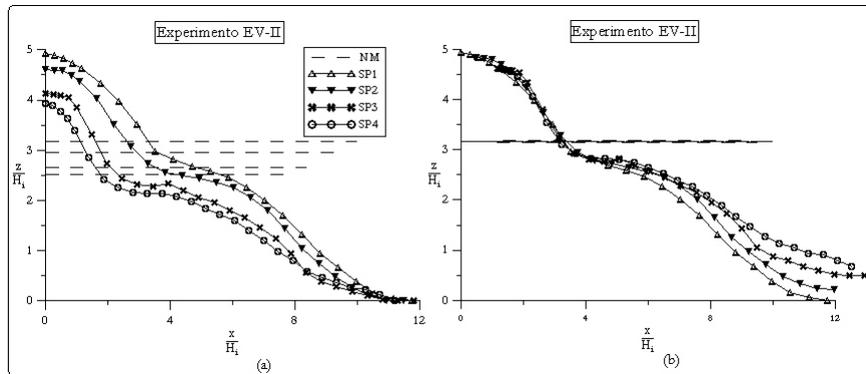


Figura B.2: Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-II.

Evolución de la avería

La evolución de la avería a lo largo del experimento se evalúa a partir de los parámetros descritos en el Capítulo 4. Se miden los parámetros de avería R_h , A_d y $\Delta\theta$ para cada perfil de equilibrio SP_i y se representan frente a la altura de ola adimensionalizada con la profundidad de agua H/h . El resultado se muestra en la Figura B.3, donde puede observarse que la relación entre los parámetros de avería de un perfil de equilibrio, y la altura de ola que produce ese perfil de equilibrio, es lineal.

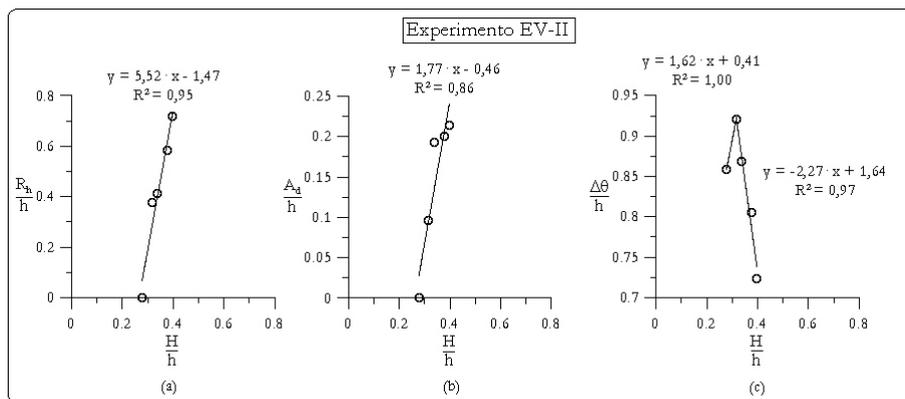


Figura B.3: Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-II: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0 .

Reparto de flujos de energía

La Figura B.4 muestra el reparto del flujo de energía incidente a lo largo del experimento, obtenido aplicando teoría lineal. La energía transmitida es despreciable. En la figura puede observarse que el flujo de energía reflejado disminuye a medida que evoluciona el ensayo, mientras que la disipación va aumentando hasta prácticamente cancelar el flujo de energía incidente al final del experimento.

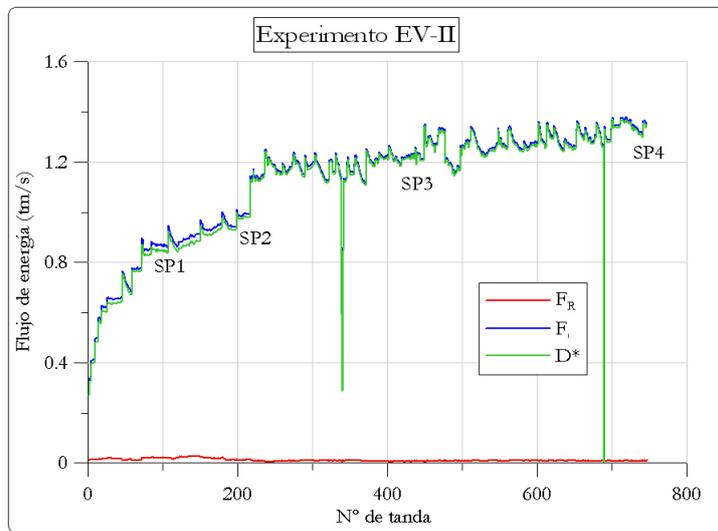


Figura B.4: Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-II.

Coefficiente de reflexión

La Figura B.5 muestra el comportamiento del coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo. El coeficiente disminuye a medida que avanza el ensayo, estabilizándose al final de cada test. El módulo del coeficiente de reflexión $|R|$ tiene un valor inicial del orden de 0,2 (menor al valor del experimento E-I ya que en este caso el talud inicial es más tendido), y finaliza el ensayo con un valor de 0,10. Se observa que la disminución de la reflexión es más pronunciada durante la deformación del talud hacia los perfiles de equilibrio SP_1 y SP_2 , mientras que para los dos últimos perfiles de equilibrio el valor del coeficiente de reflexión se mantiene en valores casi constantes, al igual que ocurría en el Experimento E-I.

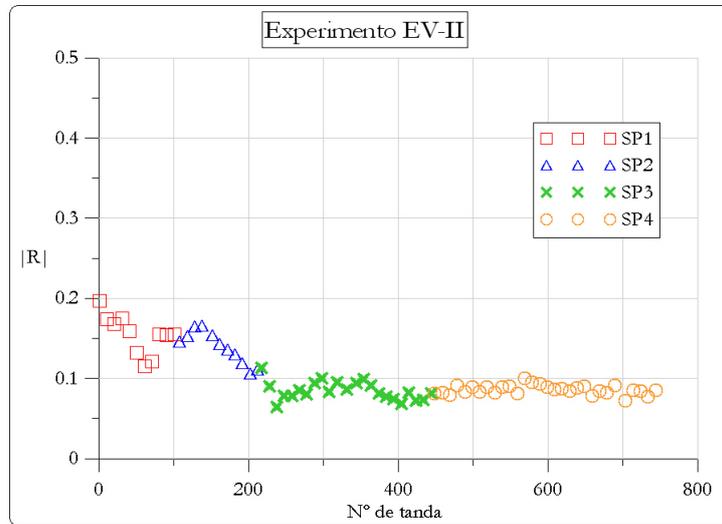


Figura B.5: Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-II.

Evolución de la rotura de la ola

La Figura B.6 muestra el tipo de rotura del oleaje a través del número de Iribarren. En la gráfica se representan los valores teórico y real del número de Iribarren, tal y como se han definido en el Capítulo 4. A lo largo del experimento el Número de Iribarren disminuye, al hacerse más tendido el talud intermedio del dique. Todo el experimento se desarrolla con rotura de ola en voluta, lo que favorece la pérdida de energía durante la rotura.

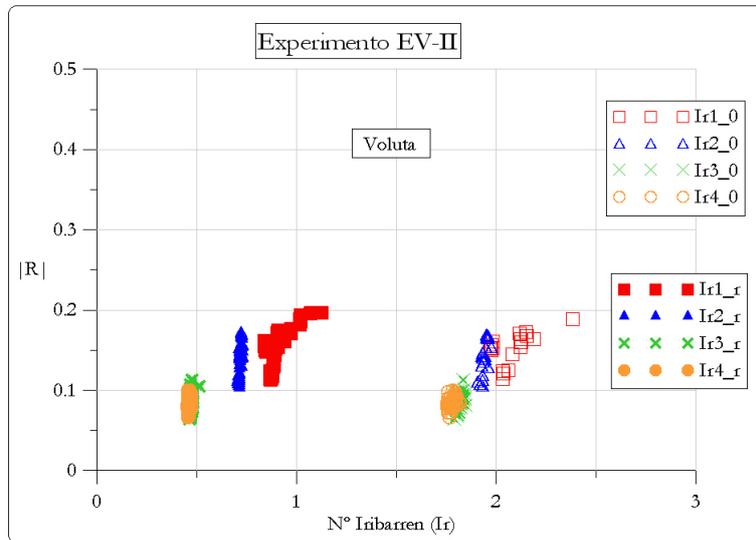


Figura B.6: Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-II.

Auto-organización de las piezas

La colocación de los cubos es aleatoria en los taludes inferior y superior, mientras que en el talud intermedio los cubos están orientados con ángulos de equilibrio de 30° y 55° , tal y como puede verse en la figura B.7.

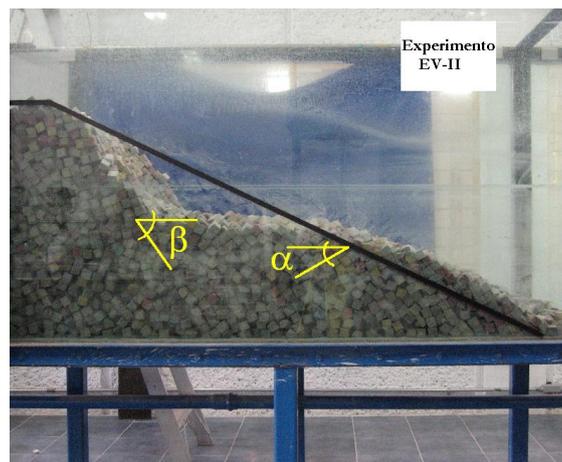


Figura B.7: Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-II.

B.2. Experimento EV-III

El experimento EV-III se ha realizado con el modelo de talud inicial 1,5/1 y oleaje irregular. El análisis de los datos del ensayo de este modelo se muestran a continuación.

Perfiles de equilibrio de la sección

La Figura B.8 muestra la evolución de la deformación a lo largo del experimento. Al aumentar la altura de ola aumenta la deformación del dique. Los perfiles deformados adquieren un perfil en S o en “línea partida”, con tres pendientes. Puede observarse cómo todos los perfiles de equilibrio, así como el talud inicial SP_0 , se cortan en el mismo punto, denominado P. El perfil de equilibrio SP_3 es el obtenido tras la serie larga de 15000 olas (tal y como se indica en el Capítulo 4) con la altura significativa incidente que se muestra en la Figura.

