TESIS DOCTORAL

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones con patio interior y geometría cilíndrica

Autor: Miguel Vázquez Romero

Director de la Tesis: Dr. Vicente Negro Valdecantos

Co-Director de la Tesis: Dr. José Santos López Gutiérrez

2017

E.T.S.I. CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Universidad Politécnica de Madrid

A Elena, Jorge y Martina

Agradecimientos

La redacción de esta Tesis ha sido un trabajo prolongado. Remontarse al origen significa recordar a personas que aportaron su ayuda, cada uno a su manera, y que en cierta medida son sus co-autores. Sirva la limitación que impone el papel para excusar mis olvidos momentáneos, pues la cabeza puede fallar aunque no lo haga el corazón.

A Elena, por su paciencia y cariño. Por su capacidad de sacrificio, que nunca deja de sorprenderme. Y por su apoyo en todos los momentos del camino, pero sobre todo cuando se hacía cuesta arriba.

A Jorge y Martina, por resolver desde lo más pequeño, aun sin ellos saberlo, las preguntas que a todos nos trascienden.

A mis padres, con los que he descubierto el misterio de los diálogos que el tiempo no abarca. Y así me enseñan el camino todos los días, el mismo que me enseñaron desde el principio.

A mis hermanos, a mis hermanas. Ejemplos, apoyos, referencias siempre visibles.

A Félix y Elena, por su sacrificio silencioso y por hacerme feliz desde la sencillez.

A Vicente y Jose, por entender la función docente desde un prisma siempre humano, siempre apasionante, siempre con las puertas abiertas.

A Dragados y sus personas, molde de múltiples caras, escuela de vida.

A José Luis, August, Mónica, Pau, Enrique, José Luis Galmés, y toda la gente del INHA. Por sus valiosas aportaciones a lo largo del proceso.

A Emilio Alonso (d.e.p.), torrente de ideas, entre ellas, la que nos atañe.

Resumen

La presente Tesis Doctoral se centra en el estudio del comportamiento hidrodinámico de una nueva tipología de dique vertical conformada mediante cajones perforados, cuyas paredes delantera y trasera están constituidas por sendas alineaciones de cilindros verticales separados entre sí.

Las peculiaridades de esta tipología, objeto de la investigación, implican diferencias importantes respecto a otras configuraciones de cajones perforados existentes, mientras que otros aspectos, que afectan al comportamiento funcional, son compartidos.

Se ha comprobado que el empleo de esta tipología en diques implica importantes ventajas en la reducción de cargas de oleaje en las condiciones analizadas en esta investigación, lo cual hace posible su empleo en localizaciones con terrenos de escasa capacidad portante. Igualmente, mejora las condiciones de rebase, permitiendo disminuir la cota de coronación de la estructura, hecho que puede ser relevante si se pretende disminuir el impacto visual.

Con objeto de esclarecer su comportamiento hidrodinámico, caracterizar la disminución de cargas de oleaje respecto a un dique vertical clásico de paramento plano e identificar las variables principales que gobiernan el proceso de interacción oleaje-estructura, se ha desarrollado una serie de simulaciones en modelo físico reducido en canal (2D). Estas han consistido en 37 ensayos con diferentes escalones de altura de ola y periodo, con oleaje regular y modificando algunos parámetros geométricos del modelo, con el fin de evaluar la influencia de dichas variables principales en la estimación de las cargas dinámicas.

El estudio se ha desarrollado dentro de unos dominios bien definidos en cuanto a la tipología de dique y a la naturaleza de las cargas de oleaje que la solicitan. En concreto, se ha centrado en las condiciones de cargas cuasiestacionarias de oleaje sobre la estructura, la cual puede clasificarse como dique vertical, de acuerdo al mapa paramétrico de McConell desarrollado en el marco del European Research Project - PROVERBS (1998) del Programa MAST III. Además, las condiciones de oleaje se sitúan en profundidades intermedias, en ausencia de rotura ni por fondo ni por forma y en situaciones donde son aplicables los principios generales de la teoría lineal de ondas.

Igualmente, y con objeto de esclarecer la influencia de las principales variables descriptoras del oleaje, se ha llevado a cabo la citada campaña de ensayos simulando series de oleaje regular, reproduciendo un patrón único de generación de cargas sobre la estructura durante cada una de las series.

Los registros de las cargas máximas han sido comparados con los que corresponderían con un dique vertical convencional sometido a las mismas condiciones. A su vez, dichos resultados comparativos son confrontados con los expuestos por Takahashi en algunos de sus estudios con otras tipologías de cajones perforados desarrollados a partir de 1991, con disminuciones de cargas coherentes con los registrados en esta investigación, habida cuenta de las diferencias en las configuraciones de los cajones perforados analizados.

El enfoque adoptado en esta investigación es uno entre los varios posibles que, en trabajos similares, han venido empleándose de acuerdo a la revisión de la literatura científica y técnica existente. Como resultado de la citada revisión, en esta Tesis se propone una clasificación genérica de los procedimientos conceptuales de estimación de cargas para las tipologías de cajones perforados. En este sentido, puede considerarse que la metodología conceptual desarrollada en esta investigación

está dentro del grupo de los estudios de referencia de Bergmann y Oumeraci llevados a cabo en el marco del citado Proyecto PROVERBS.

Además de la caracterización en cuanto a reducción de cargas, como resultado principal de la investigación se ha obtenido una nueva formulación que estima las cargas horizontales máximas de oleaje sobre la estructura, expresión que depende de las variables básicas descriptivas del fenómeno ondulatorio y de su balance energético, así como de los parámetros geométricos principales de la estructura.

En particular, las tres variables empleadas en la expresión son: la energía incidente del oleaje, magnitud promediada derivable de la teoría lineal y proporcional a $H^2 \cdot L$; la anchura de cámara relativa (B/L) y la altura relativa de ola (H/h). El primer término gobierna principalmente la magnitud de las cargas resultantes, mientras que los dos últimos definen el proceso de laminación de energía que se produce en la interacción oleaje-estructura.

La sencillez conceptual de la nueva fórmula desarrollada contrasta con la complejidad de comportamiento hidrodinámico del sistema que se caracteriza, entre otras, por una apreciable pérdida de energía por turbulencia en el interior de la cámara, entendiendo por ésta el espacio comprendido entre las dos filas de cilindros.

El empleo de dicha formulación (o de otras similares con diferentes ajustes en función de la configuración particular del cajón perforado) puede resultar de interés en la fase de prediseño en localizaciones concretas para diques de esta tipología, previamente a su contraste en fase de proyecto definitivo mediante ensayos en modelos físicos.

Por su parte, las citadas variables están afectadas por unos coeficientes de ajuste experimentales que dependen, a su vez, de la configuración de algún elemento estructural del cajón. En concreto, de la viga de conexión superior de la pantalla delantera de cilindros, con función de arriostramiento entre ellos, y que influye en el patrón del ciclo llenado/vaciado de la cámara interior.

Además, la porosidad de la pantalla delantera en los ensayos ha variado en un rango de valores relativamente reducido, pues se ha partido de los resultados de algunos trabajos de referencia en cuanto a cilindros en línea sometidos a flujos continuos. Dichos resultados han permitido definir unas porosidades que se consideran que pueden ser próximas a las óptimas desde el punto de vista de reducción de cargas. En relación con este aspecto, el concepto porosidad de la pantalla delantera es aquí sustituido por el de densidad de cilindros (Φ), el cual fue introducido por Chakrabarti en estudios específicos del efecto bloqueo para estructuras offshore.

Los aspectos anteriores son coherentes con una de las pautas que se deduce de la revisión del estado del arte en cuanto a los numerosos estudios existentes sobre el empleo de cajones perforados en diques: la dificultad en la generalización de resultados debido a la enorme casuística en cuanto a configuraciones posibles. En este sentido, la nueva formulación puede considerarse una aportación original fruto de la investigación.

Igualmente, y muy relacionado con dicho aspecto, se han abordado algunas consideraciones constructivas que, para esta tipología de cajón, deben al menos tenerse en cuenta. De acuerdo a la toma de decisiones sobre estos temas constructivos en casos específicos, podrán derivarse variaciones de la configuración estudiada que requerirán el ajuste de los coeficientes de la formulación propuesta o bien la evaluación completa de su aplicabilidad.

Finalmente, aspectos muy concretos en relación con la extrapolación de los resultados modelo-prototipo y los posibles efectos de escala, proponen alguna posible línea de investigación adicional.

Abstract

The present Doctoral Thesis is focused on the assessment of the hydrodynamic performance of a new type of vertical breakwater with perforated caissons, whose front and rear walls are conformed by alignments of vertical cylinders separated from each other.

The peculiarities of the typology subject to the research imply some differences in comparison with other configurations of existing perforated caissons, whilst sharing some others affecting the functional performance.

As it has been verified, the use of this typology in breakwaters implies some important advantages in the reduction of wave loads according to the conditions analyzed in this investigation, making it possible for use in locations with low bearing capacity grounds. Likewise, it improves overtopping conditions, allowing to lower the top level of the crown wall, which may be relevant when it is intended to reduce visual impact.

In order to clarify its hydrodynamic performance, to characterize the wave loads' decrease with respect to a conventional vertical breakwater and to identify the key variables that drive the process of wave-structure interaction, a series of simulations with reduced physical models have been carried out in a flume (2D). These have consisted of 37 tests with different wave heights and period steps, with regular waves and modifying some geometric parameters of the caisson model, in order to assess the influence of these main variables in the estimation of dynamic loads' estimation.

The present investigation has been developed within a well-defined domain regarding the classification of the breakwater and the wave loads' type. Particularly, it is focused on the conditions of quasi-static wave loads on the structure, which can be classified as a vertical breakwater according to the McConell parameter map (PROVERBS, European Research Project- MAST III Program (1998)). In addition, wave conditions are located at intermediate depths, with no breaking conditions neither because of the wave steepness, nor because of shallow depth conditions, so the general principles of linear wave theory are applicable.

In the same way and to clarify the influence of the wave's parameters, the tests simulated regular waves, with a unique pattern of loads' generation along the series.

The records of maximum loads during the tests were compared with those that would correspond with a conventional vertical breakwater under the same conditions. Moreover, these comparative results are faced to those presented by Takahashi in some of his studies with other typologies of perforated caissons developed along the 90's, with proportional load reductions which are consistent with those recorded in this research, given the differences in the configurations of the studied perforated caissons.

Based on the above, it may be said that the conceptual approach adopted in this research is one among several possibilities used in previous similar works according to the review of existing scientific and technical literature. As a result of the aforementioned revision, this Thesis proposes a brief general classification in the conceptual procedures of wave loads' estimation for the typology of perforated caissons. In this sense, the conceptual methodology developed here can be considered classified within the group headed by the reference studies by Bergmann and Oumeraci, carried out in the framework of the above mentioned PROVERBS Research Project.

In addition of the assessment of wave loads' reduction and as a main result of the research, a new formulation is obtained that estimates the maximum horizontal wave loads on the structure, which depends on the basic descriptive parameters of the wave and its energy balance, as well as on the main geometric parameters of the structure.

Particularly, the three variables used in the formula are: the incident wave energy, averaged magnitude derivable from the linear wave theory and proportional to $H^2 \cdot L$; the relative chamber width (B/L) and the relative wave height (H/h). The first term mainly governs the magnitude of the resulting loads, while the other two define the process of energy lamination that occurs in the wave-structure interaction.

The conceptual simplicity of the new formula contrasts with the complex hydrodynamic performance of the system which is characterized, among others, by a remarkable loss of energy because of the turbulence in the chamber, i.e., the space between the two walls of cylinders.

The use of this formula (or similar ones with different adjustments in its coefficients depending on the particular configuration of the perforated caisson) may be of interest in the pre-design phase in specific locations for this typology, prior to confirmation in the final design stage by physical model tests.

On the other hand, the aforementioned variables are affected by experimental adjustment coefficients that depend, in turn, on the configuration of some structural elements of the caisson. In particular, it depends on the upper connecting beam of the front cylinders' wall, with bracing function between them, and which affects the pattern of the fill/ebb flood cycle of the chamber.

In addition, the porosity of the front wall in the tests ranged in a relatively close limits of values, since existing conclusions of some reference works regarding in-line cylinders subjected to continuous flow were previously adopted. These results have allowed to define porosities that are considered to be near the optimum from the point of view of reduction of loads. Regarding this aspect, the porosity concept of the front wall is replaced here by the concept of density of cylinders (Φ), which was first introduced by Chakrabarti in specific studies regarding the blockage effect of offshore structures.

The above issues are consistent with one of the guidelines derived from the state-of-the-art review of the existing studies on the use of perforated caissons in breakwaters: the complexity in generalizing results due to the large number of possible configurations. In this sense, the new formulation can be considered as an original contribution from the research.

Also, and closely related to this aspect, some additional aspects related to constructive issues should at least be taken into account for this type of caisson. Depending on the decision-making on those, some modifications may be raised for specific cases, which would require the adjustment of some of the proposed coefficients for the formula or even a complete evaluation of its applicability.

Finally, very specific aspects regarding the extrapolation of model-prototype results and some potential scale effects suggest eventual additional issues for future research.

Notación y símbolos

A :	Amplitud del movimiento orbital	(m)
B :	Anchura de la cámara interior	(m)
B^* :	Anchura relativa de berma (McConnell)	(-)
B_b :	Anchura de la berma delante del cajón	(m)
B_{eq} :	Anchura de berma equivalente, promediada sobre la altura de la berma (h_b)	(-)
B/L :	Anchura relativa de la cámara	(-)
c :	Celeridad de la onda	(m/s)
C_d :	Coeficiente de arrastre	(-)
C_e :	Coeficiente de arrastre efectivo	(-)
C_m :	Coeficiente de masa añadida	(-)
C_M :	Coeficiente de inercia. $C_M = 1 + C_m$	(-)
C_R :	Coeficiente de reflexión	(-)
d :	Profundidad sobre la berma	(m)
d' :	Profundidad en la piscina interior	(m')
D ; D_{front} :	Diámetro de los cilindros delanteros del cajón	(m)
E_L ; E' :	Energía incidente por unidad de anchura del frente de oleaje	(kJ/m)
$F1_{h+ve}$:	Fuerza horizontal del oleaje sobre el cilindro delantero en el paso de la cresta de oleaje (sentido hacia tierra)	(kN/m)
$F2_{h+ve}$:	Fuerza horizontal del oleaje sobre el cilindro trasero en el paso de la cresta de oleaje (sentido hacia tierra)	(kN/m)
$F1_{h-ve}$:	Fuerza horizontal del oleaje sobre el cilindro delantero en el paso del seno de oleaje (sentido hacia mar)	(kN/m)
$F2_{h-ve}$:	Fuerza horizontal del oleaje sobre el cilindro trasero en el paso del seno de oleaje (sentido hacia mar)	(kN/m)
$F_1 + F_2$:	Fuerza horizontal total sobre el conjunto de la estructura (positivo si es hacia tierra)	(kN/m)
F_{calc} :	Fuerza horizontal de oleaje estimada con la formulación propuesta para la tipología de cajón estudiada	(kN/m)
F_{perf}/F_{conv} :	Relación de fuerzas horizontales máximas entre un cajón perforado y uno convencional de paramento plano continuo	(-)

F_d :	Fuerza de arrastre	(kN/m)
F_{desl} :	Coeficiente de seguridad al deslizamiento	(-)
$F_{ensayos}$:	Fuerza horizontal registrada en los ensayos	(kN/m)
F_i :	Fuerza de inercia	(kN/m)
$F_{h+ve\ max}$:	Máxima fuerza horizontal del oleaje sobre la estructura en el paso de la cresta (sentido hacia tierra)	(kN/m)
$F_{h-ve\ max}$:	Máxima fuerza horizontal del oleaje sobre la estructura en el paso del seno (sentido hacia mar)	(kN/m)
$F_{perf,max}$:	Fuerza horizontal máxima de oleaje sobre un dique perforado	(kN/m)
F_R :	Número de Froude	(-)
g :	Aceleración de la gravedad:	9.81 m/s ²
G :	Anchura de la ranura entre cilindros contiguos de la pantalla delantera	(m)
h :	Profundidad de la lámina de agua a pie del dique	(m)
h^* :	Altura relativa de berma	(-)
h_b :	Altura de la berma	(m)
h_s :	Profundidad de la lámina de agua a pie del dique	(m)
h_s/L :	Profundidad relativa	(-)
$H ; H_{reg}$:	Altura de ola con oleaje regular	(m)
H^* :	Altura relativa de ola	(-)
H' :	Media aritmética de las alturas de ola de un temporal	(m)
H_0^* :	Altura de ola equivalente significativa en aguas profundas	(m)
$H_{1/250}$:	Media del 4‰ de las olas más altas	(m)
H/L :	Peralte del oleaje	(-)
H_b :	Altura de ola en rotura	(m)
H_D :	Altura de ola de diseño	(m)
H_i :	Altura de ola incidente	(m)
H_{max} :	Altura de ola máxima	(m)
H_s :	Altura de ola significativa	(m)
k_s :	Diámetro equivalente de arena	(m)
K :	Rugosidad relativa	(-)

K_C :	Número de Keulegan-Carpenter	(-)
K_r :	Coeficiente reductor de altura de ola	(-)
L :	Longitud de onda	(m)
$M_{+ve\ max}$:	Máximo momento sobre la estructura debido al paso de la cresta del oleaje	(mkN/m)
$M_{-ve\ max}$:	Máximo momento sobre la estructura debido al paso del seno del oleaje	(mkN/m)
n :	Porosidad del paramento	(-)
n_{cil} :	Número de cilindros de la pantalla delantera	(-)
n_{gap} :	Número de aberturas entre cilindros de la pantalla delantera	(-)
N :	Número de olas	(-)
$p(H)$:	Función de distribución de alturas de ola	(-)
q :	Tasa media de rebase (oleaje irregular)	(l/m/s)
$q_0\ (H/T)$:	Tasa de rebase obtenida con oleaje regular de altura H y periodo T	(l/m/s)
R^2 :	Coeficiente de regresión	(-)
R_c :	Francobordo relativo	(-)
Re :	Número de Reynolds	(-)
R_u :	Run-up	(m)
SWL :	Nivel de mar en reposo	(-)
T :	Periodo del oleaje (oleaje regular)	(s)
T_p :	Periodo de pico del oleaje	(s)
$tg\ \alpha$:	Pendiente del fondo natural delante del dique	(-)
U :	Velocidad horizontal de las partículas	(m/s)
γ :	Coeficiente de mayoración de cargas	(-)
λ :	Factor de escala	(-)
μ :	Coeficiente de fricción estática entre el cajón y la banqueta donde apoya	(-)
ν :	Viscosidad cinemática del agua	(m ² /s)
ρ_w :	Densidad del agua de mar	(kN/m ³)
σ :	Tensión transmitida a la cimentación	(kN/m ²)
Φ :	Coeficiente de densidad de cilindros	(-)

Φ_c :	Ángulo de rozamiento entre banquetta y cajón	(°)
Ψ_i :	Coeficientes de combinación	(-)

En Teoría de ondas:

δ :	Altura relativa de onda (H/h)	(-)
ε :	Peralte de la onda (H/L)	(-)
k :	Número de onda	(m^{-1})
η :	Desplazamiento de la superficie libre de una onda	(m)
Φ :	Potencial de velocidades	(-)
ω :	Frecuencia angular	(s^{-1})

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DE LA TESIS DOCTORAL .	1
1.1.- Introducción	3
1.2.- Objetivos.....	4
1.3.- Estructura del documento	5
CAPÍTULO 2. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE	9
2.1.- Introducción	11
2.2.- Breve descripción del oleaje mediante la mecánica de ondas y la teoría lineal. Descripción del oleaje irregular	13
2.2.1.- <i>Mecánica de ondas y teoría lineal de ondas</i>	13
2.2.2.- <i>Caracterización del oleaje irregular</i>	28
2.3.- Parámetros de diseño de diques verticales	32
2.3.1.- <i>Parámetros descriptivos del comportamiento funcional</i>	32
2.3.2.- <i>Parámetros geométricos de la estructura</i>	42
2.3.3.- <i>Modelos de rotura de oleaje</i>	44
2.4.- Modelos experimentales de cargas horizontales en diques verticales de paramento plano	48
2.4.1.- <i>Introducción</i>	48
2.4.2.- <i>Aproximación al cálculo de acuerdo a la teoría lineal para oleajes estacionarios</i> ...	53
2.4.3.- <i>Cuadro resumen de modelos de cargas sobre diques de paramento vertical plano</i>	55
2.4.4.- <i>Estudio de la subpresión en diques verticales</i>	58
2.5.- Cajones perforados.....	61
2.5.1.- <i>Comportamiento hidráulico y funcional</i>	61
2.5.2.- <i>Reflexión y cargas de oleaje en diques verticales perforados. Revisión de distintas aproximaciones al problema</i>	64
2.5.2.1.- <i>Cuadro resumen</i>	64
2.5.2.2.- <i>Estudios experimentales basados en modelos físicos o numéricos</i>	68
2.5.2.3.- <i>Modelos desarrollados a partir de medidas en prototipo</i>	86
2.5.3.- <i>Realizaciones prácticas de diques con cajones perforados y otras tipologías antirreflejantes de interés para esta Tesis</i>	94
2.6.- Modelos aplicables a geometrías cilíndricas	119
2.7.- Conclusiones derivadas de la revisión del estado del arte que influyen en el enfoque de la presente investigación	123
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	127
CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN	133
4.1.- Descripción de la tipología objeto de la investigación.....	135
4.2.- Similitudes, diferencias y ventajas respecto a otras tipologías existentes	138
CAPÍTULO 5. DESCRIPCIÓN DE LAS SIMULACIONES EN MODELO FÍSICO	141
5.1.- Descripción geométrica del modelo	143
5.2.- Descripción de las instalaciones de ensayos	149
5.3.- Sistema de instrumentación, observación y medida de datos	151
5.4.- Definición de los estados de mar ensayados	155
5.5.- Calibración de ensayos.....	156
5.5.1.- <i>Calibración de los sensores de oleaje</i>	156
5.5.2.- <i>Calibración de la paleta de generación de oleaje</i>	157
5.5.3.- <i>Generación de oleaje</i>	157

5.5.4.- Sistema de absorción de oleaje reflejado	158
5.5.5.- Desviaciones respecto a las alturas de ola objetivo	159
5.6.- Metodología seguida en los ensayos	160
5.7.- Caracterización paramétrica de la campaña de ensayos	160
5.8.- Discusión previa sobre los posibles efectos de escala	164
5.8.1.- Criterios de semejanza y relaciones.....	164
5.8.2.- Influencia del empleo de la similitud de Froude en el número de Reynolds y en la reproducción de las fuerzas de arrastre	168
5.8.3.- Los efectos de aireación e influencia del empleo de agua dulce en la reproducción de cargas de impacto.....	173
5.8.4.- Conclusiones	175
CAPÍTULO 6. RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS DE LA SERIE DE ENSAYOS	177
6.1.- Tasas de rebase	179
6.2.- Máximas cargas horizontales sobre la estructura.....	179
6.3.- Registros de las series temporales de cargas horizontales sobre la estructura y primeras reflexiones sobre los resultados obtenidos	181
CAPÍTULO 7. TRATAMIENTO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS. DESARROLLO DE UN MODELO DE ESTIMACIÓN DE CARGAS	193
7.1.- Introducción	195
7.2.- Variables tenidas en cuenta en el análisis.....	196
7.3.- Hipótesis de equivalencia y bases de partida asumidas.....	197
7.4.- Rango de las principales variables sobre las que se ha desarrollado el presente estudio	199
7.5.- Interpretación de los resultados de rebase. Influencia en la cota de coronación de la estructura	200
7.6.- Comparación con otras tipologías de dique vertical	202
7.6.1.- Definición geométrica del modelo de comparación.....	202
7.6.2.- Comparación de las cargas horizontales máximas de oleaje	203
7.7.-Consideraciones generales sobre la estabilidad de la estructura	206
7.7.1.- Evaluación de la seguridad frente a deslizamiento	206
7.7.2.- Tensiones máximas transmitidas al cimiento.....	207
7.8.- Modelo de estimación de máximas cargas horizontales totales. Desarrollo de la formulación	208
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	215
8.1.- Conclusiones	217
8.2.- Nuevas líneas de investigación	218
CAPÍTULO 9. REFERENCIAS.....	223
APÉNDICE 1: ÍNDICES DE CALIDAD	
APÉNDICE 2: BREVE RESEÑA DE MODELOS DE CARGAS DE OLEAJE SOBRE DIQUES DE PARAMENTO PLANO	
APÉNDICE 3: CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	
APÉNDICE 4: TABLAS DE RESULTADOS	
APÉNDICE 5: ANEJO FOTOGRÁFICO	
APÉNDICE 6: VÍDEOS DE LOS ENSAYOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Definición de parámetros asociados a la onda (Elaboración propia)	14
Figura 2.2. Esquema de las condiciones de contorno (Elaboración propia)	19
Figura 2.3. Campo de velocidades para una onda progresiva (Elaboración propia).....	24
Figura 2.4. Función de densidad tipo Rayleigh sobre las alturas de ola	29
Figura 2.5. Espectro de energía de oleaje	31
Figura 2.6. Esquema general del Run up sobre un dique vertical (Heijn, 1997)	33
Figura 2.7. Definición esquemática del “weir model” para estimación de tasa de rebase a partir de oleajes regulares (Heijn 1997)	35
Figura 2.8. Diagrama de Goda para el cálculo del caudal de rebase medio sobre diques verticales. Pendiente de fondo 1/10	37
Figura 2.9. Tasas de rebase para diferentes tipos de diques verticales (Franco et al., 1994) ..	38
Figura 2.10. Coeficiente de transmisión en diques verticales para oleajes regulares. Goda (1969)	40
Figura 2.11. Coeficiente de transmisión para diques horizontalmente compuestos. Tanimoto et al. (1987)	40
Figura 2.12. Esquema conceptual y comparación de CR para estructuras sumergidas porosas delante de paramentos verticales planos (Chen, 2006)	42
Figura 2.13. Definición de parámetros geométricos de un dique vertical (PROVERBS).....	43
Figura 2.14. Formas de rotura. (Battjes, 1992).....	45
Figura 2.15. Dominios de formación de ondas estacionarias o casos de rotura frente a dique. Nagai (Bruun, 1989)	46
Figura 2.16. Mapa paramétrico de McConell (PROVERBS, 1998).....	52
Figura 2.17. Esquema geométrico y correlación $P_{u1,m\acute{a}x}$ - P_{2max} . (Pérez et al. Coastal Engineering, 2010)	59
Figura 2.18. Espesor de los bloques de guarda. Método de Ushijima (1988).....	60
Figura 2.19. Definición de parámetros para el modelo de estimación de presiones verticales en berma delantera (PROVERBS).....	60
Figura 2.20. Esquema general del flujo de energía	61
Figura 2.21. Ejemplo de comparación de la evaluación de H_{rms} medida con la obtenida con modelo potencial (Requejo et al. 2002).....	63
Figura 2.22. Estructura marítima antirreflejante tipo Jarlan (Jarlan, 1961)	68
Figura 2.23. Planta y sección tipo de un cajón ARC	68
Figura 2.24. Ábaco de Sawaragi e Iwata (1973)	69
Figura 2.25. Ensayos de Ijima, Tanaka y Okuzono (1976).....	69
Figura 2.26. Ensayos de Tanimoto y Yoshimoto (1982).....	70
Figura 2.27. Ábacos de Matteoti. Coeficientes de reflexión frente a T, H/L y I/L (1983).....	71
Figura 2.28. Ensayos y modelos numéricos de Allsop y McBride (1995)	72

Figura 2.29. Coeficiente de reflexión de un dique Jarlan (Allsop, 1995)	73
Figura 2.30. Etapas críticas consideradas en el modelo de Takahashi et al. (1991)	74
Figura 2.31. Distribución de presiones en cajones perforados y valores del factor λ según Takahashi et al (1991)	74
Figura 2.32. Esquema conceptual de Fugazza y Natale (1992)	75
Figura 2.33. Ensayos de Takahashi en volumen de fluido (2002)	78
Figura 2.34. Ensayos de Li (2003)	78
Figura 2.35. Comportamiento de C_R y C_T en función de B/L para diferentes casos de k_0h (Liu y Li, 2011)	80
Figura 2.36. Fuerzas normalizadas en función de H/h para la zona superior, con aberturas, e inferior, sin aberturas, de la pared delantera para simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)	82
Figura 2.37. Fuerzas normalizadas en función de H/h para la pared trasera para simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)	82
Figura 2.38. Comparación en fuerzas horizontales totales entre cajón con simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)	83
Figura 2.39. Modelo de cajón en ensayos de Kirca y Kardasli (2007)	83
Figura 2.40. Esquema de cargas en el cajón perforado de Kirca y Kardasli (2009)	84
Figura 2.41. Resultados del C_R vs B/L para una cámara (izq) y para dos y tres cámaras (dcha) comparado con las expresiones propuestas en PROVERBS (Garrido y Medina, 2011)	85
Figura 2.42. Sección tipo del dique de Porto Torres y localización de los sensores de presión	87
Figura 2.43. Sección tipo del dique de Dieppe y localización de los sensores de presión	88
Figura 2.44. Cargas totales de oleaje para sistemas de simple y múltiple cámara (GWK, 1997) (Bergmann y Oumeraci, 1998)	90
Figura 2.45. Comparación de las relaciones entre B/L y C_R para OCS y MCS en estructura vertical simple (GWK, 1997). (Bergmann y Oumeraci, 1999)	91
Figura 2.46. Comparación del factor reductor K_r para ambos modelos en función de B/L (PROVERBS, 1998)	92
Figura 2.47. Coeficiente de reflexión en función de la anchura de cámara relativa (PROVERBS, 1998)	92
Figura 2.48. Comparación entre las fuerzas calculadas y medidas para validación del modelo. Tabet-Aoul y Belorgey. PROVERBS (1998)	93
Figura 2.49. Estructura marítima antirreflejante tipo Jarlan (Jarlan, 1961)	94
Figura 2.50. Cajón perforado Jarlan en Comeau Bay (Takahashi, 2002)	95
Figura 2.51. Dique en el puerto de Yobuko (Takahashi 2002)	95
Figura 2.52. Cajón tipo Jarlan. Puerto de Granville (Francia)	96
Figura 2.53. Dique con cajones Jarlan. Puerto de Granville (Francia)	96
Figura 2.54. Sección del dique de Porto Torres, Italia. 1978 (Garrido, 2011)	97
Figura 2.55. Dique Duca Degl Abruzzi. Puerto de Nápoles. 1986. (Garrido, 2011)	97
Figura 2.56. Sección tipo dique Torrevadalliga Nord (Italia, 2004)	98
Figura 2.57. Vista 3D del cajón del dique de Niigata (Japón, 2001)	98