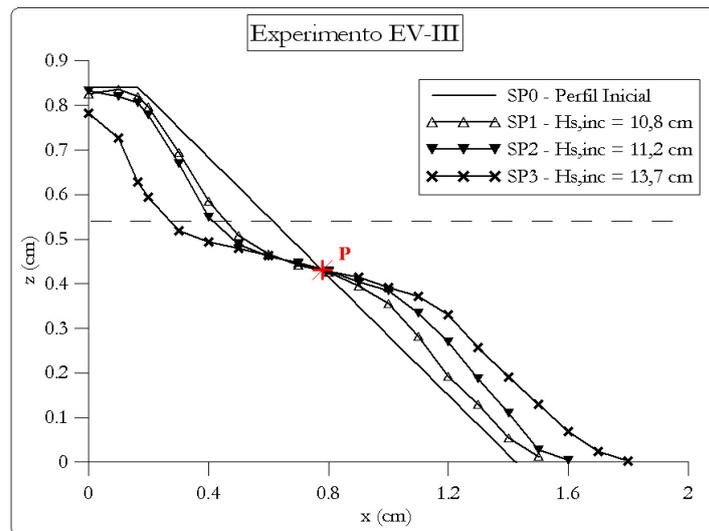


Figura B.8: Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-III.

Perfiles adimensionalizados con la sollicitación H_i

La Figura B.9-(a) muestra los perfiles SP_i del Experimento EV-III, adimensionalizados con la altura de ola significativa incidente con la que se han obtenido dichos perfiles. Esos mismos perfiles se muestran en la

Figura B.9-(b), superponiendo el Nivel Medio. Se observa que el talud inferior se va haciendo más tendido conforme avanza el experimento, al caer sobre él piezas de la coronación del dique, lo que también provoca que la coronación tienda a retroceder.

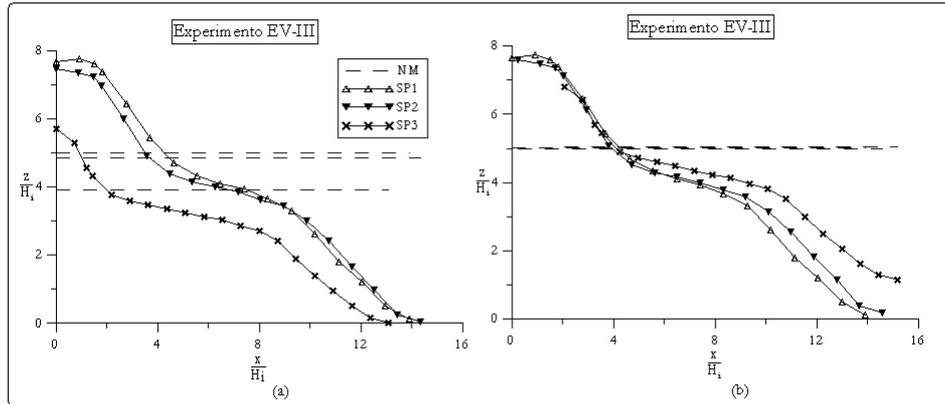


Figura B.9: Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-III.

Evolución de la avería

Se miden los parámetros de avería R_h , A_d y $\Delta\theta$ para cada perfil de equilibrio SP_i y se representan frente a la altura de ola significativa incidente adimensionalizada con la profundidad de agua H/h . El resultado se muestra en la Figura B.10, donde puede observarse que la relación entre los parámetros de avería de un perfil de equilibrio, y la altura de ola que produce ese perfil de equilibrio, es lineal.

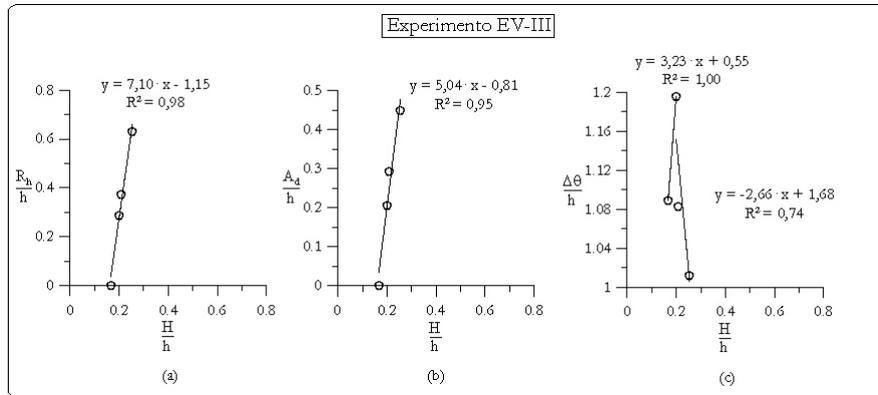


Figura B.10: Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-III: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0 .

Reparto de flujos de energía

La Figura B.11 muestra el reparto del flujo de energía incidente a lo largo del experimento, obtenido aplicando teoría lineal. La energía transmitida es despreciable. En la figura puede observarse que el flujo de energía reflejado disminuye a medida que evoluciona el ensayo, mientras que la disipación va aumentando hasta prácticamente cancelar el flujo de energía incidente al final del experimento.

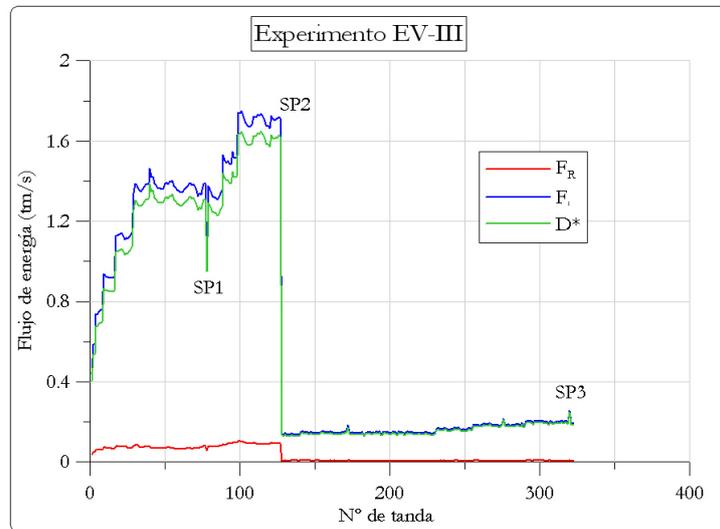


Figura B.11: Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-III.

Coefficiente de reflexión

La Figura B.12 muestra el comportamiento del coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo. El módulo del coeficiente de reflexión $|R|$ tiene un valor inicial del orden de 0,3 (similar al calculado en el Experimento E-I, de igual talud inicial), y finaliza el ensayo con un valor de 0,20. Se observa que la disminución de la reflexión es más pronunciada durante la deformación del talud hacia el perfil de equilibrio SP_1 , aumenta ligeramente para el perfil SP_2 , se mantiene constante durante la deformación hacia el perfil SP_3 y vuelve a descender en las últimas tandas.

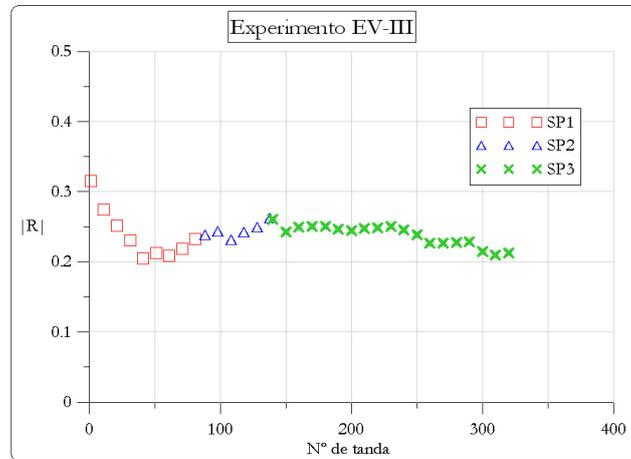


Figura B.12: Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-III.

Evolución de la rotura de la ola

La Figura B.13 muestra el tipo de rotura del oleaje a través del número de Iribarren. En la gráfica se representan los valores teórico y real del número de Iribarren. En el caso de oleaje irregular, se calcula el Número de Iribarren correspondiente a la altura de ola media de las 20 olas mayores, $H_{1/20}$, siendo N el número total de olas del registro. El valor teórico de Ir indicaría una rotura del oleaje en oscilación y colapso, mientras que el valor real muestra rotura en voluta en todo el experimento.

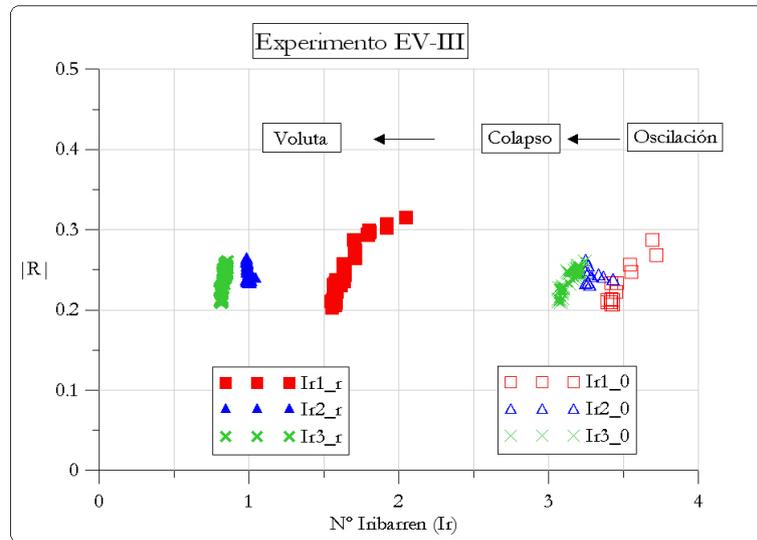


Figura B.13: Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-III.

Auto-organización de las piezas

La colocación de los cubos es aleatoria en los taludes inferior y superior, mientras que en el talud intermedio los cubos están orientados con ángulos de equilibrio de 30° y 55° , tal y como puede verse en la figura B.14.

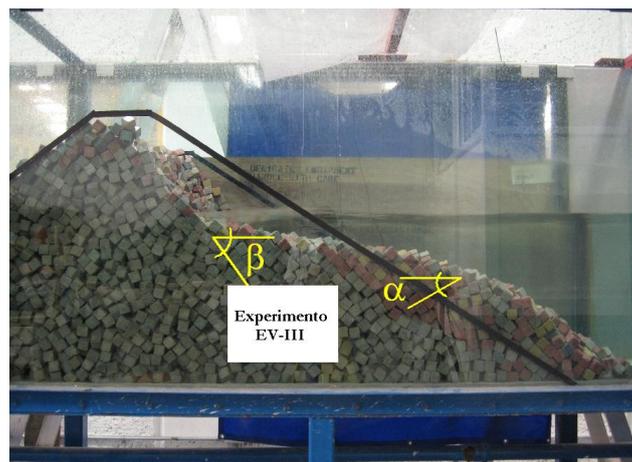


Figura B.14: Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-III.