Figura 2.58. Vista del dique con ventanas en la desembocadura del Duero (Oporto, 2009) ..	99
Figura 2.59. Rebase sobre el dique con ventanas en la desembocadura del Duero (Oporto, 2009)	99
Figura 2.60. Dique y cámara amortiguadora de Katsutoshi (1979).....	100
Figura 2.61. Sección tipo dique con cámara de paramento curvo. Puerto de Funakawa (Japón, 1984)	100
Figura 2.62. Dique con cámara de paramento curvo. Puerto de Miyazaki (Japón, 1993)	100
Figura 2.63. Dique en el Puerto de Tanger (1997)	101
Figura 2.64. Dique mirador en la marina de Beirut (Líbano, 2004)	101
Figura 2.65. Composición del dique de Nagashima (Japón)	102
Figura 2.66. Shibayama. (Takahashi, 2002)	102
Figura 2.67. Toa Habor. (Bruun, 1989)	103
Figura 2.68. Dique de Brighton (Delft University)	103
Figura 2.69. Dique antirreflejante de cámaras cilíndricas WO20080622087 (Garrido et al. 2008)	104
Figura 2.70. “Estructura marítima vertical con cámaras de unidades múltiples para la atenuación de la reflexión del oleaje” ES200931049 (Medina et al. 2009)	104
Figura 2.71. Propuesta de cámara disipativa para el dique de Osaka.....	105
Figura 2.72. Propuesta de Shimatania et al. (2002) JP2002275855	105
Figura 2.73. Propuesta de dique antirreflejante JP6002316 (1994).....	106
Figura 2.74. Propuesta “Separating and combining type breakwater revetment” JP58000508 (1983)	106
Figura 2.75. Propuesta de mecanismo disipador JP62055309 (1987)	106
Figura 2.76. Propuesta de dique vertical JP2000319839 (2000)	106
Figura 2.77. Propuesta de dique vertical JP2002309540 (2002)	107
Figura 2.78. Sección tipo Muelle 24. Puerto de Hayovel. Israel	108
Figura 2.79. Piezas prefabricadas antirreflejantes, con número de patente, autor y fecha (Fuente: Feys, 2009).....	109
Figura 2.80. Perspectiva del cajón ARC.....	109
Figura 2.81. Ejemplo de sistemas “monobar” de amortiguación de energía del oleaje.....	110
Figura 2.82. Ejemplo de sistemas “monobar” compuesto	110
Figura 2.83. Testero Sur. Espigón nº2. Puerto de Bilbao	111
Figura 2.84. Vista aérea del Testero Sur. Espigón nº2. Puerto de Bilbao.....	111
Figura 2.85. Muro antirreflexión en el puerto de Ceuta (Fuente: Dragados)	111
Figura 2.86. Dique exento en Isla verde. Puerto de Algeciras (Fuente: Dragados)	112
Figura 2.87. Sección tipo dique y cuenco amortiguador en Sant Feliu de Guixols (Fuente: Dragados).....	113
Figura 2.88. Sección tipo de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC).....	113

Figura 2.89. Ensayos 2D y 3D de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC).....	113
Figura 2.90. Medidas de caudales de rebase en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC)	114
Figura 2.91. Medidas de los coeficientes de reflexión en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC)	114
Figura 2.92. Medidas de las cargas horizontales de oleaje en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC).....	114
Figura 2.93. Dique de Ciudadela, Menorca (Monsó, 2010)	115
Figura 2.94. Canal de comunicación con el puerto nuevo en el puerto de Valencia con bloques Bara (Berenguer, 2007)	116
Figura 2.95. Alzado del muelle de Ribera I. Puerto de Carboneras (Almería, España)	116
Figura 2.96. Ventanas en el lado dársena del nuevo dique exento. Puerto de Almería. 2015 (Fuente: Dragados).....	117
Figura 2.97. Planta del cajón tipo. Muelle de Ribera en el puerto de Langosteira. La Coruña, 2016 (Fuente: Dragados y SATO).....	117
Figura 2.98. Fondeo de cajón de composite en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona y Carbures).....	118
Figura 2.99. Estado actual, prolongación muelle de cruceros en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona y Carbures).....	118
Figura 2.100. Cálculo de cargas y estructural de los cajones con material compuesto en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona Ingeniería, IH Cantabria).....	118
Figura 2.101. Coeficiente de arrastre (C_D) en función de Re en cilindros lisos sometidos a flujo constante (Chakrabarti, 1987).....	120
Figura 2.102. Coeficiente de arrastre (C_D) en función de Re en cilindros rugosos sometido a flujo constante (Chakrabarti, 1987)	120
Tabla 2.10. Valor del coeficiente de arrastre efectivo (C_e) en función Φ (Chakrabarti, 1987)	121
Figura 2.103. Esquema de la ecuación de Morison et al. (1950) para cilindros verticales (Chakrabarti, 2005)	122
Figura 4.1. Esquema conceptual del cajón objeto de estudio.....	135
Figura 4.2. Fabricación de cajones con dique flotante (Fuente: Dragados-Drace)	136
Figura 4.3. Vista en perspectiva del cajón objeto de estudio.....	137
Figura 5.1. Esquema general de los modelos ensayados (medidas en metros a escala del prototipo)	144
Figura 5.2. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm)	145
Figura 5.3. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm).....	145
Figura 5.4. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm).....	146
Figura 5.5. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)	147
Figura 5.6. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)	147
Figura 5.7. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)	148
Figura 5.8. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)	148

Figura 5.9. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)	148
Figura 5.10. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)	149
Figura 5.11. Máximas altura de ola que pueden ser generadas en las instalaciones de ensayo (Fuente: INHA).....	150
Figura 5.12. Fotografía de un medidor (sensor) de oleaje.....	152
Figura 5.13. Planta con la disposición de los sensores de oleaje y presión en el modelo	154
Figura 5.14. Ubicación de los sensores de presión en los cilindros centrales	154
Figura 5.15. Disposición de los sensores de oleaje respecto al nivel de agua en reposo (medidas en modelo)	156
Figura 5.16. Variación de C_d con el número de Reynolds (Shore Protection Manual, 1984)	170
Figura 5.17. Coeficiente de arrastre C_d en función de KC para valores constantes de Re ó β para cilindros lisos (Sarpkaya, 1976)	171
Figura 5.18. Coeficiente de inercia C_M en función de KC para valores constantes de Re ó β para cilindros lisos (Sarpkaya, 1976)	171
Figura 5.19. Coeficiente de arrastre C_d en función del número de Reynolds para KC=50 y diferentes valores de la rugosidad relativa (Sarpkaya, 1976)	172
Figura 6.1. Distribuciones de presiones sobre un paramento vertical en función del proceso de peraltamiento y rotura del oleaje (obtenido de Martín y Losada, 1995)	183
Figura 6.2. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=4,01 m. T= 8,5 s (Datos a escala de prototipo)	185
Figura 6.3. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=6,25 m. T= 7,5 s (Datos a escala de prototipo)	186
Figura 6.4. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=7,47 m. T= 10,0 s (Datos a escala de prototipo)	187
Figura 6.5. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=7,36 m. T= 8,5 s (Datos a escala de prototipo)	188
Figura 6.6. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=10,04 m. T= 11,5 s (Datos a escala de prototipo)	189
Figura 6.7. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=9,32 m. T= 9,5 s (Datos a escala de prototipo)	190
Figura 6.8. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=11,62 m. T= 12,5 s (Datos a escala de prototipo)	191
Figura 7.1. Comparación de tasas de rebase equivalentes con oleaje irregular, referidos a $R_c=$ +8,35 m	202
Figura 7.2. Comparación de máximas cargas horizontales totales (sentido positivo)	204
Figura 7.3. Comparación de máximas cargas horizontales totales (sentido negativo, hacia lado mar)	204
Figura 7.4. $F_{h-ve,max} / F_{h+ve,max}$ en función de H/h para el cajón objeto de estudio	205
Figura 7.5. $F_{h-ve,max} / F_{h+ve,max}$ en función de H_s/h para un dique vertical convencional (PROVERBS, Final Report. Vol I. 1998)	205
Figura 7.6. Comparación de las máximas tensiones transmitidas a la cimentación	208
Figura 7.7. Comparación de cargas horizontales entre cajón objeto de investigación y cajón convencional, en términos de H/h	210

Figura 7.8. Comparación de cargas horizontales entre cajones perforados y cajón convencional (Takahashi et al. 1991).....	210
Figura 7.9. Comparación de cargas horizontales entre cajones perforados y cajón objeto de investigación, en términos de B/L	211
Figura 7.10. Ajuste de la nueva formulación propuesta.....	213

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Relaciones entre H_n y H_s para una distribución de tipo Rayleigh	30
Tabla 2.2.a. Valores del coeficiente b de la ecuación de Franco et al. (1994) para diques verticales	38
Tabla 2.2.b. Coeficiente adimensional γ_β de Franco et al. (MAST III, 1993-98)	39
Tabla 2.2.c. Coeficiente adimensional γ_s de Franco et al. (MAST III, 1993-98)	39
Tabla 2.3. Coeficiente de reflexión típicos en diques verticales. Goda (1985).....	41
Tabla 2.4. Valores del número de Iribarren para distintos tipos de rotura de oleaje	45
Tabla 2.5. Cuadro resumen de algunos modelos de cálculo de cargas de oleaje sobre diques de paramento vertical	56
Tabla 2.6. Valores de α_T y β_T para distintos tipos de diques verticales porosos (Numata, 1976)	64
Tabla 2.7. Cuadro resumen de algunos de los trabajos de referencia en el estudio de cajones perforados	66
Tabla 2.8. Resultados del modelo de Tabet-Aoul y Belorgey (1998).....	94
Tabla 2.9. Parámetros adimensionales principales de aplicación a geometrías cilíndricas ..	119
Tabla 2.10. Valor del coeficiente de arrastre efectivo (C_e) en función Φ (Chakrabarti, 1987) ..	121
Tabla 2.11. Rango de variables de ensayos con oleaje regular (Fuente: Garrido y Medina, 2011)	126
Tabla 2.12. Rango de variables de ensayos con oleaje irregular (Fuente: Garrido y Medina, 2011)	126
Tabla 5.1. Definición geométrica general de los modelos ensayados	149
Tabla 5.2. Estados de mar objetivo. Fase 1	155
Tabla 5.3. Estados de mar objetivo. Fase 2	155
Tabla 5.4. Desviaciones de las alturas de ola de cada serie (H) respecto de las alturas de ola objetivo (H_{objetivo})	159
Tabla 5.5. Clasificación paramétrica de las condiciones de la campaña de ensayos	163
Tabla 6.1: Tasas de rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,50 m registradas con oleaje regular.....	179
Tabla 6.2: Tasas de rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,70 m registradas con oleaje regular.....	179
Tabla 6.3. Cargas máximas horizontales totales (+ve) $((F_1+F_2)_{\text{max}})$ registradas durante los ensayos	180

Tabla 6.4. Cargas máximas horizontales totales en sentido lado mar (-ve) $((F1+F2)_{\min})$ registradas durante los ensayos	181
Tabla 7.1. Rango de las variables durante los ensayos	199
Tabla 7.2. Rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,50 m. Registros con oleaje regular	200
Tabla 7.3. Rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,70 m. Registros con oleaje regular	200
Tabla 7.4. Reducción (%) de la máxima carga horizontal total sobre la estructura.....	204
Tabla 7.5. Reducción (%) de la máxima carga horizontal total negativa (sentido mar) sobre la estructura.....	204
Tabla 7.6. Comparación de tensiones transmitidas al cimiento. Paso cresta	207
Tabla 7.7. Comparación de tensiones transmitidas al cimiento. Paso seno	207
Tabla 7.8. Coeficientes a, b y c en función de la configuración de la viga superior en la pantalla delantera	212

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DE LA TESIS DOCTORAL

1.1.- Introducción

El empleo de la tipología de cajones perforados como alternativa a los diques verticales clásicos presenta un desarrollo de varias décadas. Sin embargo, su utilización en realizaciones concretas llevadas a la práctica es todavía relativamente reducida, aun cuando en los últimos años se han ejecutado algunos ejemplos reseñables, como los diques de Castellón, Algeciras y Beirut, entre otros. No obstante, este hecho contrasta con el empleo de estructuras antirreflejantes con cámaras interiores en la configuración de muelles situados en el interior de las dársenas, es decir, en aguas abrigadas. Para estas estructuras de atraque, estas tipologías sí que están bastante extendidas a nivel mundial, pudiendo encontrar un catálogo de casos suficientemente amplio.

Por otra parte, mientras que el empleo de cajones perforados en muelles está motivado por la búsqueda de la reducción del coeficiente de reflexión del paramento con objeto de conseguir menores niveles de agitación en el interior de la dársena, en el caso de los diques el objetivo puede ser diferente.

Así, en estos últimos casos, puede perseguirse una menor reflexión delante de la estructura para disminuir la agitación en el antepuerto con el fin de facilitar la maniobra de entrada de los buques. O bien puede perseguirse la reducción de la altura de ola resultante, combinación de la ola incidente y de la reflejada, con el objetivo de reducir las cargas de oleaje sobre la estructura o, incluso, las tasas de rebase.

La disminución de las cargas de oleaje puede ser necesaria en el caso en que las capacidades portantes del terreno sobre el que se asienta el dique sean deficientes, mientras que la disminución de las tasas de rebase por encima de la estructura responde a criterios de seguridad de los bienes defendidos y a fines funcionales y operativos de la actividad portuaria.

En este marco, existe una abundancia de estudios que relacionan la anchura de la cámara interior con el coeficiente de reflexión (C_R) delante de la estructura vertical perforada, siendo las conclusiones de todos ellos bastante concluyentes en cuanto a la relación óptima de anchura de cámara (B) en relación con la longitud de onda del oleaje incidente a pie de dique (L). Sin embargo, la variabilidad de C_R en función del periodo del oleaje (T) y, por tanto de L , complica el problema cuando se trata de conseguir un óptimo en condiciones de oleaje en régimen extremal.

De este modo, la aplicabilidad de cajones perforados para diques está también fuertemente condicionada por las capacidades de los medios y procedimientos constructivos usuales, lo que normalmente se traduce en una anchura de cámara máxima construible, condicionante que puede limitar la eficacia del dique perforado frente a oleajes de periodos elevados.

De esta manera, mientras que la eficacia de los cajones perforados es relativamente conocida en su empleo como muelles interiores, los estudios para diques son menos habituales y más específicos, pues son muy dependientes de la configuración particular de cada tipología: disposición de las aberturas en el paramento frontal, profundidad hasta la que se prolongan y número de cámaras interiores, por citar sólo algunas variables en cuanto a posibles configuraciones del cajón.

En este sentido, existen trabajos previos basados en los resultados obtenidos en ensayos físicos a escala reducida en laboratorio, así como campañas más o menos largas de registros en campo para

diques ya construidos, y también resultados obtenidos en investigaciones con modelos numéricos y con redes neuronales.

1.2.- Objetivos

En este marco, la presente investigación analiza el comportamiento hidrodinámico de una tipología de cajones perforados novedosa y muy particular, pues está basado en el empleo de geometrías cilíndricas verticales para configurar las pantallas delantera y trasera entre las que se conforma la cámara interior disipativa.

En particular, los objetivos perseguidos quedan descritos del siguiente modo:

a) Planteamiento de una nueva tipología de cajón perforado susceptible de presentar ciertas ventajas para su empleo en diques.

En particular, esta nueva tipología se concibe para conseguir una sustancial reducción de las cargas de oleaje, de manera que pudiera representar una alternativa a los diques verticales clásicos en localizaciones con terrenos de escasa capacidad portante. Igualmente puede ser de aplicación en aquellos casos en que se busque una disminución en la cota de coronación del dique, o bien, simplemente, una reducción en los volúmenes de materiales necesarios para su fabricación.

b) Caracterización del comportamiento hidrodinámico de la tipología objeto de estudio, mediante un análisis comparativo con un dique vertical clásico de paramento plano continuo.

Cabe decir que en la revisión de la literatura existente no se han encontrado investigaciones sobre tipologías de cajones perforados similares a la que aquí se plantea y que, por tanto, conviene evaluar la reducción proporcional de cargas horizontales y la posible disminución de la cota de coronación en relación con un dique vertical clásico. De esta manera, será posible contrastar la eficacia de la tipología propuesta.

Una vez cuantificados estos aspectos, y antes de abordar los siguientes objetivos, deben llevarse a cabo algunas consideraciones que esclarezcan, al menos desde un punto de vista aproximado, algunas otras cuestiones de cierta importancia para evaluar la viabilidad de esta nueva tipología. Así, se llevará a cabo un análisis para conocer cómo dicha reducción de cargas de oleaje se traduce en una eventual mejora del comportamiento del monolito frente a modos de fallo geotécnicos. Este análisis se concretará mediante una estimación aproximada de las tensiones máximas transmitidas a la banqueta y en una evaluación de su resistencia frente a deslizamiento.

Estos pasos intermedios no se consideran centrales en los trabajos de investigación de la Tesis, pero sí necesarios de cara a validar de una manera inicial la viabilidad práctica de esta tipología.

c) Desarrollo de una formulación original y de aplicación sencilla, basada en el empleo de variables paramétricas descriptivas de la configuración geométrica de la estructura y del fenómeno ondulatorio, que estime las cargas horizontales totales de oleaje.

El desarrollo de formulaciones para la estimación de cargas de oleaje sobre diques perforados ha presentado diversos enfoques.

Se pretende, como objetivo central de esta investigación, la obtención de una expresión que, basada en los resultados registrados en una serie de ensayos en modelo físico, pueda servir de herramienta de prediseño para casos concretos en donde se pretenda plantear la nueva tipología objeto de estudio u otras similares basadas en ésta.

d) Identificación de otros aspectos relevantes en la aplicabilidad de la nueva formulación.

Además de los objetivos anteriores, se plantean otros necesarios que pueden resumirse en la identificación de:

- Posibles nuevas líneas de investigación futuras, en condiciones de ensayo diferentes de las aquí asumidas.
- Posibles efectos de escala en que pueden incurrirse en los estudios basados en ensayos físicos a escala reducida para esta tipología.
- Aspectos constructivos que pueden tener influencia en su viabilidad y que pudieran dar lugar a adaptaciones al diseño estudiado. En efecto, la tipología planteada lo es desde un punto de vista conceptual pero puede no serlo desde un punto de vista constructivo. Se entiende que las modificaciones que puedan adoptarse en cada proyecto específico con ese fin, conllevarán los correspondientes ajustes a la formulación obtenida. En ese sentido, el estudio de la sensibilidad de los parámetros de ajuste en función de las diferentes configuraciones de algún elemento estructural principal, puede servir como punto de partida de futuras adaptaciones de la fórmula para otros casos.

1.3.- Estructura del documento

Sobre la base de los objetivos anteriores, se describe la forma en que se ha estructurado este documento.

En el Capítulo 2 se ha llevado a cabo una revisión de la literatura especializada al respecto de diques conformados a partir de cajones perforados, poniendo de relieve los aspectos que se consideran más importantes en la caracterización de su comportamiento funcional, así como las formulaciones y modelos de estimación de cargas. Para ello se parte inicialmente de la presentación de una serie de conceptos básicos de la mecánica de ondas hasta llegar a la expresión de la energía del oleaje como magnitud promediada derivable de la teoría lineal.

A continuación, se repasan también aquellas magnitudes que definen el comportamiento funcional de los diques. Por su parte, al no ser objeto central de esta Tesis pero sí un punto de partida necesario, se ha incluido un breve repaso a modo de cuadro resumen de los modelos más importantes de estimación de cargas de oleaje sobre diques verticales. Estos modelos se encuentran algo más desarrollados en el Apéndice 2.

También en el Capítulo 2 se hace una breve reseña de aquellos estudios de cajones perforados para su empleo en diques verticales que pudieran tener alguna relación significativa con el objeto y metodología de esta investigación. Se relacionan también varios ejemplos de aplicaciones prácticas de este tipo de diques, algunos materializados en la realidad y otros representativos de ejemplos conceptuales.

Igualmente, y en aquellos casos que se consideran más significativos, se ha incluido una breve descripción de las campañas de ensayos en modelo físico sobre las que se basan dichas líneas de investigación de referencia.

Este capítulo termina con unas conclusiones sobre las diversas aproximaciones al problema que han sido detectados de esta revisión, así como sobre el estado actual general del conocimiento en aquellos aspectos directamente relacionados con los objetivos de la Tesis.

A partir de las conclusiones del Capítulo 2, en el Capítulo 3 se resume la metodología general adoptada en esta la investigación.

A continuación (Capítulo 4), se procede a la descripción de la nueva tipología objeto de estudio, detallando aquellos aspectos del diseño que tienen similitudes con otras soluciones existentes, así como remarcando las diferencias y singularidades que la distinguen. También se realiza una primera aproximación conceptual a aquellos aspectos funcionales de la estructura que son esperables a priori, a la vista de la información revisada con anterioridad. Así, por ejemplo, se concreta cómo se pretende afrontar la problemática, proponiendo de manera tentativa aquellas formulaciones o modelos estimativos que le pueden ser de aplicación; igualmente se justifican las características necesarias de la campaña de ensayos en modelo físico que deben adoptarse para conseguir los objetivos previstos.

En el Capítulo 5 se describe la serie de ensayos en modelo físico para la obtención de los datos objeto de análisis, incluyendo los siguientes puntos:

- Selección y descripción de las instalaciones de ensayo.
- Escala de trabajo adoptada.
- Características de los modelos físicos a ensayar.
- Justificación de las condiciones de clima marítimo adoptadas.
- Caracterización paramétrica de las condiciones de oleaje a ensayar. Encuadre en los esquemas existentes de clasificación de la naturaleza de las cargas.
- Calibración de las condiciones de oleaje y de su sistema generador.
- Definición de los parámetros a medir u observar.
- Selección y descripción de la instrumentación utilizada para la obtención de los resultados correspondientes a cada una de las variables de estudio.

Tras la calibración y preparación de la instrumentación utilizada con tal fin, se ha procedido a la ejecución de los ensayos en modelo físico.

En este Capítulo se ha considerado necesario realizar un análisis más detallado de identificación de los posibles efectos de escala que puedan ser relevantes en la interpretación de los resultados, sobre la base de la escala adoptada para los ensayos.

A continuación, en el Capítulo 6, se incluyen a modo de tablas-resumen los resultados principales de los ensayos, en particular los de rebase y los de fuerzas. Los resultados completos (tablas y gráficos) son incluidos en el Apéndice 4 al final de la Tesis.

Los resultados en el Capítulo 6 tratan de presentarse de manera resumida y ordenada, remarcando aquéllos que pueden ser más significativos en su tratamiento posterior de cara a conseguir los objetivos marcados inicialmente.

El tratamiento en sí de los datos se lleva a cabo íntegramente en el Capítulo 7, el cual parte de una comparación de los registros de cargas máximas registradas respecto a las esperables en un dique vertical convencional, evaluando la reducción resultante. A continuación, se desarrolla la nueva formulación de estimación de cargas totales sobre la estructura y se muestra el ajuste obtenido en base a los resultados registrados durante los ensayos. Así mismo, se identifican las condiciones particulares en que ha tenido lugar la serie de ensayos y que marcan los rangos de aplicabilidad de la nueva expresión.

Todo lo anterior sirve de base para la presentación, en el Capítulo 8, de las conclusiones más significativas del trabajo llevado a cabo en esta Tesis, remarcando aquéllas que suponen alguna aportación al estado del arte existente. También en este Capítulo se identifican las posibles futuras líneas de investigación en las que se podría profundizar para un mejor conocimiento de los procesos involucrados en el sistema, así como para poder asegurar la aplicabilidad de la nueva formulación frente a condiciones que se encuentren fuera de los rangos adoptados en este estudio.

El Capítulo 9 se dedica a la presentación de las Referencias Bibliográficas empleadas.

Como Apéndices a la presente Tesis, se adjuntan los siguientes. Los Índices de Calidad y difusión obtenida en el marco de la investigación se acreditan en el Apéndice 1.

En el Apéndice 2, como ya se ha mencionado, se resumen algunos modelos de estimación de cargas de oleaje sobre diques verticales de paramento plano continuo.

El Apéndice 3 incluye una serie de consideraciones constructivas de interés desde un punto de vista práctico, de manera que se mencionan posibles adaptaciones de la configuración del cajón a los procesos constructivos habituales con la técnica de deslizado en dique flotante. Estas adaptaciones pueden alterar de algún modo el comportamiento hidráulico del cajón, por lo que se proponen posibles enfoques a adoptar en investigaciones futuras al respecto.

En el Apéndice 4 se presentan los resultados completos, tablas y gráficos, de los registros de los ensayos para las diferentes series.

Finalmente el Apéndice 5 incluye el correspondiente reportaje fotográfico de los ensayos y en el Apéndice 6 se adjuntan dos vídeos de la ejecución de sendos ensayos representativos.

CAPÍTULO 2. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

2.1.- Introducción

El análisis de estructuras de gravedad tipo cajón perforado en diques verticales o en muelles viene asociado a las incertidumbres ante los fenómenos que caracterizan el comportamiento del flujo de energía: reflexión, transmisión y absorción/disipación en la propia estructura. Por lo general, el objetivo de estas tipologías es la laminación de dichas componentes de la onda incidente, persiguiendo la disminución del coeficiente de reflexión, de las tasas de rebase o de las fuerzas máximas que actúan sobre la estructura mediante el desfase temporal en la aplicación de las cargas de oleaje y en la disipación turbulenta que se produce en el interior de la cámara. Con la disminución de la reflexión se busca mejorar las condiciones de operatividad del antepuerto o de la dársena. Asegurar unas tasas de rebase máximas está relacionado con la funcionalidad y operatividad que se le exige a la estructura. Y, finalmente, con la reducción de las cargas se persigue la viabilidad del uso de estas estructuras en localizaciones concretas, con unas condiciones geotécnicas específicas y a un coste razonable.

La tipología de cajón objeto de la presente investigación, basada en el empleo de geometrías cilíndricas y una cámara disipadora interior, presenta algunas particularidades que la diferencian respecto a otros tipos de cajones perforados de uso más extendido, mientras que comparte con ellos otras características.

En este Capítulo se pretende realizar una revisión de estudios y líneas de investigación que están disponibles en la literatura científica y técnica en relación con esta tipología de estructura marítima. Como resultado de esta revisión se elaborará una clasificación general de las diferentes aproximaciones que se han encontrado en cuanto a la caracterización de su comportamiento en su empleo como diques de abrigo. La citada clasificación facilitará la comparación de los aspectos particulares de la presente investigación con las llevadas a cabo por otros autores para otros tipos de cajones perforados.

Partiendo de las anteriores ideas, esta revisión se inicia con una breve descripción de algunos conceptos generales de la mecánica de ondas y de la teoría lineal, lo cual sirve de base para la presentación posterior de algunas formulaciones y modelos de cálculo que estiman las cargas de oleaje sobre diques verticales, tanto con paramento continuo como con paramento perforado. Así, se presentan inicialmente las ecuaciones que estructuran la mecánica de ondas, hasta llegar a aquellas expresiones que, sobre la base del potencial de flujo, van definiendo sucesivamente el campo de velocidades y de aceleraciones para la posterior definición del campo de presiones. Posteriormente se prosigue con el desarrollo teórico hasta llegar a la definición de los conceptos de energía del frente de oleaje, como suma de las energías cinética y potencial.

Por otra parte, y a pesar de que la campaña de ensayos objeto de la presente Tesis se ha llevado a cabo con oleaje regular, también se realiza una breve presentación de algunos conceptos fundamentales del oleaje irregular, los cuales serán empleados más adelante en un doble sentido: por una parte, algunas de las formulaciones más extendidas se basan en series de ensayos en modelo físico reducido con oleaje irregular, y algunas de sus variables de entrada tienen en cuenta este hecho; por otra parte, el rebase sobre diques verticales está íntimamente relacionado con el carácter discontinuo e irregular del oleaje tal como se presenta en la naturaleza. Ante esta situación es necesario establecer unas hipótesis de equivalencia que permitan la comparación de los resultados obtenidos aquí con los que resultan de la aplicación de otros modelos basados en oleajes irregulares.

A continuación se presentan algunos conceptos clave para el entendimiento del comportamiento funcional de la tipología de dique vertical, tratando de establecer las bases que permitan, en sucesivos capítulos, realizar una adecuada clasificación y caracterización del tipo de dique objeto de esta Tesis así como de la naturaleza de las cargas que le solicitan. Para ello, se plantea este problema desde un triple punto de vista: una descripción del comportamiento funcional de estos diques; una breve presentación de algunos de los modelos de rotura del oleaje que permitan un mejor entendimiento de la naturaleza de las cargas de oleaje en cada caso; y una breve descripción, a modo de ejemplo, de los parámetros geométricos habituales en la descripción simplificada de la tipología de dique vertical.

Posteriormente, se realiza una breve revisión histórica de las formulaciones más empleadas para la estimación de cargas de oleaje sobre diques verticales, si bien este contenido se desarrolla en detalle en el Apéndice 2. Para ello se ha tratado de respetar un cierto orden cronológico en la aparición de estos modelos, de manera que se disponga de una visión suficientemente clara de la introducción sucesiva de algunos conceptos y del perfeccionamiento y sofisticación a las que han sido objeto las primeras formulaciones que trataron de dar respuesta al problema. Dos aspectos se explicitan de manera particular por considerarse de especial relevancia: el tratamiento de las cargas de impacto y la estimación de las cargas verticales de subpresión.

El siguiente paso consiste en la particularización de la subtipología de dique vertical perforado, el cual ha venido siendo tratado con cierta profusión las últimas décadas bajo cualquiera de sus denominaciones: cajones perforados, cajones anti-reflejantes o cajones disipativos, por poner algunos ejemplos. Resulta necesario realizar una primera descripción de los modelos más representativos que caracterizan su comportamiento funcional para, a continuación, hacer una revisión de las formulaciones más extendidas con objeto de comprobar aquellas variables que suelen ser tenidas en cuenta.

A este respecto resulta relevante el hecho de que gran parte de las formulaciones y modelos existentes se basan en la caracterización geométrica del cajón que asegura un mínimo en el coeficiente de reflexión, como variable de medida directamente relacionada con la sobreelevación del frente de oleaje delante del dique y, por lo tanto, con las leyes de presiones asociadas. Resulta, pues, claro que hay una gran variedad de formulaciones que caracterizan de manera fiable el coeficiente de reflexión delante de la estructura. Sin embargo, en una mayoría de estos modelos de cálculo, la estimación de las cargas de oleaje se trata sólo como un aspecto derivado de aquél o bien no se trata.

La disminución del coeficiente de reflexión –y de la sobreelevación de la lámina de agua delante del dique- conlleva unas menores tasas de rebase, por lo que esta tipología es empleada en muchas ocasiones para reducir la cota de coronación del espaldón necesaria en función de los bienes defendidos, frente a soluciones de diques verticales convencionales.

De lo anterior puede deducirse que el empleo de cajones perforados en diques no siempre viene motivado por la búsqueda de unas menores cargas de oleaje. Su empleo puede ser debido a causas funcionales o incluso estéticas, circunstancia que subyace en el diferente enfoque que los distintos autores han dado a sus estudios sobre el tema y a los modelos de cálculo resultantes.

En relación con las consideraciones anteriores, debe ser tenido en cuenta también la profusión de tipologías antirreflejantes empleadas en diversos muelles, con piezas tipo “bloque” o similar, con multitud de configuraciones y patentes. En estos casos es claro que el objeto es la reducción de las reflexiones y de la agitación en la dársena. Si bien estas soluciones son aplicables a muelles, en este capítulo también se describen muy brevemente diversas soluciones de este tipo, pues algunas de ellas pueden ser aplicables a diques. Sin embargo, es imprescindible tener un conocimiento previo de la razón de ser de estas soluciones y debe reflexionarse sobre la consideración de algunas de ellas como estructuras de gravedad y sobre la fiabilidad de su trabazón a largo plazo cuando tienen que hacer

frente a oleajes importantes. Por esta razón, y aunque no sea objeto de esta Tesis, se llama la atención sobre la necesidad del análisis de la viabilidad de un número representativo de soluciones antirreflejantes, con sus correspondientes patentes, en su aplicación a diques sometidos a elevadas cargas dinámicas, de la introducción del criterio constructivo y de mantenimiento, así como del rango de validez de las formulaciones existentes, con una clara distinción en los criterios funcionales exigidos tanto en regímenes medios como en extremos.