B.3. Experimento EV-IV

El experimento EV-IV se ha realizado con el modelo de talud inicial 2/1 y oleaje irregular. El análisis de los datos del ensayo de este modelo se muestran a continuación.

Perfiles de equilibrio de la sección

La Figura B.15 muestra la evolución de la deformación a lo largo del experimento. Al aumentar la altura de ola aumenta la deformación del dique. Los perfiles deformados adquieren un perfil en S o en “línea partida”, con tres pendientes. Puede observarse cómo todos los perfiles de equilibrio, así como el talud inicial SP_0 , se cortan en el mismo punto, denominado P. El perfil de equilibrio SP_3 es el obtenido tras la serie larga de 15000 olas (tal y como se indica en el Capítulo 4) con la altura significativa incidente que se muestra en la Figura.

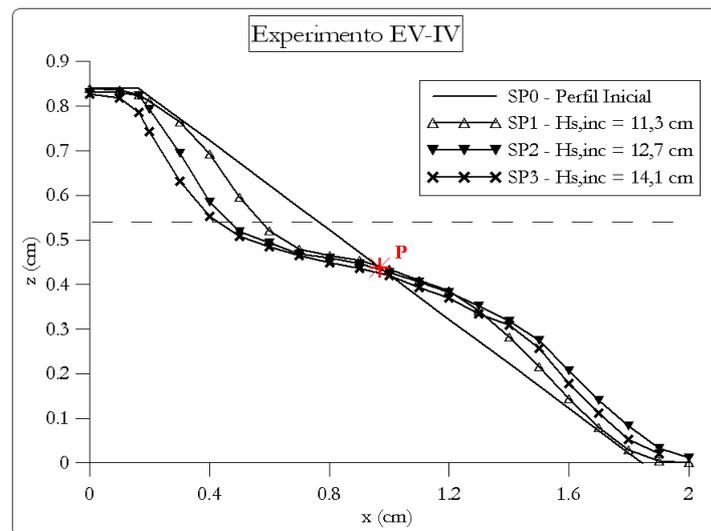


Figura B.15: Evolución de los perfiles de equilibrio a lo largo del Experimento EV-IV.

Perfiles adimensionalizados con la sollicitación H_i

La Figura B.16-(a) muestra los perfiles SP_i del Experimento EV-IV, adimensionalizados con la altura de ola significativa incidente con la que se han obtenido dichos perfiles. Esos mismos perfiles se muestran en la

Figura B.16-(b), superponiendo el Nivel Medio. Se observa que los perfiles deformados tienen una forma muy similar.

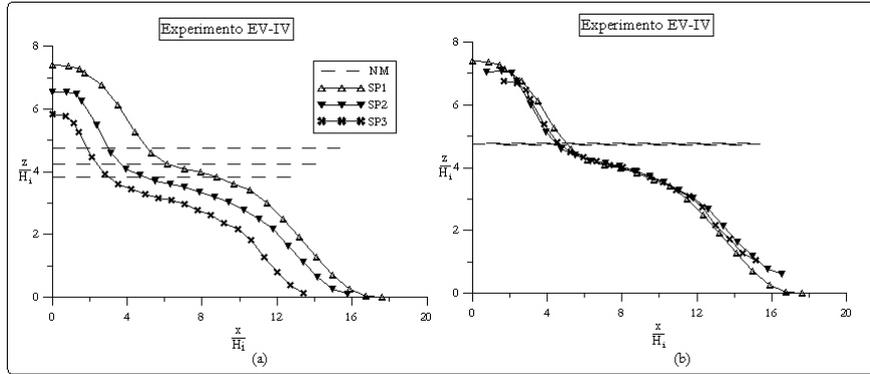


Figura B.16: Perfiles de equilibrio adimensionalizados (a) y superpuestos (b) en Experimento EV-IV.

Evolución de la avería

Se miden los parámetros de avería R_h , A_d y $\Delta\theta$ para cada perfil de equilibrio SP_i y se representan frente a la altura de ola significativa incidente adimensionalizada con la profundidad de agua H/h . El resultado se muestra en la Figura B.17, donde puede observarse que la relación entre los parámetros de avería de un perfil de equilibrio, y la altura de ola que produce ese perfil de equilibrio, es lineal.

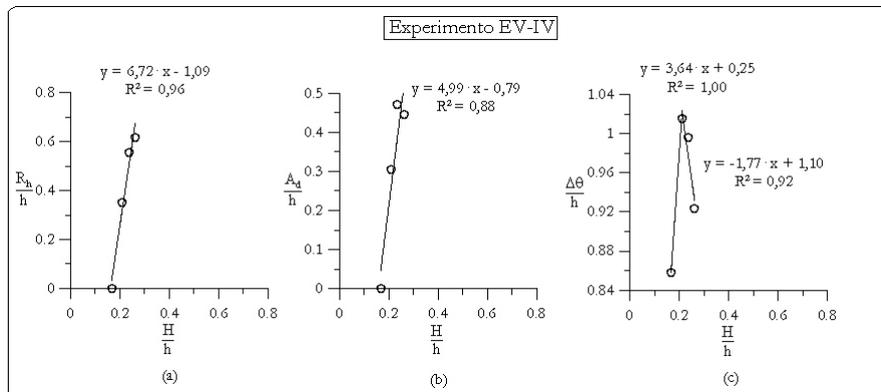


Figura B.17: Evolución de los parámetros de avería del perfil deformado a lo largo del Experimento EV-IV: (a) Distancia horizontal entre SP_i y SP_0 en el Nivel Medio; (b) máxima distancia horizontal entre SP_i y SP_0 ; (c) incremento angular entre SP_i y SP_0 .

Reparto de flujos de energía

La Figura B.18 muestra el reparto del flujo de energía incidente a lo largo del experimento, obtenido aplicando teoría lineal. La energía transmitida es despreciable. En la figura puede observarse que el flujo de energía reflejado disminuye a medida que evoluciona el ensayo, mientras que la disipación va aumentando paralelamente al flujo de energía incidente.

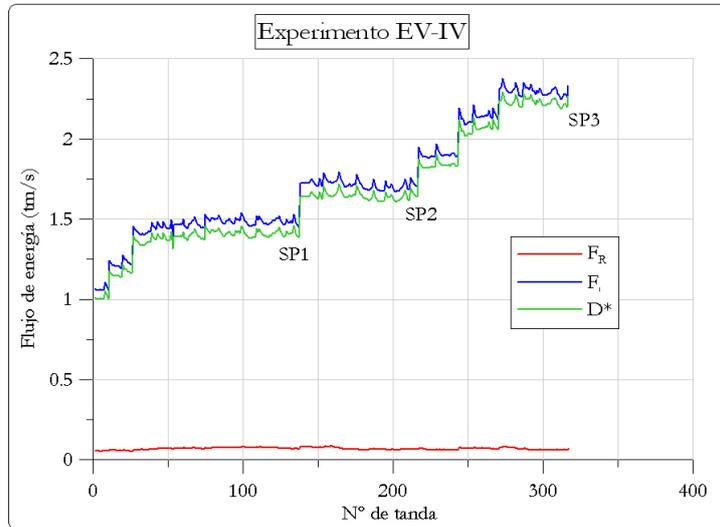


Figura B.18: Reparto de flujos de energía a lo largo del Experimento EV-IV.

Coefficiente de reflexión

La Figura B.19 muestra el comportamiento del coeficiente de reflexión a lo largo del ensayo. El módulo del coeficiente de reflexión $|R|$ tiene un valor inicial del orden de 0,24, y finaliza el ensayo con un valor de 0,20.

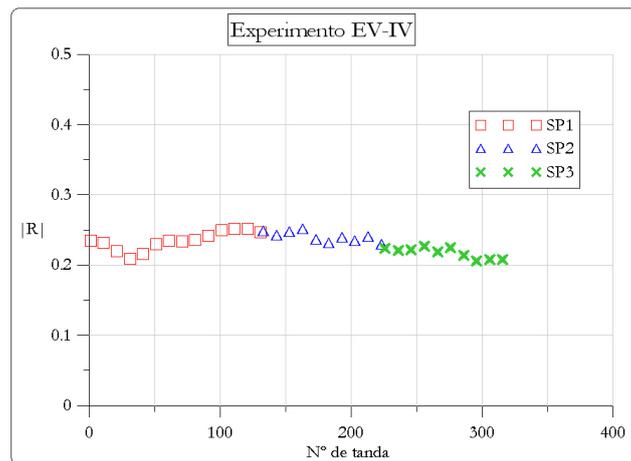


Figura B.19: Coeficiente de reflexión a lo largo del Experimento EV-IV.

Evolución de la rotura de la ola

La Figura B.20 muestra el tipo de rotura del oleaje a través del número de Iribarren. En la gráfica se representan los valores teórico y real del número de Iribarren, calculado nuevamente a partir de la altura de ola $H_{1/20}$. El valor teórico de Ir indicaría una rotura del oleaje en colapso al inicio, pasando a voluta a continuación, mientras que el valor real muestra una rotura en voluta en todo el ensayo.

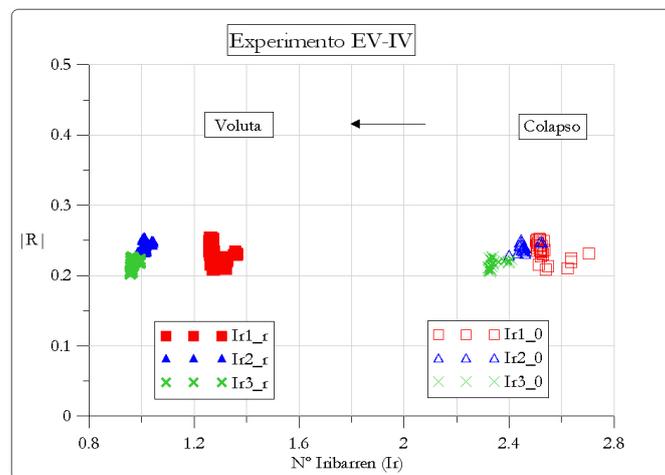


Figura B.20: Evolución del tipo de rotura de ola a lo largo del Experimento EV-IV.

Auto-organización de las piezas

La colocación de los cubos es aleatoria en los taludes inferior y superior, mientras que en el talud intermedio los cubos están orientados con ángulos de equilibrio de 30° y 55° , tal y como puede verse en la figura B.21.

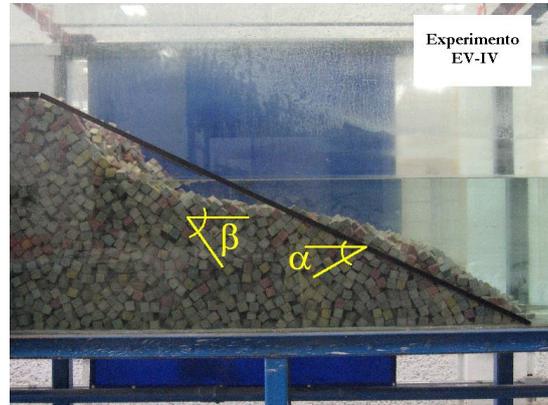


Figura B.21: Auto-organización de las piezas al final del Experimento EV-IV.

Dispositivo experimental. Limitaciones técnicas de control de laboratorio

Los trabajos experimentales que se incluyen en este trabajo han sido realizados en dos instalaciones diferentes, tal y como se explica en los Capítulos 3 y 4. Las características de dichas instalaciones, así como las limitaciones a las que se ve sometido un investigador al trabajar en modelos físicos, se ven reflejadas en este Anejo.

C.1. Características técnicas de los laboratorios

C.1.1. Canal de ola-corriente del Centro Andaluz de Medio Ambiente - Universidad de Granada

El canal-ola corriente del CEAMA-UGR se puso en funcionamiento en el año 2003. Tiene unas dimensiones de 23 metros de longitud, 65 centímetros de anchura y 90 centímetros de altura. El canal descansa sobre una estructura porticada de 1,20 metros de altura, en cuyos extremos se encuentran las arquetas de impulsión y retorno para el sistema de corriente.

La pala de generación es de tipo pistón. El sistema de generación, control y adquisición de datos está integrado por el módulo AWACS² y el software DHI Wave Synthesizer, ambos sistemas de DHI Water & Environment. El módulo AWACS² incorpora un sistema activo de control de la reflexión que puede ser activado o no dependiendo de las condiciones requeridas para cada ensayo. Por otro lado, el canal dispone de una rampa disipadora de oleaje al fondo del mismo, así como tras la pala generadora.

Para la adquisición de datos en los ensayos el laboratorio posee 10 sensores de nivel de tipo conductivo y 4 de presión. El registro de los datos

se integra en el software de generación y control, lo que favorece la simultaneidad de las medidas de todos los sensores y la generación en el tiempo. Por otro lado, se han realizado tomas fotográficas y de video de los ensayos, mediante la utilización de una cámara SONY Cyber-shot de 7.2 MegaPixels.

C.1.2. Canal de oleaje del Instituto de Ingeniería - Universidad Autónoma de México

El canal de oleaje del Laboratorio de Oleaje del Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (UNAM) tiene 38 m de longitud y 0,80 m de anchura.

La pala de generación es de tipo pistón, instalada por HR Wallingford, así como el sistema de generación, control y adquisición de datos. El software de generación WAVEGEN incorpora un sistema activo de control de la reflexión. Por otro lado, el canal dispone de una rampa disipadora de oleaje al fondo del mismo, así como tras la pala generadora.

La adquisición de datos se realiza mediante el software HR WAVES.

La rotura del oleaje sobre el talud, el movimiento de las piezas y la deformación progresiva del talud a lo largo del ensayo se registran a partir de video-imágenes, mediante una cámara fotográfica y una videocámara, colocadas perpendicularmente a la sección en el exterior del canal.

C.2. Limitaciones técnicas de control de laboratorio

En el trabajo de laboratorio no se pueden perder de vista las limitaciones impuestas por las dimensiones finitas del canal, así como la forma de generación artificial del oleaje. Para poder interpretar adecuadamente los resultados obtenidos cuando se realiza un ensayo es necesario conocer los efectos que dichos aspectos tienen sobre el oleaje generado.

C.2.1. Generación de ondas en 2-D

La Figura C.1 muestra esquemáticamente el funcionamiento de un canal de oleaje. Asumiendo la hipótesis de flujo irrotacional y fluido incompresible, el movimiento de un fluido en el canal está gobernado

por la ecuación de Laplace en dos dimensiones, junto con las apropiadas condiciones de contorno.

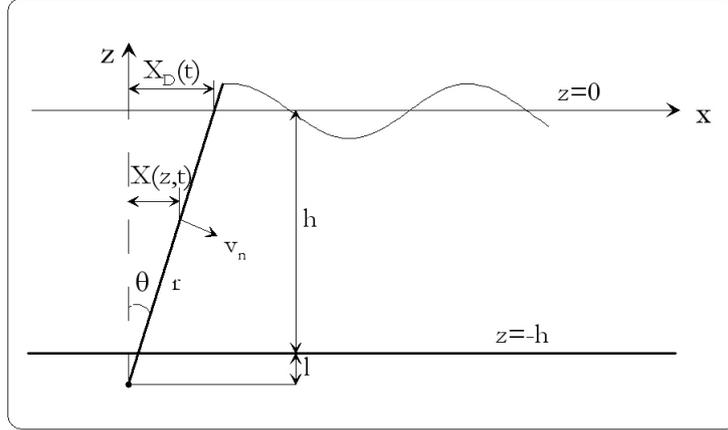


Figura C.1: Esquema de funcionamiento de una pala de generación en canal de oleaje

Considerando el sistema de coordenadas de la figura, y denominando $\Phi = \Phi(x, z, t)$ al potencial de velocidades y $\eta = \eta(x, t)$ a la elevación de la superficie libre del agua, el problema de contorno puede expresarse como se indica a continuación.

Ecuación de Laplace.

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{en} \quad -h \leq z \leq \eta \quad (\text{C.1})$$

Condición de contorno en el fondo.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = -h \quad (\text{C.2})$$

Condición de contorno cinemática en la superficie libre.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \Phi}{\partial x} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = \eta \quad (\text{C.3})$$

Condición de contorno dinámica en la superficie libre.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \cdot \left(\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)^2 \right) + g\eta = 0 \quad \text{en} \quad z = \eta \quad (\text{C.4})$$

Condición de contorno de la pala.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \left(1 + \frac{z}{h+l}\right) \cdot \frac{\partial X(t)}{\partial t} \quad \text{en} \quad x = 0 \quad (\text{C.5})$$

donde la condición de contorno de la pala, asumiendo que su superficie es lisa, sólida e impermeable y que el movimiento con θ es pequeño, se ha obtenido imponiendo que la componente normal a la pala de la velocidad del fluido es igual a la velocidad de la pala, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$r \frac{\partial \theta}{\partial t} = v_n \quad (\text{C.6})$$

El problema de generación planteado se resuelve utilizando una técnica de perturbación. Se desarrollan el potencial de velocidades, la superficie libre, el ángulo de la pala y la posición horizontal de la pala en series de potencias de un parámetro ε , proporcional al peralte de la ola, H/L :

$$\Phi = \sum_{n=1}^{\infty} \varepsilon^n \Phi_n = \varepsilon_1^1 \Phi_1 + \varepsilon_2^2 \Phi_2 + \varepsilon_3^3 \Phi + \dots \quad (\text{C.7})$$

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} \varepsilon^n \eta_n = \varepsilon_1^1 \eta_1 + \varepsilon_2^2 \eta_2 + \varepsilon_3^3 \eta + \dots \quad (\text{C.8})$$

$$\theta = \sum_{n=1}^{\infty} \varepsilon^n \theta_n = \varepsilon_1^1 \theta_1 + \varepsilon_2^2 \theta_2 + \varepsilon_3^3 \theta + \dots \quad (\text{C.9})$$

$$X_0 = \sum_{n=1}^{\infty} \varepsilon^n X_{0n} = \varepsilon_1^1 X_{01} + \varepsilon_2^2 X_{02} + \varepsilon_3^3 X_{03} + \dots \quad (\text{C.10})$$

Se sustituyen estas expresiones en las ecuaciones que definen el problema. Las ecuaciones que gobiernan la solución de primer orden al problema de generación se obtienen considerando los términos afectados por la primera potencia del parámetro ε :

$$\frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial z^2} = 0 \quad \text{en} \quad -h \leq z \leq 0 \quad (\text{C.11})$$

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = -h \quad (\text{C.12})$$

$$\frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial t^2} + g \frac{\partial \Phi_1}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = 0 \quad (\text{C.13})$$

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial z} = f(z) \cdot \frac{dX_{01}}{dt} \quad \text{en} \quad x = 0 \quad (\text{C.14})$$

Donde $f(z)$ depende de las características de la pala. Para el caso de la pala de la Figura C.1, el valor de $f(z)$ viene dado por la ecuación que se muestra a continuación:

$$f(z) = \left(1 + \frac{z}{h+l}\right) \quad (\text{C.15})$$

Para encontrar soluciones al problema planteado, y dado que tanto la ecuación en derivadas parciales como sus condiciones de contorno correspondientes son lineales y homogéneas, se aplica el Método de Separación de Variables. La aplicación de este método permite dividir la ecuación de Laplace en ecuaciones diferenciales ordinarias de soluciones conocidas.

Debido a que la ecuación de Laplace no incluye derivadas temporales y que el problema analizado es el de generación de un tren periódico, el potencial se puede expresar mediante la relación siguiente:

$$\Phi_1(x, z, t) = \text{Re} \phi^*(x, z) \cdot e^{i\sigma t} \quad (\text{C.16})$$

donde Re indica parte real y $\sigma = 2\pi/T$ representa la frecuencia angular del movimiento.

El problema de contorno de ϕ^* también cumple las condiciones necesarias para aplicar el método de separación de variables, por lo que se puede expresar como indica la ecuación:

$$\phi^*(x, z) = \phi(x) \cdot f(z) \quad (\text{C.17})$$

Sustituyendo esta nueva expresión en la ecuación de Laplace se obtienen dos problemas, uno en z y otro en x :

$$\frac{1}{\phi(x)} \left(\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right) = - \frac{1}{f(z)} \frac{d^2 f}{dz^2} = -k^2 \quad (\text{C.18})$$

De la solución al problema en z , definido por la ecuación de Laplace más las condiciones de contorno en el fondo y en la superficie libre, se obtiene la relación de la dispersión $\sigma^2 = gk \tanh(kh)$, que permite identificar los autovalores del problema de contorno estudiado. Para valores de $k^2 > 0$ la ecuación tiene dos raíces reales, $\pm k$, con una única autofunción, $\cosh k(h+z)$, mientras que para valores de $k^2 < 0$ tiene infinitas raíces imaginarias, $\pm k_n$, cuya autofunción es $\cosh k_n(h+z)$.