Una vez presentado el estado del arte en este tipo de cajones, a continuación se hace una muy breve descripción de las formulaciones aplicables a geometrías cilíndricas. Debe tenerse en cuenta que la configuración del cajón estudiado - con pared trasera continua y con cámara disipativa interior donde se produce una importante pérdida de energía del oleaje incidente por turbulencia - altera muy significativamente la aplicación directa de estas expresiones, fundamentalmente la de Morison de 1950 sobre cilindros aislados, así como en los sucesivos trabajos sobre cilindros en línea. Razón por la cual este análisis se limita a la presentación de la ecuación de Morison y sus rangos de aplicación, fuera de los cuales deben emplearse modelos de difracción, así como a la descripción de las variables adimensionales cuyo tratamiento posterior es necesario para la evaluación de los efectos de escala y de todos aquellos fenómenos que pueden afectar a la validez de la extrapolación de resultados modelo-prototipo.

Finalmente, este capítulo concluye con un resumen y conclusiones sobre el estado del conocimiento actual, incidiendo en aquellos aspectos que pueden ser de interés a la vista de los objetivos de esta investigación.

2.2.- Breve descripción del oleaje mediante la mecánica de ondas y la teoría lineal. Descripción del oleaje irregular

2.2.1.- Mecánica de ondas y teoría lineal de ondas

Debido al objeto de esta Tesis, la descripción que a continuación se desarrolla se limita a los oleajes de viento y de fondo, con rangos de periodos de oleaje desde los pocos segundos hasta los 30 segundos aproximadamente; en cuanto a la energía asociada a las ondas, se tratan únicamente las ondas controladas principalmente por fuerzas gravitatorias y generadas por viento.

La mecánica de ondas distingue dos tipos de oscilaciones: las ondas progresivas - se propagan en una dirección manteniendo su forma en una profundidad constante - y las ondas estacionarias - no se propagan. Al desplazamiento vertical de la superficie del fluido con respecto a un nivel medio de referencia del mar NMM, se le denomina desplazamiento de la superficie libre, η . Mientras que a su vez existe una sobreelevación del NMM respecto al nivel en reposo, NMR; debido al propio oleaje (Figura 2.1).

De esta manera pueden definirse los conceptos básicos de:

- periodo de la onda (T): tiempo que transcurre hasta que se observa un punto idéntico de la superficie libre
- longitud de la onda (L): distancia horizontal más corta entre dos puntos idénticos sucesivos de la superficie libre

- cresta, seno y los puntos de paso por cero
- altura de onda (H): distancia vertical total entre la cresta y el seno de la onda
- amplitud de la cresta (A_c): distancia vertical máxima entre el nivel en reposo y la cresta
- Amplitud del seno (A_s), análogo al anterior para el seno de la onda

Por lo tanto $H = A_c + A_s$.

Figura 2.1. Definición de parámetros asociados a la onda (Elaboración propia)

Si no existe rotura, las ondas son, en general, simétricas respecto a un eje vertical, pero no tienen por qué serlo respecto al nivel en reposo, por lo que $A_c \neq A_s$.

A_s , A_c y A se definen en relación con el nivel en reposo de la lámina de agua en ausencia de oleaje. A la distancia entre el fondo y el NMR se le denomina calado h . En presencia de ondas o de una corriente la referencia es el nivel medio NMM que generalmente no coincide con el nivel en reposo.

Si se asume como simplificación la teoría lineal de ondas, existe un eje horizontal de simetría que es el nivel en reposo, cumpliéndose $A_c = A_s = A$ y, por tanto, $H = 2A$, denominándose A simplemente como amplitud. En adelante esta simplificación se considera aceptable al objeto de esta Tesis.

Por otra parte se define el número de onda k como:

$$k(m^{-1}) = \frac{2\pi}{L} \quad \text{ec (2.1)}$$

Y la frecuencia angular ω como:

$$\omega(s^{-1}) = \frac{2\pi}{T} \quad \text{ec (2.2)}$$

En adelante se toma un sistema de referencia (x , y , z) tal que el eje x define la dirección de propagación, el eje z tiene su origen en el nivel en reposo y se considera positivo por encima de dicho nivel. Por lo tanto la onda progresa en el sentido positivo del eje x .

Se determina la velocidad a la que se propagan las ondas en el fluido (celeridad o velocidad de fase) como:

$$c(m/s) = \frac{L}{T} = \frac{\omega}{k} \quad \text{ec (2.3)}$$

Conocido c es posible definir la cinemática de las partículas (velocidades, aceleraciones y desplazamientos), para poder determinar el campo de presiones bajo el paso de las ondas.

En este punto conviene aclarar en el alcance de esta investigación no están tratados los efectos de propagación ni incidencia oblicua sobre la directriz de la estructura, en este caso del dique vertical, por lo que se puede simplificar el problema adoptando un dominio bidimensional.

A partir de los parámetros anteriores, la superficie libre de una onda estacionaria se expresa como:

$$\eta(x, t) = A \cdot \cos(kx) \cdot \cos(\omega t) \quad \text{ec (2.4)}$$

La cual oscila verticalmente entre puntos fijos llamados nodos. Por lo tanto la ecuación anterior puede por tanto escribirse también como:

$$\eta_i = \frac{1}{2} H_i \cdot \sin(\omega t - kx) \quad \text{ec. (2.4).bis}$$

Mientras que la expresión correspondiente para las ondas progresivas es:

$$\eta(x, t) = A \cdot \cos(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.5)}$$

Parámetros adimensionales

Cualquier teoría de ondas puede ser caracterizada por los siguientes parámetros adimensionales:

- Profundidad relativa: $\mu = h/L$ (ó kh), que mide la afección del fondo a la propagación de la onda, denominándose en ocasiones como dispersividad
- Peralte de la onda: $\varepsilon = H/L$ (ó kA ó kH)
- Altura relativa de onda: $\delta = H/h$ (ó A/h), que es un indicador de la linealidad o no linealidad de la onda

Sólo dos de estos parámetros son independientes (cualquiera de ellos puede ser expresado en función de los otros dos), por lo que en ocasiones también se emplean estos parámetros:

$$\frac{H}{gT^2} \quad \text{y} \quad \frac{h}{gT^2}$$

Las ecuaciones del movimiento se pueden simplificar notablemente para algunos de los valores de estos parámetros adimensionales, los cuales además permiten definir el dominio en el que se encuentra una onda. Así, si H es pequeña con respecto a L ó h , al movimiento resultante se le denomina de pequeña amplitud y es de aplicación la teoría lineal. Por el contrario, si H/L ó H/h son grandes, las ondas deben ser descritas mediante teorías no lineales.

Así, dependiendo del valor de la profundidad relativa h/L , las ondas se clasifican en:

Profundidades indefinidas: $1/2 < h/L$ ó también: $kh > \pi$

Profundidades intermedias: $1/25 < h/L < 1/2$ ó también: $\pi/10 < kh < \pi$

Profundidades reducidas: $h/L < 1/25$ ó también $kh < \pi/10$

También es posible definir un parámetro adimensional único que incluya estas tres magnitudes y que pueda ser utilizado para clasificar los diferentes tipos de movimientos. Este parámetro es conocido como el número de Ursell (U_r), que es una relación entre la no linealidad de la onda (δ) y su profundidad relativa o dispersividad (μ):

$$U_r = H \frac{L^2}{h^3} = \frac{\delta}{\mu^2} \quad \text{ec. (2.6)}$$

El número de Ursell sirve para definir el régimen al que corresponden las ondas y, por tanto, la teoría más adecuada en cada caso. Otras expresiones de este mismo parámetro son:

$$U_r = \frac{H}{k^2 d^3} = \frac{1}{4\pi^2} \frac{H/L}{\mu^3} \quad \text{ec. (2.7)}$$

Regímenes y teorías de ondas

En función del valor de los parámetros adimensionales se definen dos regímenes diferenciados: el régimen de Stokes y el régimen de onda larga; a cada uno de los cuales le corresponde un conjunto de ecuaciones y soluciones distintas.

El régimen de Stokes corresponde a problemas en los que h/L no es muy pequeño, correspondiéndose con profundidades indefinidas e intermedias. Mientras que el régimen de onda larga considera el caso en que $h/L \ll 1$ y, por tanto, se corresponde con profundidades reducidas.

Dentro de cada uno de estos regímenes pueden hacerse nuevas divisiones de acuerdo a los otros parámetros definidos anteriormente: ε , δ , μ .

Así, en el régimen de Stokes, si las ondas son de pequeña amplitud, es decir $H/h \ll 1$ ó $H/L \ll 1$, la teoría correspondiente es la teoría lineal de ondas, teoría de ondas de pequeña amplitud (*small waves*), teoría de Airy o teoría de Stokes de primer orden, donde todos los nombres corresponden a la misma teoría. Esta teoría es la más simple de todas y de gran aplicación.

A medida que el valor de H/L aumenta, aumenta también el carácter no lineal de la onda y, dentro del régimen de Stokes, deben emplearse otras teorías de órdenes superiores (Stokes II, Stokes III y superiores), lo que significa que a la solución obtenida mediante la teoría lineal, o primer orden, se le corrige añadiéndole nuevos términos.

Las condiciones en que se llevan a cabo los ensayos de esta Tesis corresponden con los de la teoría lineal, cuyo enfoque conceptual se desarrolla brevemente a continuación, quedando fuera las condiciones de onda larga.

Ecuaciones de gobierno y condiciones de contorno

La modelización matemática de las ondas requiere la formulación de una ecuación de gobierno y sus condiciones de contorno.

Las ecuaciones que gobiernan el problema son las ecuaciones de conservación, generalmente de conservación de la masa, cantidad de movimiento (Navier-Stokes) y energía. Dado que la resolución de

estas ecuaciones suele ser difícil, suelen adoptarse hipótesis simplificadoras a fin de obtener soluciones analíticas relativamente sencillas.

Utilizando la teoría lineal de ondas, la contribución de los términos no lineales a la solución se considera despreciable. Esto es debido a que el problema puede ser adimensionalizado de tal forma que los términos no lineales se ven afectados por parámetros adimensionales que son muy pequeños. De esta manera, la solución del problema, aplicando dicha teoría lineal, se corresponde con el primer orden de aproximación, mientras que los efectos no lineales no son más que pequeñas correcciones a dicha solución. No obstante, existen varios casos en los que estas correcciones deben ser consideradas.

Para establecer las diferentes teorías de ondas, el movimiento del fluido se suele estudiar desde el punto de vista euleriano, es decir, especificando la velocidad y la presión en cada punto del dominio fluido. Adoptando un sistema de referencia estacionario (x, y, z) , tanto el campo de velocidades definido en función del vector velocidad (u, v, w) , como la presión p son funciones de las variables independientes (x, y, z, t) .

Las ecuaciones que gobiernan el movimiento son la ecuación de conservación de la masa y la conservación de la cantidad de movimiento. Por otra parte asumimos, a efectos de esta Tesis, que la única fuerza externa actuante es la gravedad.

La incompresibilidad del fluido permite sustituir la ecuación de conservación de la masa por la ecuación de continuidad tal que:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{ec (2.8)}$$

Los problemas de ondas que en este caso queremos estudiar, corresponden generalmente a regímenes para los que el valor del número de Reynolds es muy elevado, $Re \gg 1$. En este tipo de problema los efectos viscosos quedan confinados exclusivamente a una zona cercana a los contornos de las superficies sólidas y que recibe el nombre de *capa límite*.

Asumiendo que la zona de aplicación se encuentra lejos de esa capa límite y que el fluido es no viscoso, y despreciando los efectos de la tensión superficial, las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento se convierten en las ecuaciones de Euler.

$$\begin{aligned} \frac{Du}{Dt} &= \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{Dv}{Dt} &= \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} \\ \frac{Dw}{Dt} &= \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \end{aligned} \quad \text{ec (2.9)}$$

En estos casos, al no considerar los efectos viscosos, no existen esfuerzos tangenciales sino exclusivamente fuerzas normales, presiones y fuerzas de volumen inducidas por la aceleración de la gravedad. Así, las cuatro incógnitas en estas ecuaciones son u , v , w y p , por lo que el flujo del fluido puede quedar definido por medio de estas ecuaciones de Euler conjuntamente con la ecuación de la continuidad, ec (2.8), y las condiciones de contorno correspondientes.

Sin embargo, incluso para casos simples, la resolución de estas ecuaciones es complicada. Por ello, bajo ciertas hipótesis adicionales, se puede definir las cuatro variables implicadas en el problema mediante una función escalar Φ , llamada potencial de velocidades. En ese caso, el problema se puede reducir a una ecuación de gobierno única derivada a partir de la ecuación de la continuidad y sus correspondientes condiciones de contorno.

Potencial de velocidades. Ecuación de Laplace

Se dice que un flujo es rotacional cuando las partículas del fluido, además de experimentar translación y deformación, rotan.

En un fluido en el que no se producen esfuerzos tangenciales no es posible inducir la rotación de las partículas; por ello, para un fluido no viscoso, las partículas que no rotan se mantienen sin rotación y el flujo se llama irrotacional.

Definiéndose la vorticidad $\vec{\omega}$ como el rotacional del vector velocidad $\vec{u}$, es decir:

$$\vec{\omega} = \nabla \times \vec{u}$$

Por tanto, si el flujo es irrotacional :

$$\vec{\omega} = \nabla \times \vec{u} = \vec{0} \quad \text{ec (2.10)}$$

Y definiendo el potencial de velocidades $\Phi(x,y,z,t)$ tal que:

$$\vec{u} = -\nabla \cdot \Phi \quad \text{ec (2.11)}$$

Sustituyendo la ec. (2.11) en la ecuación de la continuidad, ec. (2.8), se obtiene la ecuación de Laplace:

$$\nabla^2 \Phi = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{ec (2.12)}$$

El empleo de esta ecuación como ecuación de gobierno presenta dos ventajas: es lineal en la variable dependiente Φ y todas las condiciones de contorno necesarias para el problema pueden definirse en función de este potencial de velocidades dado que las variables (u , v , w) pueden expresarse en función del mismo.

Como el problema se ve reducido a dos incógnitas Φ y p , es necesario obtener una ecuación adicional, la cual se obtiene integrando las ecuaciones de Euler y utilizando las expresiones del campo de velocidades. Operando e integrando se llega a la ecuación de Bernoulli para un flujo no estacionario e irrotacional:

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} + gz = C(t) \quad \text{ec (2.13)}$$

El término $C(t)$ es conocido como constante de Bernoulli (aunque en realidad depende del tiempo) y, al ser independiente del espacio, su valor es el mismo en todo el dominio fluido. Por lo que, conocido el potencial de velocidades en dos puntos y su elevación, es posible conocer la diferencia de presiones.

Por tanto, la resolución del potencial de las ondas se basa en la resolución de la ecuación de Laplace para obtener Φ , y obtener el campo de velocidades a partir de dicha función. A continuación, sustituyendo el potencial obtenido en la ecuación de Bernoulli se obtiene el campo de presiones.

Condiciones de contorno

La ecuación de Laplace precisa la definición de ciertas condiciones en los contornos que limitan el dominio estudiado. Dado que la ecuación es de segundo orden será necesario formular dos condiciones de contorno para cada variable. En dichos contornos se deben cumplir las condiciones cinemáticas, es decir, las velocidades del fluido deben seguir el movimiento del contorno. Las condiciones cinemáticas suelen formularse en función del campo de velocidades y suelen ser del tipo: $F(x, y, z, t) = 0$, indicando la no existencia de flujo a través del contorno.

Sin embargo, aquellos contornos que estén formados por superficies libres son deformables frente a la acción de fuerzas, por lo que es necesario establecer condiciones de contorno que describan la distribución de presiones en él, que son las denominadas condiciones dinámicas de contorno.

Así, el problema de la propagación de una onda en dos dimensiones sobre un fondo horizontal impermeable definido por $z = -h$ requiere cuatro condiciones de contorno: dos en dos valores distintos de x (por ejemplo, $x = 0$ y $x = L$), una en el fondo $z = -h$ y otra en la superficie libre $z = \eta$. Es decir, es preciso definir cuatro condiciones cinemáticas de contorno. Sin embargo, la posición en el contorno $z = \eta$ no es conocida a priori al tratarse de una superficie libre, por lo que debe añadirse una condición de contorno adicional, en este caso dinámica, que establezca la distribución de la presión en la superficie del agua.

Figura 2.2. Esquema de las condiciones de contorno (Elaboración propia)

En las condiciones de propagación bidimensional definidas anteriormente, la condición de superficie libre puede definirse como $F(x, y, z, t) = z - \eta(x, y, t) = 0$, llegándose a la siguiente expresión general de la condición de contorno:

$$w = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad \text{en } z = \eta(x, y, t) \quad \text{ec (2.14)}$$

Además, esta condición dinámica puede formularse en función de las fuerzas actuantes o del campo de velocidades y expresar el balance dinámico en la interfase entre el agua y el aire. Despreciando la tensión superficial y para un fluido no viscoso la condición dinámica de superficie libre se expresa como

$$p=p_a \text{ en } z=\eta \quad \text{ec (2.15)}$$

donde p es la presión en el fluido y p_a la presión atmosférica; por lo general se trabaja con el exceso de presión respecto a la presión atmosférica, por lo que $p_a = 0$.

Para el caso de flujo irrotacional, se puede hacer uso de la ecuación de Bernoulli tal que la condición dinámica en la superficie libre se expresa como

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p_a}{\rho} + gz = C(t) \quad \text{en } z=\eta \quad \text{ec (2.16)}$$

La constante de Bernoulli, $C(t)$, puede ser integrada dentro del potencial de velocidades Φ con lo que el término a la derecha pasaría a ser cero.

También es necesario incluir condiciones adicionales en valores específicos de x con el fin de completar las condiciones necesarias. Así, si el dominio del fluido es infinito ($-\infty < x < \infty$) la condición a imponer es:

$$\phi(x+L, y, z, t) = \phi(x, y, z, t) \quad \text{ec (2.17)}$$

Es decir, mismo potencial de velocidades en puntos análogos respecto de su posición en dos ondas (periodicidad espacial). Igualmente, como la función Φ es función de t , se requieren soluciones periódicas con un periodo T , condición de periodicidad temporal:

$$\phi(x, y, z, t) = \phi(x, y, z, t+T) \quad \text{ec (2.18)}$$

Como puede observarse la resolución de estas ecuaciones presenta dos problemas fundamentales:

- Las condiciones de contorno están planteadas en la superficie libre η que es una de las incógnitas del problema.
- Estas condiciones de contorno son no lineales.

Por ello, su resolución requiere la búsqueda de soluciones aproximadas para obtener ecuaciones más simples que tengan soluciones analíticas o bien el uso de métodos numéricos.

Discusión sobre las hipótesis asumidas para resolver el problema de las ondas. Base teórica para la discusión de los efectos de escala en ensayos físicos

Hasta ahora, se ha formulado el problema asumiendo que el fluido es no viscoso.

El número de Reynolds (Re) representa la relación entre fuerzas inerciales y viscosas. Por lo tanto, los efectos de la viscosidad son más pronunciados para Re pequeños (fuerzas de inercia y viscosas –o de arrastre– del mismo orden). Si se define un número de Reynolds en función de las características propias de las ondas, se llega a:

$$Re = \frac{UL}{\nu} \quad \text{ec (2.19)}$$

donde L representa una longitud de ondas propia de las ondas de viento, $L \approx 0^1(10^2 \text{ m})$, ν es la viscosidad cinemática, del orden de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, y $U = 0(1 \text{ m/s})$. Por tanto, Re es $0(10^8)$. De este resultado se deduce que, suficientemente lejos de los contornos, el fluido puede considerarse no viscoso.

Sin embargo, cerca de los contornos de una estructura sometida a un flujo, el fluido pasa muy rápidamente de tener una velocidad nula, pues se adhiere al contorno, a una velocidad que no se ve afectada por la presencia del fondo. Como se ha comentado anteriormente, el espesor en el que se produce este cambio se denomina capa límite y en ella los términos inerciales y viscosos sí son de órdenes de magnitud semejantes.

Ante un flujo oscilatorio, este espesor se mantiene muy pequeño dado que cada vez que se produce un cambio en la dirección del flujo se forma una nueva capa límite. El orden de magnitud del espesor de la capa límite laminar es $\delta = \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}$ con lo que para una onda de $T = 10 \text{ s}$, resulta $\delta = O(10^{-3}) \text{ m}$. Para capa

límite turbulenta, el espesor aumenta aproximadamente en un orden de magnitud. Pero este efecto sigue siendo despreciable cuando de lo que se trata es definir la dinámica del conjunto del flujo a suficiente distancia de los contornos, por lo que parece razonable considerar el fluido como no viscoso.

Por su parte, un valor característico para la tensión superficial en ondas es $\sigma = 0,074 \text{ N/m}$, pudiendo demostrarse que la tensión superficial es solamente efectiva para periodos inferiores a $0,1 \text{ s}$ y longitudes de onda de centímetros, es decir las ondas llamadas capilares. Por ello, en principio puede considerarse un efecto despreciable para el caso que nos ocupa.

Teoría lineal de ondas

La teoría lineal o de primer orden en el régimen de Stokes es una primera aproximación al problema general de las ondas planteado en las ecuaciones ec (2.12), ec (2.16), ec (2.17) y ec (2.18). Por medio del carácter lineal de esta teoría es posible la eliminación de los términos no lineales facilitando la obtención de soluciones analíticas lineales sencillas susceptibles de ser empleadas para encontrar otras soluciones posibles por superposición.

La no linealidad de las condiciones de contorno en la superficie libre, así como su definición dinámica para $z = \eta$, que es una de las incógnitas del problema, requiere la asunción de una serie de hipótesis simplificadoras para linealizar el problema.

No es objeto del desarrollo de esta Tesis desarrollar dicho proceso de linealización, el cual concluye en que puede obtenerse la relación entre el potencial y la superficie libre de una onda asumiendo $C(t) = 0$:

$$\eta = \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad z=0 \quad \text{ec (2.20)}$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{ec (2.21)}$$

La solución del problema establecido se reduce a encontrar la función Φ como solución analítica de la onda progresiva que resuelve la ecuación diferencial y todas las condiciones de contorno impuestas.

¹ $O()$ representa orden de magnitud del valor entre paréntesis

El método de separación de las variables que asume que el potencial Φ puede expresarse como el producto de funciones que dependen exclusivamente de una de las variables independientes:

$$\Phi(x, z, t) = X(x) + Z(z) + T(t) \quad \text{ec (2.22)}$$

Una de las posibles soluciones del potencial Φ correspondiente a una onda propagándose en el sentido positivo del eje x , se expresa como:

$$\phi(x, z, t) = -\frac{Ag}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.23)}$$

donde A es la amplitud de la onda, ω es la frecuencia angular, k es el número de onda.

A este potencial le corresponde una superficie libre en $z = 0$ que puede determinarse mediante la ecuación ec (2.16):

$$\eta(x, t) = \frac{1}{g} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=0} = A \cos(kx - \omega t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.24)}$$

que es la expresión que corresponde a una onda que se propaga con una celeridad $c = \omega/k = L/T$ en el sentido positivo del eje x . En general, al argumento de la función trigonométrica, $S = kx \pm \omega t$ se le conoce como fase de la onda.

El número de onda k se obtiene resolviendo la siguiente ecuación

$$\omega^2 = gk \tanh kh \quad \text{ec (2.25)}$$

que se conoce como ecuación de la dispersión, pues describe cómo las ondas de distintas frecuencias se dispersan debido a sus diferentes celeridades. En muchas ocasiones suele expresarse en función del periodo y la longitud de onda con lo que se llega a

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \quad \text{ec (2.26)}$$

o también en función de la celeridad,

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \quad \text{ec (2.27)}$$

La ecuación de la dispersión es trascendente en cualquiera de sus expresiones y su resolución requiere la utilización de métodos gráficos, tablas o numéricos.

Por su parte, clasificando las ondas en función de h/L (ó kh) y estudiando el comportamiento de las funciones hiperbólicas en los límites asintóticos establecidos en profundidades reducidas e indefinidas, es posible encontrar soluciones simplificadas a la ecuación de la dispersión:

- En profundidades indefinidas ($kh > \pi$):

$$\omega^2 = gk \tanh kh \approx gk \quad \text{ec (2.28)}$$

Llamando L_0 a la longitud de onda y c_0 a la celeridad en profundidades indefinidas se obtiene que

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad \text{ec (2.29)}$$

$$c_0 = \frac{gT}{2\pi} \quad \text{ec (2.30)}$$

- En profundidades reducidas ($kh < \pi/10$):

$$\omega^2 = gk \tanh kh \approx gk^2 h \quad \text{ec (2.31)}$$

$$c = \sqrt{gh} \quad \text{ec (2.32)}$$

Campos de velocidades y aceleraciones

Las velocidades y aceleraciones horizontales y verticales de las partículas del fluido inducidas por el paso de una onda pueden obtenerse a partir de la expresión del potencial de velocidades ϕ mediante las siguientes expresiones:

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{ec (2.33)}$$

$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad \text{ec (2.34)}$$

$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{ec (2.35)}$$

$$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} \quad \text{ec (2.36)}$$

A partir de las ecuaciones presentadas y utilizando el potencial definido en ec.(2.23), las velocidades y aceleraciones para un tren de ondas progresivo son:

$$u = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) = \frac{Hgk}{2\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.37)}$$

$$w = \frac{H}{2} \omega \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \omega t) = \frac{Hgk}{2\omega} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.38)}$$

Figura 2.3. Campo de velocidades para una onda progresiva (Elaboración propia)

Las aceleraciones de las partículas se expresan como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \omega t) = \frac{Hgk}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.39)}$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) = -\frac{Hgk}{2} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.40)}$$

Campos de presiones

Asumiendo la teoría lineal, el campo de presiones asociado a una onda puede obtenerse a partir de la ecuación de Bernoulli linealizada.

$$\frac{p}{\rho} = -gz + \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \text{ec (2.41)}$$

El primer término en la ecuación es la presión hidrostática que existiría incluso sin la presencia de una onda. El segundo término se denomina presión dinámica y es el resultado de la variación de nivel que se produce por el paso de la onda así como de la contribución debida a la aceleración vertical inducida por la onda.

Para una onda progresiva el campo de presiones puede obtenerse utilizando el potencial de velocidades.

$$p = -\rho gz + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad \text{ec (2.42)}$$

Soluciones por superposición. Ondas estacionarias y cuasiestacionarias

La linealidad de las soluciones garantiza que su superposición es también solución y, por tanto, permite encontrar soluciones a movimientos ondulatorios más complejos presentes en la naturaleza. De esta manera las ondas estacionarias y cuasi-estacionarias son frecuentemente visibles en la naturaleza y están claramente asociadas al concepto de la reflexión.

La onda estacionaria puede considerarse como la superposición de dos ondas progresivas con la misma amplitud, periodo y dirección viajando en distinto sentido. Este efecto puede producirse en el caso de incidencia de una onda sobre un paramento vertical plano con una reflexión perfecta. Si asumimos que las ondas progresivas tienen amplitud $H/4$, el potencial correspondiente a una onda estacionaria resultante de la suma de las dos ondas progresivas es

$$\phi(x, z, t) = \frac{H}{2} \frac{g}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos kx \sin \omega t \quad \text{ec (2.43)}$$

con la siguiente superficie libre

$$\eta = \frac{H}{4} \cos(kx - \omega t) + \frac{H}{4} \cos(kx + \omega t) \quad \text{ec (2.44)}$$

que puede simplificarse como:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos kx \cos \omega t \quad \text{ec (2.45)}$$

Por tanto, la onda estacionaria resultante tiene una altura de ola dos veces la correspondiente a la de las ondas progresivas individuales que la forman. Se puede observar que una onda estacionaria oscila en el espacio, x , así como en el tiempo t , pero las oscilaciones se encuentran desacopladas. Es decir, la superficie libre oscila arriba y abajo localmente con una amplitud que varía espacialmente como $A(x) = H/2 \cdot \cos(kx)$ y se mantiene estacionaria en el tiempo.

Los campos de velocidades y aceleraciones descritos en las ec (2.37) a ec (2.40) para una onda estacionaria son:

$$u = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin kx \sin \omega t = \frac{Hgk}{2\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin kx \sin \omega t \quad \text{ec (2.46)}$$

$$w = -\frac{H}{2} \omega \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos kx \sin \omega t = -\frac{Hgk}{2\omega} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \cos kx \sin \omega t \quad \text{ec (2.47)}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin kx \cos \omega t = \frac{Hgk}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin kx \cos \omega t \quad \text{ec (2.48)}$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos kx \cos \omega t = -\frac{Hgk}{2} \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \cos kx \cos \omega t \quad \text{ec (2.49)}$$

Algunas conclusiones importantes derivadas de estas expresiones para las ondas estacionarias son las siguientes:

- Las velocidades y aceleraciones son proporcionales a la amplitud de onda.
- Las velocidades disminuyen con la profundidad.
- Las máximas velocidades horizontales se producen en los nodos y se anulan en los antinodos. Las máximas velocidades verticales se producen en los antinodos y son cero en los nodos.

- Las aceleraciones verticales en el fondo $z=-h$ son nulas mientras que las horizontales no lo son.

La tercera de estas conclusiones es importante pues, ante la presencia de un paramento vertical impermeable, donde $\frac{\partial \phi}{\partial x}=0$, corresponderá con un antinodo con velocidades verticales máximas.

Por su parte, la superficie libre de una onda cuasi-estacionaria resulta de la composición de una onda incidente H_i y una reflejada de menor amplitud H_r . Esta reducción en la amplitud entre la onda incidente y la reflejada se debe a que la reflexión es imperfecta ya que parte de la onda incidente es absorbida o disipada y una parte transmitida. Esta imperfección induce también un desfase ε entre ambas ondas.

El perfil de la onda cuasi-estacionaria se expresa, por tanto, como:

$$\eta = \frac{H_i}{2} \cos(kx - \omega t) + \frac{H_r}{2} \cos(kx + \omega t + \varepsilon) \quad \text{ec (2.50)}$$

Así pues, en una onda cuasiestacionaria los nodos y antinodos no están claramente definidos, a diferencia de lo que ocurre en una onda estacionaria.

Al no considerarse relevante para el objeto de esta Tesis, no se desarrollan aquí otros casos de superposición de ondas (además de las ya referidas ondas estacionarias y cuasi-estacionarias) que pueden ser tratados por medio de la teoría lineal de ondas. Estos casos son sólo una parte de los posibles casos que pueden darse en la naturaleza y aquí simplemente se señalan: ondas de crestas cortas o no uniformes, grupos de ondas, ondas en presencia de una corriente uniforme, etc. Sí se hace una breve descripción más adelante de algunos conceptos de oleaje irregular por su interés posterior en el establecimiento de las hipótesis de equivalencia.

No obstante, lo presentado hasta ahora relativo a campos de velocidades, aceleraciones, presiones, etc, es aplicable a cualquiera de estas soluciones.

Energía del oleaje como magnitud derivable de la teoría lineal

El movimiento ondulatorio lleva asociado una serie de magnitudes promediadas a lo largo del tiempo y del espacio, es decir, en una longitud de onda o en un periodo. Por ejemplo, las ondas transportan una energía media a través del flujo de energía y lo mismo sucede con la cantidad de movimiento.