Conocidos estos valores se analiza el problema en x , que ha de verificar la condición de contorno de la pala así como la condición de que las ondas viajan hacia el infinito. La solución al problema viene dada por $\phi(x) = Ae^{\pm ikx}$. Los valores de $k^2 > 0$ verifican las condiciones de contorno, mientras que para valores de $k^2 < 0$ sólo es válida la raíz que representa una onda que se amortigua al alejarse de la pala.

Dado que la ecuación de Laplace es lineal, la solución más general de $\Phi_1(x, z, t)$ se obtiene aplicando el principio de superposición, que asegura que cualquier combinación lineal de soluciones del problema es también una solución:

$$\Phi_1(x, z, t) = \operatorname{Re} A \cdot e^{-ikx} \cosh[k(h+z)] \cdot e^{i\sigma t}$$

$$\sum_{n=1}^{\infty} A_n \cdot e^{-\lambda_n x} \cdot \cos[\lambda_n(h+z)] e^{i\sigma t} \quad (\text{C.19})$$

El primer sumando corresponde a la solución obtenida para valores de $k^2 > 0$ y representa una onda progresiva que se propaga en el sentido positivo del eje x . El segundo sumando corresponde a la solución obtenida para valores de $k^2 < 0$, ($k_n = i\lambda_n$), y representa los modos evanescentes, es decir, ondas que se amortiguan exponencialmente con x al alejarse de la pala.

Para obtener la solución al problema es necesario obtener los valores de los coeficientes A y A_n . Si se asume que el movimiento de la pala es sinusoidal se puede expresar como $X_{01} = \frac{S_0}{2} \sin \sigma t$, donde S_0 representa el desplazamiento máximo de la pala en $z = 0$. Sustituyendo Φ_1 y X_{01} en la condición de contorno de la pala, y aplicando la propiedad de ortogonalidad de las autofunciones $\cosh[k_n(h+z)]$, se obtienen las expresiones para evaluar A y A_n :

$$A = \frac{\sigma S_0}{2k} \cdot \frac{-h \int f(z) \cosh[k(h+z)] dz}{-h \int \cosh^2[k(h+z)] dz} \quad (\text{C.20})$$

$$A_n = -\frac{\sigma S_0}{2\lambda_n} \cdot \frac{-h \int f(z) \cosh[\lambda_n(h+z)] dz}{-h \int \cosh^2[\lambda_n(h+z)] dz} \quad (\text{C.21})$$

La solución para un tipo específico de pala se obtiene sustituyendo la expresión de $f(z)$ correspondiente en las expresiones de A y A_n y resolviendo las integrales. Con los coeficientes A y A_n , se conoce el potencial de velocidades al primer orden, Φ_1 . Si se sustituye el potencial en la expresión de la condición dinámica de la superficie libre se obtiene la elevación de la superficie libre, η_1 .

Si la pala del canal es de tipo pistón, la altura de ola que teóricamente genera se obtiene teniendo en cuenta que el valor de $l \rightarrow \infty$ y, por tanto, $f(z) = 1$.

Sustituyendo $f(z)$ en la expresión del coeficiente A se obtiene la siguiente ecuación:

$$A = \frac{2\sigma S_0}{k} \frac{\sinh kh}{\sinh 2kh + 2kh} \quad (\text{C.22})$$

La expresión de la superficie libre se obtiene de la condición dinámica en $z = 0$:

$$\eta = -\frac{1}{g} \Phi_{1t} = \text{Re} \left\{ -\frac{i\sigma}{g} A \cosh k(h+z) e^{-i(kx-\sigma t)} \right\} \quad (\text{C.23})$$

Se busca una solución periódica de la superficie libre que represente una onda progresiva, tal y como indica la ecuación siguiente:

$$\eta = \text{Re} \{ a e^{-i(kx-\sigma t)} \} \quad (\text{C.24})$$

Igualando ambas expresiones se obtiene otra expresión de A :

$$A = \frac{g}{\sigma} \frac{a}{\cosh kh} \quad (\text{C.25})$$

Comparando las dos expresiones de A se obtiene la relación entre el desplazamiento de la pala y la altura de ola:

$$S_0 = H \frac{\sinh 2kh + 2kh}{4 \sinh^2 kh} \quad (\text{C.26})$$

C.2.1.1. Aplicación

Antes de realizar los ensayos se han calibrado los sistemas de generación para las condiciones en las que se iban a realizar los ensayos. Se muestra la calibración realizada en el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR, realizada para una profundidad de agua $h = 0,40$ m, y dos situaciones de generación: la situación 1, con $S_0/h = 0,3$ y la situación 2 con $S_0/h = 0,1$ (Moñino *et al.*, 2003).

Los resultados de los ensayos de calibración muestran las diferencias entre la altura de ola incidente teórica $H_{inc,teo}$ y la altura real $H_{inc,exp}$ (Figuras C.2 y C.3). De los resultados se deduce una satisfactoria respuesta del dispositivo experimental frente a la generación, con curvas que se mantienen por debajo de las teóricas para todo T y k_0h . Se deduce la diferencia entre el oleaje teórico y la respuesta real, y que puede situarse, en promedio, en torno al 20 %.

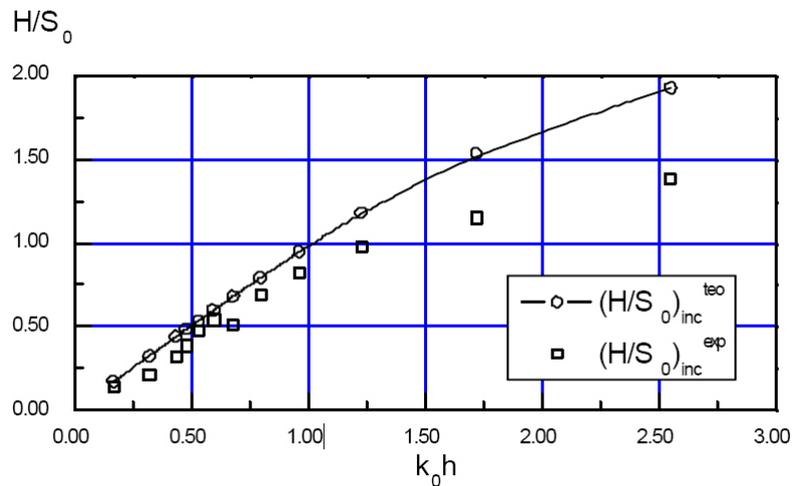


Figura C.2: Altura de ola frente a periodo para la situación 1.

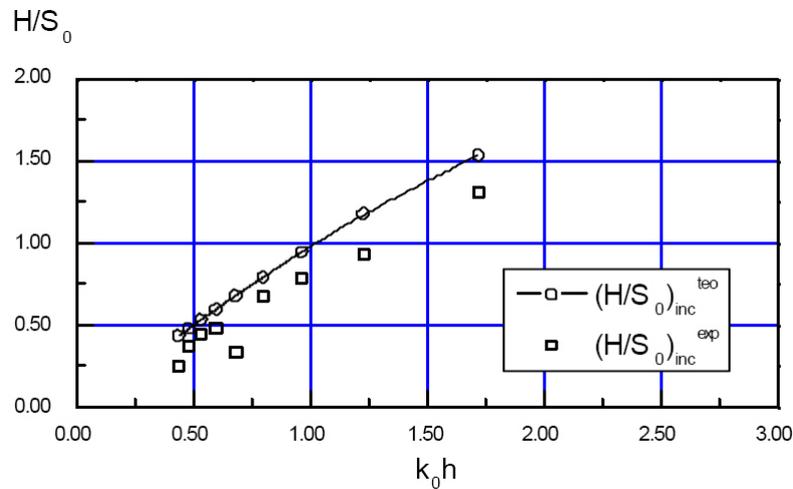


Figura C.3: Altura de ola frente a periodo para la situación 2.

C.2.2. Reflexión del oleaje

Uno de los problemas que se presentan en la realización de ensayos en laboratorio es la reflexión del oleaje en el modelo a ensayar y en la pared del canal opuesta a la pala. El oleaje reflejado interactúa con el que se está generando, dando lugar a un nuevo oleaje que se propaga hacia la sección de ensayo. Es más, cuando el oleaje reflejado alcanza la pala se rerefleja, diferenciando aún más el oleaje real en el canal del que se desea ensayar.

C.2.2.1. Soluciones

La propia construcción física de un canal de oleaje impone una longitud limitada al mismo, por lo que el oleaje que se genera no puede propagarse al infinito, tal y como impone la segunda condición de contorno lateral, si no que llega a la pared opuesta a la pala y se refleja. Debido a ello, el oleaje que hay en el canal difiere del oleaje que se quiere ensayar.

Dado que la pared del canal es vertical e impermeable, la reflexión que se produce no es, en ningún caso, despreciable. Una forma de reducir dicha reflexión a un valor despreciable es disponer un dissipador de oleaje parabólico, como se verá a continuación.

Minimizada la reflexión que provoca el propio canal, es necesario tener en cuenta que el modelo a ensayar supone un cambio en las condiciones de propagación del oleaje y, por tanto, provoca la reflexión del mismo. En este caso, el problema se puede corregir mediante un sistema de absorción de reflexiones en la pala. El fundamento teórico del disipador, así como el funcionamiento del sistema de absorción de reflexiones en la pala, se dan a continuación.

1. Disipador de oleaje parabólico poroso

El diseño de una rampa disipadora de la reflexión se basa en que el cambio de las propiedades de la onda al propagarse sobre un fondo de profundidad variable debe ser suficientemente suave como para que se mantenga localmente la hipótesis en la que se basan las teorías de onda de forma constante, que asumen fondo horizontal.

Un parámetro adecuado para medir el grado de suavidad de un fondo con respecto a la onda es la relación entre el incremento de profundidad en una longitud de onda y dicha profundidad. La pendiente será suave si dicho parámetro se mantiene pequeño.

$$\delta = \frac{\Delta h_L}{h} = \frac{|h_x L|}{h} \ll 1 \quad (\text{C.27})$$

donde h_x es la pendiente del fondo. Cuando el parámetro δ es del orden de la unidad, la energía reflejada será menor del 0,1 %, que corresponde aproximadamente a un coeficiente de reflexión de $\simeq 3\%$.