Dos magnitudes de este tipo son relevantes para el objeto de esta Tesis: la energía cinética media, E_c , y la energía potencial media, V . Como suma de ellas resulta la energía total media - o densidad de energía.

- **Energía cinética media**

La energía cinética por unidad de superficie asociada a una onda (E_c) es debida al movimiento de las partículas y puede ser calculada considerando la energía cinética asociada a un elemento de fluido de altura, longitud y masa diferencial:

$$dE_c = \rho dx dz \frac{u^2 + \omega^2}{2} \quad \text{ec (2.51)}$$

Integrando en toda la columna del fluido y en una longitud de onda L y empleando las expresiones del campo de velocidades para una onda progresiva y teoría lineal, resulta:

$$\overline{E_c} = \frac{1}{4} \rho g A^2 = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad \text{ec (2.52)}$$

Esta expresión corresponde con la energía cinética promediada en una longitud de onda y se define por unidad de anchura de frente, por lo que la energía cinética total asociada al frente es:

$$\overline{E_{cT}} = \overline{E_c} L \cdot (\text{anchura del frente}) \text{ (Julios ó } m^2 \text{kg/s}^2 \text{)} \quad \text{ec (2.53)}$$

- **Energía potencial media**

La energía potencial de las ondas está asociada al desplazamiento de una masa de agua respecto a su posición de equilibrio en contra del campo gravitatorio.

La energía potencial de un tren de ondas por unidad de superficie, V_T , puede obtenerse considerando la energía potencial de una columna de fluido de longitud dx , altura $h+\eta$ y con su centro de gravedad localizado en $(h+\eta)/2$. Por otra parte el diferencial de masa correspondiente a esta columna por unidad de anchura es:

$$dm = \rho(h+\eta)dx \quad \text{ec (2.54)}$$

Adoptando un proceso similar al anterior, en el que se integra el diferencial de energía potencial en una longitud de onda L y asumiendo que la superficie libre puede expresarse como $\eta = (H/2) \cdot \cos(kx - \omega t)$ se llega a la expresión promediada siguiente:

$$\overline{V_T} = \rho g \frac{h^2}{2} + \rho g \frac{H^2}{16} \quad \text{ec (2.55)}$$

Que, al igual que sucede con la energía cinética, depende exclusivamente de la altura de ola H . Para obtener la energía potencial total asociada al frente es necesario multiplicar por L y por la anchura del frente.

- **Energía total media (densidad de energía)**

La energía total media o densidad de energía por unidad de superficie de tren de onda, E , es la suma algebraica de las energías cinéticas y potencial:

$$E = \overline{E_c} + \overline{V} \quad \text{ec (2.56)}$$

La expresión general de E depende de la teoría de ondas empleada. Para el caso de teoría lineal, la energía total media por unidad de superficie es:

$$E = \rho g \frac{H^2}{8} = \frac{\rho g}{2} A^2 \quad \text{ec (2.57)}$$

La energía total por unidad de anchura resulta:

$$E_L = \rho g \frac{H^2}{8} L = \frac{\rho g}{2} A^2 L \quad \text{ec (2.58)}$$

Siendo L la longitud de onda. Multiplicando por la anchura del frente se obtiene la energía total.

2.2.2.- Caracterización del oleaje irregular

De manera general puede decirse que el oleaje real en la naturaleza se desarrolla de una manera irregular, presentando cierta variabilidad en cuanto a alturas de ola, periodos y direcciones de propagación.

No obstante, cuando se trata de caracterizar un determinado estado de mar, el fenómeno se simplifica empleando un número relativamente limitado de variables.

Las variaciones de la superficie libre, η , observadas instrumentalmente durante un intervalo de tiempo suficientemente largo -a menudo de 20 a 30 minutos- determina un registro temporal con variabilidad en cuanto a alturas, periodos y direcciones del oleaje que, sin embargo, puede ser descrito empleando las herramientas de la geometría estadística.

Descripción geométrico-estadística del oleaje irregular

El problema que se plantea es la definición de manera general del suceso altura de ola, H_i , y periodo, T_i . La altura H_i se define como la amplitud entre el máximo y el mínimo nivel de la superficie libre observados entre dos pasos descendentes por cero, siendo el tiempo transcurrido entre ambos episodios el periodo T_i . Este criterio permite caracterizar un registro mediante un número, N , de alturas de ola H_i y periodos T_i sobre el cual se puede realizar un análisis estadístico. Este análisis permite una descripción del registro de oleaje observado mediante un conjunto de parámetros representativos, algunos de los cuales son: altura de ola significativa (H_s o $H_{1/3}$), altura de ola media cuadrática (H_{rms}), altura de ola máxima (H_{max}), periodo medio (T_z), periodo significativo (T_s), etc.

Así, la altura de ola significativa, H_s o $H_{1/3}$, se define como la media aritmética del tercio de olas más altas del registro de N olas. Por su parte, la altura de ola media cuadrática queda definida como:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N H_i^2}{N}} \quad \text{ec (2.59)}$$

Por su parte, la altura de ola máxima, H_{max} , es la altura de ola mayor del conjunto de N olas. El periodo medio, T_z , es el periodo promedio de los periodos definidos como pasos ascendentes (o descendentes) por cero; el periodo significativo, T_s , es la media aritmética de los periodos asociados al tercio de olas más altas.

Conocidas las características del fenómeno desde un punto de vista estadístico, puede ser interesante el análisis de las variables anteriores, por ejemplo altura de ola, en términos de probabilidad. Siendo para ello necesario conocer el modelo de distribución de probabilidad de la citada variable dentro del registro de N olas. Longuet-Higgins (1952) asume que el oleaje es un proceso aleatorio y que las alturas de ola pueden ser descritas mediante una distribución gaussiana, demostrando que una función tipo Rayleigh es la que mejor representa el fenómeno.

La función de tipo Rayleigh o función de densidad queda definida como:

$$p(H) = \frac{2H}{(H_{rms})^2} e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} \quad \text{ec (2.60)}$$

siendo $p(H)$ la probabilidad de aparición del suceso H . La integración de la función resulta en la función de distribución de probabilidad $P(H)$, es decir, el porcentaje de olas que presentan una altura de ola menor o igual a H y viene dada por la expresión:

$$P(H) = \int_0^H \frac{2H}{(H_{rms})^2} e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} dH = 1 - e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} \quad \text{ec (2.61)}$$

Expresado en términos de probabilidad de excedencia (porcentaje de olas con una altura mayor que un cierto umbral H) resulta:

$$q = 1 - P(H) = e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} \quad \text{ec (2.62)}$$

O bien:

$$\frac{H}{H_{rms}} = \ln\left(\frac{1}{q}\right)^{1/2} = \ln n^{1/2} \quad \text{ec (2.63)}$$

siendo H el valor de altura de ola con una probabilidad de excedencia q (parte rallada de la Figura 2.4).

Figura 2.4. Función de densidad tipo Rayleigh sobre las alturas de ola

En este caso, H_q representa los distintos valores a partir de los cuales la altura de ola es excedida con una cierta probabilidad q , y no valores promedio como podría ser el caso de $H_{1/3}$. Así la altura de ola media de cualquier probabilidad queda expresada por la relación:

$$H_{\frac{1}{n}} = \frac{\int_{H_q}^{\infty} P(H) H dH}{\int_{H_q}^{\infty} P(H) dH} \quad \text{ec (2.64)}$$

Obteniéndose que para la altura de ola significativa

$$H_{\frac{1}{3}} = \sqrt{2} H_{rms} = 1,41 H_{rms} \quad \text{ec (2.65)}$$

Una de las grandes ventajas de esta aproximación al problema es el hecho de poder determinar cualquier valor de H_q a partir de un valor conocido de H_{rms} o de $H_{1/3}$. Así, operando con las expresiones se obtienen las relaciones de la Tabla 2.1. Por ejemplo, el valor promedio del 1% de las olas más altas resulta 1,67 veces la altura de ola significativa (mientras que $n=100$ representa la media de la población).

Longuet-Higgins obtiene además la siguiente expresión para la altura de ola máxima de un registro de N olas:

$$H_{max} = 0,707 \cdot H_{33} \sqrt{\ln(N)} \quad \text{ec (2.66)}$$

siendo H_{33} la altura de ola significativa.

Tabla 2.1. Relaciones entre H_n y H_s para una distribución de tipo Rayleigh

n	H_n/H_s
1	1.67
2	1.56
5	1.40
10	1.27
20	1.12
33	1.00
50	0.89
100	0.63

Igualmente, para una distribución de tipo Rayleigh se cumple que $H_s \approx 1,60 \cdot H'$ (siendo H' la media aritmética de las alturas de ola de un temporal) y $H_{max} \approx 1,80 \cdot H_s$, relación fundamental para la determinación de la altura de ola de cálculo (H_D) en numerosas formulaciones de diques con rotura rígida.

Descripción espectral

La anterior descripción se desarrolla en el dominio del tiempo utilizando una aproximación estadística al problema. El registro de las variaciones de la superficie libre del mar puede ser tratado de una forma espectral, es decir, la señal observada puede ser descompuesta mediante la suma de un número de ondas sinusoidales regulares o de frecuencia conocida. Esta descomposición de frecuencias es realizada mediante el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (*Fast Fourier Transform, FFT*).

Figura 2.5. Espectro de energía de oleaje

Por lo tanto, un espectro de energía $S(\omega)$, siendo $\omega=2\pi/T$, representa la energía asociada a cada una de las frecuencias del oleaje irregular de un estado de mar, pudiéndose distinguir dos extremos: espectros de oleaje de banda ancha y espectros de oleaje de banda estrecha.

Un espectro de banda estrecha se caracteriza por presentar un rango de frecuencias con contenido energético limitado y es característico de estados de mar desarrollados (fuera de la zona de generación de oleaje) como por ejemplo el oleaje tipo *Swell*. Por el contrario, el espectro de banda ancha presenta una gran variedad de frecuencias y se corresponde con estados de mar más irregulares típicos de estados de mar tipo *Sea* o *fetch* limitado. De forma general, el espectro de energía será indicativo del estado de mar observado pudiéndose obtener espectros bimodales indicativos de mar con componentes tanto de tipo *Sea* como *Swell* al mismo tiempo.

La función de densidad espectral, $S(\omega)$, indica el reparto de energías para distintas frecuencias, por lo que su integral en todo el dominio (momento de orden cero) representa la energía total del oleaje observado:

$$E_{total} = \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega = m_0 \quad \text{ec (2.67)}$$

Para el caso de un oleaje tipo *Swell* puro (espectro de banda estrecha) y asumiendo una función de densidad de tipo Rayleigh para la distribución de probabilidades de altura de ola, se obtiene que la altura de ola significativa viene dada por la expresión

$$H_s \cong \sqrt{2} H_{rms} \cong \sqrt{2} \sqrt{8m_0} = 4\sqrt{m_0} = H_{m0} \quad \text{ec (2.68)}$$

que permite definir así una altura de ola significativa espectral, sólo válida para los estados de mar descritos, aunque comúnmente aplicada para cualquier tipo de espectro (a mayor anchura espectral ϵ , la relación deja de ser válida). La anchura espectral puede definirse como

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \left(2 \frac{N_{olas}}{N_{max}} \right)^2} \quad \text{ec (2.69)}$$

donde N_{olas} representa el número total de olas evaluado en el espectro y N_{max} el número de máximos.

Por otro lado, el espectro muestra un pico en las frecuencias ($f=1/T$) en el que la energía es mayor (Figura 2.5) denominado periodo de pico (T_p) que indica el periodo de los distintos oleajes asociado con mayor contenido energético.

Análogamente a este análisis puede añadirse la componente de direccionalidad (θ) dando lugar al espectro completo, $S(\omega, \theta)$.

2.3.- Parámetros de diseño de diques verticales

Una vez presentados los parámetros descriptivos del oleaje, en el presente epígrafe se exponen los parámetros fundamentales que gobiernan el diseño de los diques verticales, clasificándolos en parámetros descriptivos del comportamiento funcional y parámetros geométricos de la estructura.

Esta descripción trata de servir de base para el desarrollo posterior de la tipología que se analiza en esta Tesis, según el empleo de similares esquemas paramétricos a los que son empleados en la literatura existente.

Igualmente, se incluye también una breve exposición de algunos modelos de rotura del oleaje empleados habitualmente, ya que se considera que deben ser incluidos para la justificación posterior de las condiciones en que se desarrollan los ensayos de esta investigación.

2.3.1.- Parámetros descriptivos del comportamiento funcional

Conceptos generales del comportamiento hidráulico del dique

Existe una estrecha relación entre el comportamiento hidráulico del dique, entendido este como distribución de la energía del oleaje incidente en sus distintas componentes tras el contacto de la ola con la estructura, y la carga que es transmitida a la cimentación. Al ser la caracterización de este último aspecto una parte central de la presente investigación, a continuación se realiza una muy breve descripción de los parámetros descriptivos habituales de dicho comportamiento hidráulico o funcional.

En general puede asumirse que una parte de la energía del oleaje que incide sobre un dique es reflejada, otra parte es transmitida a la dársena abrigada al otro lado del dique y otra parte es disipada en la propia estructura y en su cimentación.

En función de los objetivos para los que esté diseñado el dique, la proporción de cada una de estas energías será diferente, pues en ciertos casos se tratará de minimizar la energía transmitida a la parte que queda detrás del dique, en otras ocasiones se tratará de reducir la energía que se refleja delante de él y en otras la que es disipada en la propia estructura.

Inicialmente debe tenerse en cuenta que, a la hora de analizar el comportamiento funcional de un dique, sólo es posible determinar analíticamente las características del flujo en el paramento exterior cuando se trata de diques verticales impermeables, en los que el oleaje alcanza la estructura sin romper y no existe rebase sobre ella. En el resto de casos (diques porosos o anti-reflejantes, presencia de rotura del oleaje o rebase), es necesario acudir a modelos numéricos previamente calibrados con ensayos en modelos físicos, o bien a registros instrumentales en obras existentes.

Este condicionante ha provocado que una parte representativa de los estudios basados en ensayos en modelo físico estén enfocados a la determinación, mediante formulaciones empíricas, de las dos variables funcionales principales: rebase y transmisión.

En diques verticales clásicos -no perforados- la energía disipada por la estructura está relacionada con la energía que es absorbida en el proceso de incidencia del oleaje y que se traduce en última instancia en una carga que es resistida por el peso del monolito y que es dirigida hacia la cimentación. Además, existen o pueden existir otros efectos dinámicos de interacción entre la respuesta del dique y el propio cimiento que pueden alterar esta distribución de cargas.

Igualmente, las cargas cíclicas provocadas por un oleaje mayor que un determinado umbral pueden modificar las características resistentes del terreno, alterando a su vez la respuesta dinámica del sistema monolito-cimiento, y requiriendo de modelos iterativos complejos, resueltos generalmente mediante modelos dinámicos de elementos finitos, que determinen la viabilidad de este tipo de estructuras de gravedad frente unas condiciones de estados de mar de diseño. No obstante esta problemática ha venido estando asociada más al diseño de estructuras de gravedad *offshore* que a los propios diques verticales.

- Ascenso sobre el dique (*wave run-up*)

Si bien no es esta una variable estrictamente funcional, su definición sirve para la descripción posterior del rebase y la transmisión.

La acción del oleaje incidiendo sobre el paramento plano del dique puede provocar una oscilación de la lámina de agua sobre la pared que, generalmente, es mayor que la propia altura de ola incidente.

El término con el que se determina la cota a la que llega cada una de las olas individuales sobre el paramento es el *Run-Up*, que se presenta como R_u , tomando siempre como referencia el nivel medio del mar en reposo.

Figura 2.6. Esquema general del Run up sobre un dique vertical (Heijn, 1997)

Si el oleaje es de pequeña amplitud, el sistema estacionario resultante conforma un antinodo en la pared vertical, siendo la amplitud del ascenso igual a la de descenso e igual a la altura de ola del oleaje incidente: $R_u=H_i$.