La ecuación diferencial anterior se puede resolver analíticamente en profundidades reducidas, es decir, cuando $L = T\sqrt{gh}$, con la condición de $h = 0$ para $x = 0$, obteniéndose la siguiente ecuación parabólica:

$$h = \frac{\delta^2}{4T^2g}x^2 = Ax^2 \quad (\text{C.28})$$

El parámetro de la parábola A depende del período del oleaje, de manera que para una profundidad de agua en el canal constante, la distancia x a la que se corta el fondo horizontal del canal aumenta al aumentar el período. La longitud de la rampa se incrementa rápidamente a medida que aumenta el período.

Si la rampa es impermeable, el oleaje rompe en voluta o descrestamiento, disipándose en la rampa con una gran efectividad, debido a que la pendiente de la rampa se hace prácticamente horizontal en las proximidades del nivel medio. Por otro lado, si la rampa es porosa, la disipación debida al flujo en el medio poroso hace que el asomeramiento sobre la rampa porosa sea muy inferior al asomeramiento con fondo impermeable, de manera que se produce una disminución de la altura de ola sobre la misma. Esta disminución de altura de ola por la disipación en el medio poroso puede llegar a ser tal que haga que el oleaje se disipe sin romper. Además, el fondo poroso permite aumentar el valor de δ que determina una reflexión fija.

Otra consideración a tener en cuenta es que la disipación sobre la rampa (tanto por rotura como por disipación en el medio poroso), provoca una sobreelevación del nivel medio, máxima al final de la rampa. Por ello, el origen de la rampa debe situarse ligeramente por encima del nivel medio.

En el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR se ha dispuesto una rampa disipadora parabólica porosa, como puede verse en la Figura C.4.

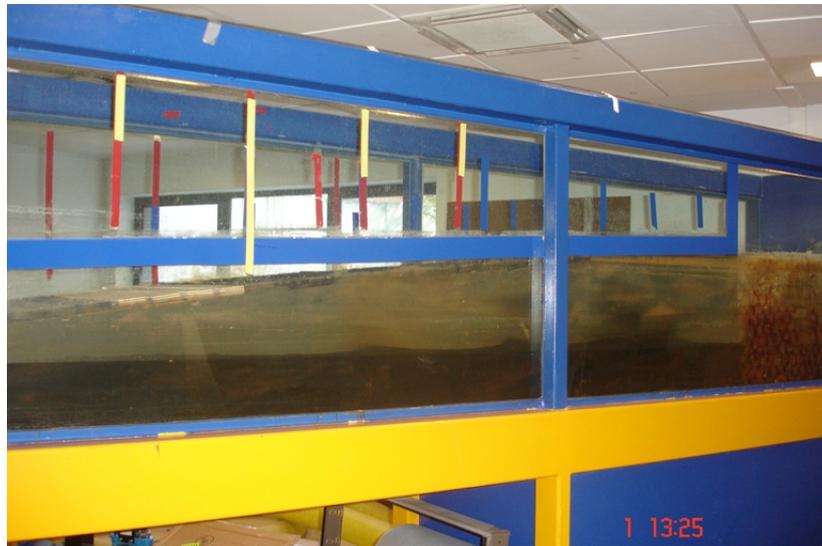


Figura C.4: Rampa disipadora porosa del canal de ola-corriente del CEAMA-UGR.

2. Absorción de reflexiones en la pala

El sistema de absorción de reflexiones en la pala dispone de un par de sensores de nivel adosados a la pala que toman medidas a lo largo del ensayo (η). La medida de estos sensores se corresponde con la superposición del oleaje que se desea ensayar, (η_i), y el oleaje reflejado que se propaga hacia la pala, (η_r).

De la comparación entre el oleaje medido, (η), y el teórico, (η_i), se obtiene el desplazamiento de la pala necesario para absorber la diferencia de niveles (Δx).

Simultáneamente a la medida del nivel, el controlador de posición registra la posición de la pala (x_p). Con esta medida y el desplazamiento calculado (Δx), se obtiene la nueva posición de la pala.

En canal de ola-corriente del CEAMA-UGR dispone de un sistema activo de absorción de reflexiones, AWACS², que puede activarse o no dependiendo de las necesidades de cada ensayo.

C.2.3. Ondas transversales

Uno de los problemas que se puede presentar durante la realización de un ensayo es la generación de ondas transversales en el canal, definidas como la oscilación perpendicular al sentido de propagación como consecuencia de la existencia de paredes verticales impermeables. Su presencia se manifiesta por oscilaciones máximas y mínimas alternadas de pared a pared del canal, propagándose desde la pala. Su generación depende de las características geométricas del canal, de la profundidad de agua que hay en el canal y del periodo del oleaje ensayado.

C.2.3.1. Fundamento teórico

Bajo la hipótesis de fluido incompresible y movimiento irrotacional, la propagación de un tren de ondas en un canal de oleaje está gobernado por la ecuación de Laplace y las condiciones de contorno cinemática en el fondo, cinemática y dinámica en la superficie libre y cinemática en las paredes laterales del canal.

Considerando un tren de ondas propagándose oblicuamente respecto a los ejes de coordenadas (Figura C.5), el número de onda, k , se puede expresar como un vector $\vec{k} (k_x, k_y)$ de componentes y módulo los indicadas en la siguiente ecuación:

$$k_x = |k| \cos \theta \quad (\text{C.29})$$

$$k_y = |k| \sin \theta \quad (\text{C.30})$$

$$|k| = \sqrt{k_x^2 + k_y^2} \quad (\text{C.31})$$

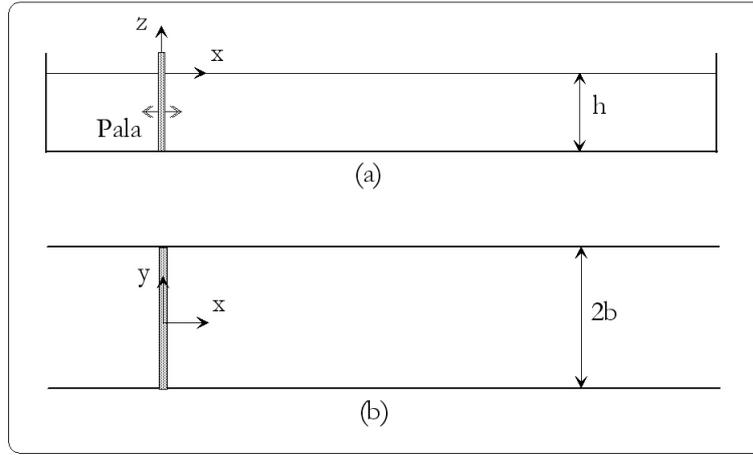


Figura C.5: Posición de ejes de coordenadas en el canal (a) en alzado y (b) en planta.

El potencial de un tren de ondas oblicuo viene dado por la ecuación

$$\Phi = \text{Re} \left\{ \frac{ig}{\sigma} a \frac{\cosh[k(z+h)]}{\cosh kh} e^{-i(k_x x + k_y y - \sigma t)} \right\} \quad (\text{C.32})$$

La condición de contorno lateral implica que el flujo a través de las paredes laterales, para cualquier valor de z , x y t , ha de ser nulo

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \quad \text{en} \quad |y| = b \quad (\text{C.33})$$

por lo que se ha de cumplir la condición expresada en la ecuación siguiente:

$$\cos(k_y b) = 0 \quad \Rightarrow \quad k_y b = \frac{n\pi}{2} \quad (\text{C.34})$$

Sustituyendo k_y en la expresión del número de onda y despejando, se obtiene la ecuación de k_x :

$$k_x = \sqrt{k^2 - \left(\frac{n\pi}{2b}\right)^2} \quad (\text{C.35})$$

Para que el tren sea propagante, el valor de k_x ha de ser real

$$k^2 - \left(\frac{n\pi}{2b}\right)^2 > 0 \quad (\text{C.36})$$

Esta condición que se puede expresar mediante la ecuación siguiente:

$$\left(\frac{\sigma^2}{g \tanh kh}\right)^2 - \left(\frac{n\pi}{2b}\right)^2 > 0 \quad (\text{C.37})$$

Cuando se cumple esta condición, el tren de ondas se propaga con una componente transversal de número de onda k_y .

C.2.3.2. Correcciones

Como se ha visto, la generación de ondas transversales durante la realización del ensayo depende del periodo del oleaje ensayado (T), de la profundidad de agua en el canal (h) y del ancho del canal ($2b$). Tanto el periodo del oleaje como la profundidad de agua en el canal son inherentes a una situación a ensayar, por lo que la corrección de la generación de la onda transversal se hace actuando sobre el ancho del canal de ensayo.

Si el canal tiene una anchura tal que se genera onda transversal en los oleajes habituales de ensayo una solución es reducir el ancho del canal, evitando la aparición de dicha onda. Sin embargo, si la generación de onda transversal es puntual, se pueden disponer paredes perpendiculares a la pala, comenzando a poca distancia de ésta y llegando hasta el modelo. Las paredes deben de tener ranuras verticales equiespaciadas, de forma que la onda transversal se haya disipado al alcanzar la sección de ensayo.

En el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR se ha tomado esta última solución, colocando dos paredes verticales con ranuras verticales

equiespaciadas en la zona de generación (Figura C.6.)



Figura C.6: Disipadores ranurados de onda transversal en el canal de oleaje del CEAMA-UGR.

C.2.4. Ondas largas

Otro de los problemas asociados a la generación de oleaje en laboratorio es la aparición de ondas largas, que se definen como el conjunto de oscilaciones de la masa de agua contenida en el canal de ensayos.

C.2.4.1. Fundamento teórico

Si se considera un canal de oleaje de longitud l_x , anchura b y profundidad de agua h y se asume la hipótesis de flujo irrotacional y fluido incompresible, la oscilación de la masa de agua en el canal está gobernada por la ecuación de Laplace, $\nabla^2\Phi(x, y, z, t) = 0$, junto con las apropiadas condiciones de contorno.

Procediendo de igual forma que en el apartado de generación de oleaje en 2D, se aplica el método de separación de variables y, una vez separado el problema temporal, se obtiene el problema de contorno de $\phi^*(x, y, z)$, que también cumple las condiciones necesarias para aplicar el método de separación de variables, por lo que se puede expresar como indica la

relación que se muestra a continuación:

$$\phi^*(x, y, z) = \phi(x, y) \cdot f(z) \quad (\text{C.38})$$

El problema en z ya ha sido resuelto anteriormente, obteniendo un conjunto de autofunciones $f(z) = \cosh k_n(h + z)$ donde k_0 es la raíz real de la ecuación de la dispersión y k_n son las raíces imaginarias de dicha ecuación.

El problema de contorno de las variables x e y queda definido por la ecuación C.39, junto con las correspondientes condiciones de contorno.

$$\nabla^2 \phi(x, y) + k^2 \phi(x, y) = 0 \quad (\text{C.39})$$

En este caso, la existencia de onda larga en el canal requiere la presencia de antinodos en las paredes del mismo, es decir, velocidad horizontal nula, por lo que las condiciones de contorno se pueden expresar mediante las siguientes ecuaciones.

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad \text{en} \quad y = 0; \quad y = b \quad (\text{C.40})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \quad \text{en} \quad x = 0; \quad x = l \quad (\text{C.41})$$

El problema de $\phi(x, y)$ se puede separar de nuevo en dos problemas de variables separadas.

$$\phi(x, y) = X(x) \cdot Y(y) \quad (\text{C.42})$$

Sustituyendo esta nueva expresión en la ecuación que define el problema, dividiendo por $X(x) \cdot Y(y)$ y ordenando se obtienen dos problemas, uno en x y otro en y :

$$\frac{dX^2}{dx^2} - (k^2 - \gamma^2) \cdot X(x) = 0 \quad (\text{C.43})$$

$$\frac{dY^2}{dy^2} - \gamma^2 \cdot Y(y) = 0 \quad (\text{C.44})$$

La ecuación C.45 muestra los autovalores para $\gamma^2 > 0$, con las correspondientes autofunciones, ecuación C.46.

$$\gamma_n = \left(\frac{n\pi}{b}\right)^2 \quad \text{con} \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{C.45})$$

$$Y_n(y) = \cos \frac{n\pi}{b}y \quad (\text{C.46})$$

La solución al problema en x para $(k^2 - \gamma^2) > 0$ tiene como autovalores los indicados en la ecuación C.47, y como autofunciones las de la ecuación C.48.

$$\mu_m = (k^2 - \gamma_n^2) = \left(\frac{m\pi}{l}\right)^2 \quad \text{con} \quad m = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{C.47})$$

$$X_n(x) = \cos \frac{m\pi}{l}x \quad (\text{C.48})$$

Los autovalores de ambos problemas están relacionados por la siguiente ecuación:

$$k^2 = \left(\frac{m\pi}{l}\right)^2 + \left(\frac{n\pi}{b}\right)^2 \quad \text{con} \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad \text{y} \quad m = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{C.49})$$

La solución al problema para k_n^2 no corresponde a una onda estacionaria, por lo que no se tiene en cuenta.

Si se considera el primer modo de oscilación longitudinal en el canal ($m = 1, n = 0$), y se sustituye en la relación de dispersión se obtiene el valor del periodo que activa la onda larga longitudinal en el canal:

$$T = \frac{2l}{\sqrt{gh}} \quad (\text{C.50})$$

Análogamente, si se considera el primer modo de oscilación transversal en el canal ($m = 0, n = 1$), y se sustituye en la relación de la dispersión, se obtiene el valor del periodo que activa la onda larga transversal en el canal:

$$T = \frac{2b}{\sqrt{gh}} \quad (\text{C.51})$$

C.2.4.2. Corrección

La presencia de ondas largas en un canal de oleaje depende tanto de la longitud del canal, l , como de la profundidad de agua, h , y del periodo del oleaje ensayado, T . Si el problema se presenta para las condiciones habituales de ensayo, se puede evitar modificando las dimensiones del canal.

En los ensayos realizados en el CEAMA-UGR, la Figura C.7 muestra los modos de ondas largas longitudinales y transversales producidos por las condiciones geométricas del ensayo.

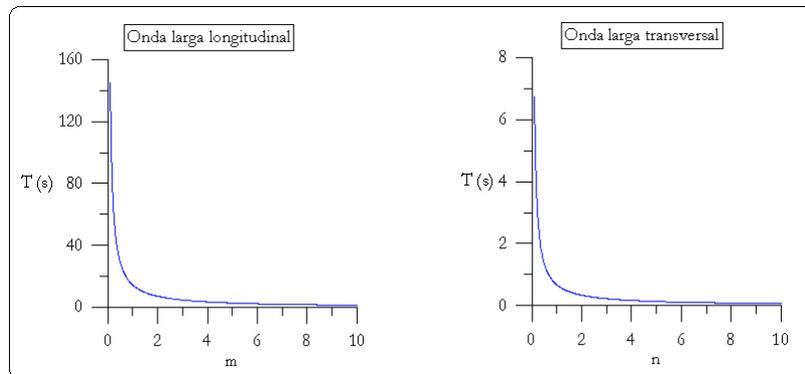


Figura C.7: Modos de oscilación longitudinal y transversal para ondas largas en el canal del CEAMA-UGR.

C.2.5. Crestas secundarias

Cuando una pala de tipo piston se mueve para generar el oleaje lo hace con una distribución de velocidades uniforme en profundidad. Dado que las ondas que se quieren generar tienen un perfil de velocidad en profundidad diferente al de la pala, se generan además otro tipo de ondas que compensan dicha diferencia. Estas ondas se conocen con el nombre de

evanescentes porque se amortiguan al propagarse.

Cuando se analiza el problema al segundo orden, además del modo propagante y de los evanescentes, se obtienen los modos libres inducidos por los términos no lineales en la pala.

Si se hace el análisis al tercer orden, además del modo propagante, los evanescentes y los modos libres, se obtienen los que surgen de la interferencia entre el modo propagante al primer orden y los modos libres al segundo orden.

En la Figura C.8 se representan las componentes generadas por una pala tipo pistón al tercer orden (Goda, 1997).

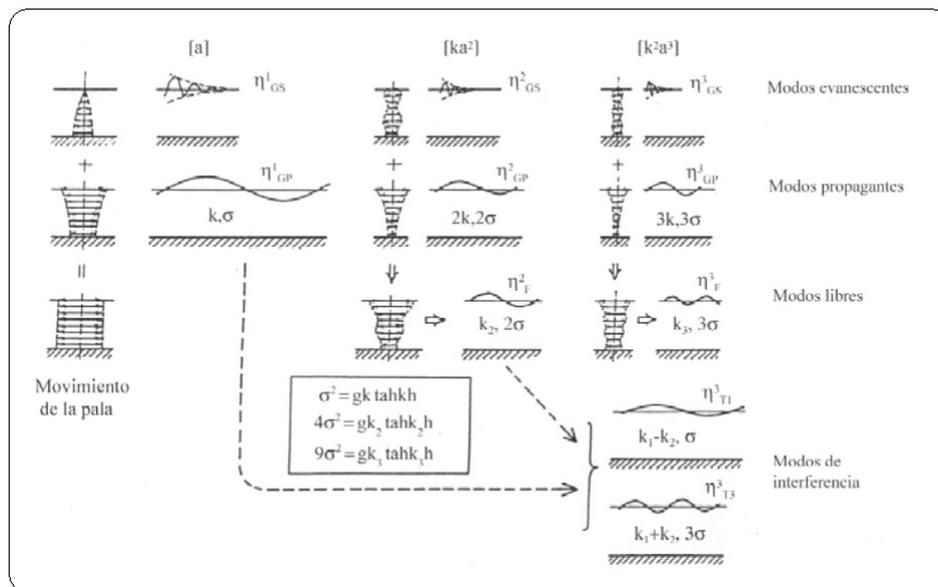


Figura C.8: Componentes de onda generadas por una pala tipo pistón (Goda, 1997).

El efecto que la generación de todas estas componentes tiene sobre el oleaje que se desea ensayar se denomina cresta secundaria. Se trata de una onda que se propaga a menor velocidad que el modo propagante al primer orden y de menor amplitud que éste, por lo que aparece y reaparece en el seno de la onda propagante.

El canal tiene una longitud finita, por lo que el oleaje generado se refleja al alcanzar la pared final del canal. Al colocar el modelo de ensayo, antes de alcanzar la pared final, el oleaje interactúa con la sección a ensayar, lo que también provoca su reflexión. La Figura C.9 esquematiza el proceso de la interacción del oleaje generado con la sección de un dique poroso semiinfinito. El subíndice p de los números de onda en el dique indica que se obtiene de la ecuación de dispersión en el medio poroso, $\sigma^2(s - if) = gk_p \tanh(k_p h)$, al primer orden y los equivalentes en órdenes superiores.

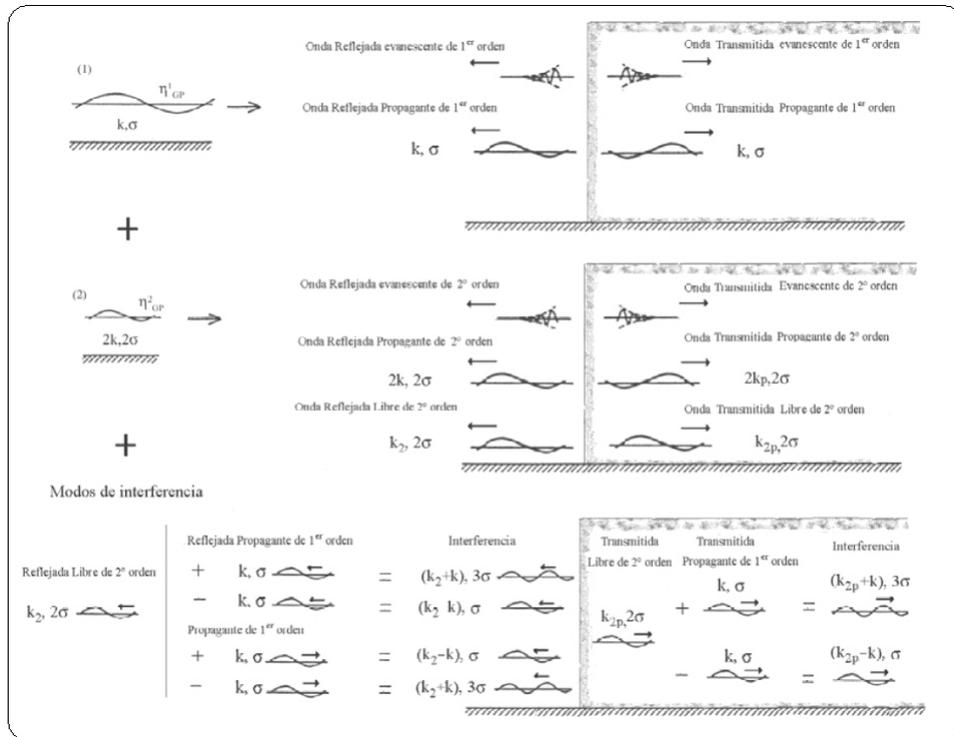


Figura C.9: Interacción oleaje-dique semiinfinito poroso (Benedicto, 2004).

C.2.6. Conclusiones

La generación de oleaje en laboratorio tiene una serie de limitaciones, impuestas en algunos casos por el propio sistema de generación y en otros por las dimensiones geométricas del canal y las condiciones del ensayo. Por ello, antes de realizar cualquier ensayo en un canal o tanque de oleaje, una vez confirmada la capacidad del sistema para generar el oleaje elegido y

dispuestos los elementos necesarios para evitar el problema de la reflexión, es importante analizar qué combinaciones de alturas de ola y periodos pueden generar ondas largas u ondas transversales. Ello permite disponer los elementos que solucionen el problema en caso de que sea posible, o elegir una nueva combinación de alturas y periodos que no den problemas durante el ensayo.

A lo largo de este Anejo se han señalado las soluciones que se han tomado en el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR para corregir las limitaciones de este canal.

Bibliografía

- BAQUERIZO, ASUNCIÓN. 1995. *Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción*. Ph.D. thesis, Universidad de Cantabria.
- BENEDICTO, M. IZASKUN. 2004. *Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje*. Ph.D. thesis, Universidad de Granada.
- BRUUN, PER, & GÜNBAK, ALI RIZA. 1976. *Hydraulic and friction parameters affecting the stability of rubble mounds*. Tech. rept. 24. PIANC Bulletin.
- BRUUN, PER, & JOHANESSON, P. 1974. *A critical review of the hydraulics of rubble mound structures*. Tech. rept. R3. Division of Port and Ocean Engineering, University of Trondheim, Norway.
- CLAVERO, MARÍA, MENDOZA, EDGAR G., BENEDICTO, M. IZASKUN, SILVA, RODOLFO, RAMOS, VICTORIA, & LOSADA, MIGUEL A. 2006. Experimental verification of mound breakwater built with an S-profile. *In: 30th International Conference on Coastal Engineering*, vol. 5.
- CLAVERO, MARÍA, MENDOZA, EDGAR G., BENEDICTO, M. IZASKUN, SILVA, RODOLFO, & LOSADA, MIGUEL A. 2007. Verificación experimental de diques en talud con tipología de máxima estabilidad. *In: IX Jornadas Españolas de Costas y Puertos*.
- DE CASTRO, EDUARDO. 1933. Diques de escollera. *Revista de Obras Públicas*, 183–185.
- ERGIN, AYÇSEN, GÜNBAK, ALI RIZA, & YANMAZ, ALI MELIH. 1989. Rubble-mound breakwaters with S-shape design. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **115** (5), 579–593.
- EROM0.2. 2006. *Procedimiento Metodológico Participativo para la Canalización, Recogida y Difusión de Estudios y Análisis Técnico-Científicos sobre los Documentos del Programa ROM*. Puertos del Estado.

- FRANCO, LEO, DE GERLONI, M., & VAN DER MEER, J. W. 1994. Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. *Pages 1030–1045 of: International Conference on Coastal Engineering*, vol. 1.
- GENT, MARCEL R. A. VAN. 1995. Wave interactions with berm breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **121**(5), 229–238.
- GODA, YOSHIMI. 1985. *Random seas and design of maritime structures*. University of Tokyo Press.
- GODA, YOSHIMI. 1997. Recurring Evolution of Water Waves Through Nonresonant Interactions. *Pages 1–23 of: Proceedings of the Third International Symposium Waves 97*.
- HAMER, DIRK G., & HAMER, FRANS C. 1982. Laboratory experiments on wave transmission by overtopping. *Coastal Engineering*, **6**(3), 209–215.
- HORIKAWA, KIYOSHI. 1988. *Nearshore dynamics and coastal processes: Theory, Measurement and Predictive Models*. University of Tokyo Press.
- HU, K., MINGHAM, CILVE G., & CAUSON, D. M. 2000. Numerical simulation of wave overtopping of coastal structures using the non-linear shallow water equations. *Coastal Engineering*, **41**(4), 433–465.
- HUBBARD, MATTHEW E., & DODD, NICK. 2002. A 2D numerical model of wave run-up and overtopping. *Coastal Engineering*, **47**(1), 1–26.
- HUDSON, R. Y. 1959. Laboratory investigation of Rubble-Mound Breakwaters. *Journal of the Waterway and Harbors Division*, **85**, 93–121.
- HUGHES, S. A. 1993. *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. Vol. 7. Philip L. F. Liu.
- IRIBARREN, R. 1965. Formulae pour le calcul des diques en enrochements naturels ou éléments artificiels. *Chap. Sec. II, Theme 1 of: XXI International Navigation Congress*.
- JENSEN, O. JUUL, & SORENSEN, T. 1979. Overspilling/overtopping of rubble-mound breakwaters. Results of studies, useful in design procedures. *Coastal Engineering*, **3**, 51–65.
- KOBAYASHI, NOBUHISA, & DE LOS SANTOS, FRANCISCO. 2007. Irregular Wave Seepage and Overtopping of Permeable Slopes. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **133**(4), 245–254.

- KOBAYASHI, NOBUHISA, & WURJANTO, ANDOJO. 1989. Wave overtopping on coastal structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **115**(2), 235–251.
- KOBAYASHI, NOBUHISA, MEIGS, LESLIE E., OTA, TAKAO, & MELBY, JEFFREY A. 2007. Irregular Breaking Wave Transmission over Submerged Porous Breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **133**(2), 104–116.
- KOTTEGODA, NATHABANDU T., & ROSSO, RENZO. 1997. *Statistics, probability and reliability for civil and environmental engineers*. McGraw-Hill.
- LOSADA, IÑIGO J., LARA, JAVIER L., GUANCHE, RAUL, & GONZALEZ-ONDINA, JOSE M. Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, **In Press**.
- LOSADA, MIGUEL A. 1990. *Recent development in the design of mound breakwaters*. Handbook of coastal and ocean engineering, vol. I. Butterworth-Heinemann. Chap. 21, pages 939–1050.
- LOSADA, MIGUEL A., & GIMENEZ-CURTO, LUIS A. 1979. The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. *Coastal Engineering*, **3**, 77–96.
- LOSADA, MIGUEL A., & GIMENEZ-CURTO, LUIS A. 1981. Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering*, **4**, 187–206.
- LOSADA, MIGUEL A., DESIRÉ, JOSÉ M., & ALEJO, L. M. 1986. Stability of blocks as breakwater armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **112**(11), 2392–2401.
- MARTÍN, FRANCISCO L. 1995. *Estudio hidrodinámico de la interacción de ondas de gravedad con estructuras reflejantes*. Ph.D. thesis, Universidad de Cantabria.
- MOÑINO, ANTONIO, RAMOS, VICTORIA, CLAVERO, MARÍA, SCARCELLA, DAMIANO, & MIRANDA, MARÍA. 2003. *Ensayos de calibración del canal de generación de oleaje*. Tech. rept. Grupo de Puertos y Costas - CEAMA - UGR.
- MOPU. 1988. *Diques de abrigo en España*. MOPU-Secretaría General Técnica.
- NAHEER, EHUD, & BUSLOV, VALERY. 1983. On rubble-mound breakwaters of composite slope. *Coastal Engineering*, **7**, 253–270.

- PIANC. 2003. *State of the art of designing berm breakwaters*. Tech. rept. PIANC MarCom WG40.
- PITA, A. LÓPEZ, & MEGÍA PUENTE, M. J. 1974. *Historia del cálculo de los diques de escollera (1933-1965)*.
- POZUETA, BEATRIZ, VAN GENT, MARCEL R.A., VAN DEN BOOGAARD, HENK, & MEDINA, JOSEP R. 2004. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. *Pages 4275–4287 of: Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering*, vol. 4.
- PUERTOSDELESTADO. 2006. *Anuario Estadístico 2006*. Puertos del Estado.
- PULLEN, TIM, ALLSOP, WILLIAM, BRUCE, TOM, KORTENHAUS, ANDREAS, SCHÜTTRUMPF, HOLGER, & VAN DER MEER, JENTSJE W. 2007. *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Tech. rept.
- ROM0.0. 2001. *Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0: Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Puertos del Estado.
- ROM1.1. Borrador. *Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 1.1: Recomendaciones para el proyecto y construcción de obras de abrigo*. Puertos del Estado.
- SCARCELLA, DAMIANO, BENEDICTO, M. IZASKUN, MOÑINO, ANTONIO, & LOSADA, MIGUEL A. 2006. Scale effects in rubble mound breakwaters considering wave energy balance. *Pages 4410–4416 of: 30th International Conference on Coastal Engineering*, vol. 5.
- SIMARRO, GONZALO, TEXEIRA, LUIS, & CARDOSO, ANTÓNIO H. 2007. Flow intensity parameter in pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, **133**, 1261–1264.
- SOLLIT, C. K., & CROSS, R. H. 1972. Wave transmission through permeable breakwaters. *Pages 1827–1846 of: Proceedings of 13th International Conference of Coastal Engineering*. ASCE.
- STEENDAM, GOSSE JAN, VAN DER MEER, JENTSJE W., VERHAEGHE, HADEWYCH, BESLEY, PHIL, FRANCO, LEOPOLDO, & VAN GENT, MARCEL R.A. 2004. The international database on wave overtopping. *Pages 4301–4313 of: Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering*, vol. 4.

- TØRUM, ALF, KUHNEN, FRANZISKA, & MENZE, ANDREAS. 2003. On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping. *Coastal Engineering*, **49**(3), 209–238.
- USACE. 2002. *Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100*. US Army Corps of Engineers, Washington D.C.
- VAN DER MEER, JENTSJE W. 1992. Stability of the seaward slope of berm breakwaters. *Coastal Engineering*, **16**(2), 205–234.
- VAN DER MEER, JENTSJE W., & VELDMAN, JOHANNES J. 1992. Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and longshore transport. *Coastal Engineering*, **17**(3-4), 153–171.
- VAN GENT, MARCEL R.A., VANDENBOOGAARD, HENK F. P., POZUETA, BEATRIZ, & MEDINA, JOSEP R. 2007. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. *Coastal Engineering*, **54**(8), 586–593.
- WURJANTO, ANDOJO, & KOBAYASHI, NOBUHISA. 1993. Irregular Wave Reflection and Runup on Permeable Slopes. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **119**(5), 537–557.
- ZANUTTIGH, BARBARA, & VAN DER MEER, JENTSJE W. 2006. Wave reflection from coastal structures. *Pages 4337–4349 of: 30th International Conference on Coastal Engineering*, vol. 5.