Sin embargo, si el oleaje tiene una amplitud grande, comienzan a tener importancia los fenómenos no lineales, con lo que la predicción del ascenso y del descenso debe hacerse mediante la teoría no lineal de ondas (por ejemplo, Stokes III) o por métodos numéricos no lineales u otros que requieren sistemas computacionales para su resolución.

Por su parte, en caso de oleaje irregular de crestas cortas, el oleaje incidente y el reflejado no forman una onda estacionaria sobre el paramento, pero el comportamiento del flujo sobre la pared del dique se puede determinar mediante modelos matemáticos lineales basados en la hipótesis de flujo potencial.

Debe tenerse en cuenta que dichos modelos lineales no son aplicables cuando se produce rebase sobre la estructura o bien cuando se rompe el oleaje antes de llegar al dique. En este caso pueden emplearse modelos numéricos bidimensionales tipo VOF (volumen de fluido), Van der Meer 1992. Sin embargo, estos modelos requieren el calibrado previo en modelo físico.

Por su parte, si el oleaje incide sobre el dique en proceso de rotura, el impacto contra el paramento genera ascensos muy elevados de la mezcla aire-agua. La tasa de rebase resultante queda condicionada en estos casos por la presencia de viento que actúa con sentido hacia el dique.

En oleajes irregulares, el valor de R_u para cada ola individual es diferente, por lo que es necesario definir un valor característico de esta variable para cada uno de los estados de mar de diseño. Por lo general suelen ser empleados:

- R_{us} *run up* significativa: promedio del tercio de eventos de *run up* mayores de un registro
- $R_{2\%}$ *run up* excedido únicamente por un 2% de las olas de un registro

En numerosas ocasiones R_u se suele adimensionalizar, mediante el empleo de R_u/H_i . Una de las primeras expresiones de referencia viene dada por Miche (1944) según:

$$\frac{R_u}{H_i} = 1 + \frac{\pi}{4} \frac{H_i}{L} \left[3 \coth^3 \left(2\pi \frac{h_s}{L} \right) + \tanh \left(2\pi \frac{h_s}{L} \right) \right] \quad \text{ec (2.70)}$$

- Rebase (wave overtopping)

El rebase (q) es el caudal de agua que supera la coronación del dique en un periodo de oleaje promediado por unidad de longitud.

El fenómeno de rebase queda caracterizado por tasa media de descarga, que tiene unidades de caudal por cada metro lineal de dique (por ejemplo $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).

El primer desarrollo teórico del fenómeno de rebase para oleajes regulares fue tratado inicialmente por Paaepe (1960) así como por Kikkawa, Shi-igai y Kono (1969), con el desarrollo del llamado “*weir model*” (modelo aliviadero) para la estimación de la tasa de rebase.

Figura 2.7. Definición esquemática del “weir model” para estimación de tasa de rebase a partir de oleajes regulares (Hejin 1997)

La expresión que describe la tasa de rebase sobre el labio de un aliviadero es la siguiente:

$$q = \frac{2}{3} m \sqrt{2g} y^{\frac{2}{3}} \quad \text{ec (2.71)}$$

donde q es la tasa unitaria de descarga por unidad de anchura, m es el coeficiente de descarga e y es el espesor del chorro de rebase ($y = \eta(t) - R_c$). La ecuación anterior es válida para flujos continuos. Sin embargo, asumiendo que y no varía rápidamente con el tiempo puede asumirse que es también válida para la determinación del rebase debido a un oleaje.

Mediante el desarrollo teórico de la expresión general anterior se obtiene esta otra descriptiva del fenómeno del rebase según el modelo de Kikkawa, Shi-igai y Kono:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_i^3}} = \frac{4\sqrt{2}}{3} m k^{\frac{3}{2}} \frac{1}{T} \int_{t_1}^T \left[\sin \frac{2\pi}{T} t - \frac{R_c}{kH_i} \right]^{\frac{3}{2}} dt \quad \text{ec (2.72)}$$

donde:

$$t_1 = \frac{T}{2\pi} \arcsen \frac{R_c}{kH_i}$$

T : periodo de oleaje

m : coeficiente de descarga del flujo sobre el espaldón, que puede considerarse con valor de 0,5

k : parámetro característico que se determina experimentalmente como función del francobordo relativo y que para oleajes no rotos puede expresarse como:

$$k = 0,594 \frac{R_c}{H_i} + 0,590 \quad \text{ec (2.73)}$$

Goda (1985) realiza una campaña de ensayos para determinar la equivalencia entre medidas de caudales de rebase con oleaje regular e irregular. Así, si en el intervalo de tiempo t_0 , alcanzan la estructura N_0 olas y cada ola produce un rebase $Q(H_i, T_i)$, el caudal medio de rebase se determina del siguiente modo:

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} Q(H_i, T_i) \quad \text{ec (2.74)}$$

Por lo general, el caudal medio de rebase debe obtenerse mediante ensayos en laboratorio con oleaje irregular. Sin embargo, Goda comprobó que cuando se dispone de ensayos con oleaje regular, como es el caso de la presente Tesis, con varias combinaciones de alturas de ola y periodos, se puede utilizar la hipótesis de equivalencia para determinar el caudal medio de rebase que correspondería a un oleaje irregular, de manera que

$$q = \frac{1}{t_0} \sum_{i=1}^{N_0} T_i q_0(H_i, T_i) \quad \text{ec (2.75)}$$

donde $q_0(H_i, T_i)$ es el caudal medio de rebase de un tren regular de ondas de alturas individuales H_i , y periodo T_i .

Según Goda, las anteriores expresiones son equivalentes a la siguiente, asumiendo una distribución conocida de alturas de ola $p(H)$ para un oleaje irregular, con $T_{1/3}$ como parámetro estadístico descriptivo del periodo:

$$q \cong \int_0^{\infty} q_0\left(H, T_{1/3}\right) p(H) dH \quad \text{ec (2.76)}$$

donde $q_0(H, T_{1/3})$ es el caudal medio de rebase producido por un oleaje regular de altura H y periodo $T_{1/3}$.

La expresión anterior no incluye la correlación entre alturas de ola y periodos. Sin embargo, dicha correlación sólo existe entre las alturas de olas menores del estado de mar, siendo casi nula para las olas mayores (Goda, 1985). Por lo que, en cuanto a rebases sobre diques se refiere, la ecuación puede suponerse suficientemente válida, pues este fenómeno sólo se produce con las mayores olas. Por otra parte, $p(H)$ puede asimilarse a una función de distribución de Rayleigh.

Goda comprobó que las anteriores expresiones, obtenidas a partir de los resultados de rebase con oleaje regular, q_0 , son suficientemente aproximadas a los obtenidos con ensayos con oleaje irregular y aceptables cuando se simulan estados de mar de una duración adecuada, al trabajar con valores promediados del caudal de rebase. Únicamente en diques situados en profundidades reducidas se ha mostrado inadecuada, al no tener en cuenta los efectos del *surf-beat*, que en esta zona son apreciables.

Por su parte, Goda desarrolla, a partir de datos de ensayos en laboratorio con oleaje irregular, los siguientes diagramas para la estimación del rebase, partiendo del conocimiento de los coeficientes de asomeramiento y de rotura, y para distintos valores de la pendiente de fondo marina (1/10 ó 1/30). En ellas se muestran las curvas del caudal adimensionalizado en función del peralte relativo (H'_o/L_o), la profundidad relativa a pie de dique (h/H'_o) y la altura relativa de coronación (h_o/H'_o).

Figura 2.8. Diagrama de Goda para el cálculo del caudal de rebase medio sobre diques verticales. Pendiente de fondo 1/10

Por su parte Franco *et al* (1994) desarrolla sus expresiones para el cálculo del rebase sobre diques verticales en términos de francobordo relativo (R_c/H_i , y por tanto adimensional). Por medio de la relación exponencial siguiente:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_s^3}} = Q^* = ae^{\frac{bR_c}{H_s}} \quad \text{ec (2.77.a)}$$

siendo:

Q : tasa media de descarga en m^3/s por m

a y b son coeficientes experimentales. Para diques verticales de paramento liso puede adoptarse $a \sim 0,20$, con el coeficiente b dado por los valores siguientes:

Tabla 2.2.a. Valores del coeficiente b de la ecuación de Franco et al. (1994) para diques verticales

Tipología	b
Vertical impermeable sin botaolas	4,3
Vertical impermeable con botaolas	6,03
Vertical impermeable, con espaldón retranqueado sin botaolas	4,65
Vertical perforado, sin botaolas	4,54
Vertical perforado, con botaolas	6,59
Vertical impermeable, sin botaolas, con protección delantera en talud	4,26

A continuación los ajustes de los rebases obtenidos por Franco para las diferentes tipologías y los valores del coeficiente b correspondientes.

Figura 2.9. Tasas de rebase para diferentes tipos de diques verticales (Franco et al., 1994)

Posteriormente, Franco et al. (Programa MAST III, 1993-1998) completa el modelo con diferentes ensayos para diferentes geometrías de diques verticales, con oleajes de cresta larga (unidireccional) y de cresta corta (multidireccional), con varios ángulos de incidencia y en condiciones de no rotura. La expresión general resultante es la siguiente:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0,082 \cdot e^{-3,00 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}} \quad \text{ec (2.77.b)}$$

siendo β el ángulo de incidencia del oleaje.

Tabla 2.2.b. Coeficiente adimensional γ_β de Franco et al. (MAST III, 1993-98)

γ_β	β	Tipo de oleaje
$\cos \beta$	$0 \leq \beta \leq 37^\circ$	Cresta larga
0,79	$\beta > 37^\circ$	Cresta larga
0,83	$0 \leq \beta \leq 20^\circ$	Cresta corta
$0,83 \cdot \cos(20-\beta)$	$\beta > 20^\circ$	Cresta corta

Tabla 2.2.c. Coeficiente adimensional γ_s de Franco et al. (MAST III, 1993-98)

Geometría del paramento frontal	γ_s
Paramento impermeable y liso	1,00
Paramento impermeable y liso con botaolas	0,78
Pared delantera con cámaras perforadas (20% huecos)	0,72-0,79
Pared delantera con cámaras perforadas (20% huecos y abierta en coronación)	0,58

- Transmisión

Este fenómeno consiste en que parte de la energía de oleaje incidente se traspasa al otro lado del dique. Esta transmisión puede producirse por tres mecanismos: rebase sobre coronación, transmisión a través del macizo poroso, principalmente la banquetta, y transmisión por difracción en los extremos del dique.

Normalmente el parámetro descriptivo del proceso es el *coeficiente de transmisión*, expresado como la relación entre la altura de ola transmitida al otro lado del dique y la altura de ola incidente delante del mismo sin tener en cuenta los efectos de la reflexión (altura de ola incidente a pie de dique sin la presencia de éste). Esta relación también puede expresarse en términos de energía incidente y transmitida.

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad \text{ec (2.78)}$$

Por lo general, los modelos para el cálculo del oleaje transmitido por rebase no tienen en cuenta la proporción de energía que puede ser transmitida a través del núcleo del dique, al ser ésta mucho más pequeña.

El valor de este parámetro es gobernado por los parámetros geométricos del dique y los descriptivos del oleaje: R_c , B_c y h_s , entre los primeros, y H_i y T en los segundos.

Dentro del estudio de la transmisión en diferentes tipologías de diques verticales caben destacar los trabajos de Kondo y Sato (1964), Goda (1969) basados en oleaje regular; los de Tanimoto *et al.* (1987) con oleajes irregulares para diques verticales compuestos con bloques de protección; Raichlen *et al.* (1992), que desarrolla dos fórmulas para oleaje regular e irregular; Funakoshi (1994) para diques verticales de espaldón trasero; Lee (1994) para diferentes tipologías de diques verticales y compuestos; y Takahashi (1996) para diques verticales con espaldón inclinado.

De los citados anteriormente, Kondo y Sato propusieron la siguiente expresión para el coeficiente de transmisión para el caso de diques verticales impermeables rebasables y con banquetta de escasa altura.

$$C_T = 0,3 \cdot \left(1,5 - \frac{F}{H_l} \right) \quad \text{para } 0 \leq F/H_l \leq 1,25 \quad \text{ec (2.79)}$$

donde F es el francobordo del dique.

Frecuentemente los resultados de los modelos son presentados en forma de gráficos del coeficiente de transmisión K_t , donde en abcisas se representa el francobordo relativo adimensional (R_o/H_l). A continuación, y a modo de ejemplo, se muestran los gráficos representativos de los trabajos de Goda (1969) y Tanimoto *et al.* (1987) anteriormente referidos.

Figura 2.10. Coeficiente de transmisión en diques verticales para oleajes regulares. Goda (1969)

Figura 2.11. Coeficiente de transmisión para diques horizontalmente compuestos. Tanimoto *et al.* (1987)

- Reflexión

Las olas reflejadas por una estructura provocan el incremento de la energía del oleaje frente a ella. La reflexión, además, incrementa el flujo sobre la estructura, lo que obliga a subir la cota de coronación del mismo para mantener las condiciones funcionales. Por ello es recomendable que las estructuras marítimas tengan coeficientes de reflexión lo más bajos posibles.

La reflexión parcial del oleaje que se produce en cualquier estructura marítima suele venir descrita por el coeficiente de reflexión C_R , definido como la relación entre la altura de ola reflejada y la incidente, en la hipótesis lineal de que un tren de ondas regular se refleja parcialmente sin cambio de frecuencia. Al igual que el coeficiente de transmisión, este coeficiente también puede estar expresado en términos de energías:

$$C_R = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad \text{ec (2.80)}$$

Cuando el análisis se realiza con oleajes irregulares, se pueden emplear las alturas de ola significantes tanto para los oleajes incidentes como reflejados.

Si el oleaje es irregular y muy peraltado, o la estructura provoca fuertes disipaciones de energía o bien la rotura del oleaje, los procesos no lineales hacen que las frecuencias del tren reflejado sean sustancialmente diferentes de las del tren incidente. En este caso C_R se puede definir como el cociente entre las alturas del momento de orden cero del espectro reflejado e incidente.

Habitualmente los valores de los coeficientes de reflexión para diques verticales clásicos son altos pero menores que 1,0 debido al efecto de la berma de la banqueta, a los rebases y a los efectos dinámicos del sistema oleaje-estructura-cimiento. Igualmente, el valor de C_R se reduce considerablemente en aquellos casos con rotura del oleaje.

A pesar de la mejora en la capacidad de los modelos numéricos en los últimos años, el coeficiente de reflexión sigue obteniéndose mediante formulaciones empíricas desarrolladas a partir de experimentación física en laboratorio. En la siguiente tabla (Goda, 1985) se muestran los valores característicos para tres tipos de diques verticales.

Tabla 2.3. Coeficiente de reflexión típicos en diques verticales. Goda (1985)

Tipo de dique	Coeficiente de reflexión
Dique vertical no rebasable	0.7-1
Dique vertical rebasable	0.5-0.7
Dique vertical disipador de energía	0.3-0.8

La evaluación de la reflexión delante de diques verticales impermeables pone de manifiesto la importancia de la resolución de la fase ondulatoria y de su geometría.

Guy *et al.* (2003) desarrollan medidas de los campos de velocidades y aceleraciones delante de la estructura en modelo numéricos, con su consiguiente relación en las cargas horizontales resultantes y con los coeficientes de reflexión, poniendo de manifiesto la viabilidad en la aplicación de estas herramientas siempre que no existan fenómenos de rotura del oleaje.

También destacan los trabajos recientes con estructuras delanteras porosas de Chen *et al.* (2006) con importantes incertidumbres en la aplicación de modelos analíticos y la aplicación de modelos

numéricos para distintos valores de h/L_0 y de forma de la banquetta, obteniendo valores mínimos de C_R en el entorno de $0.25 \leq h/L_0 \leq 0.30$.

Figura 2.12. Esquema conceptual y comparación de C_R para estructuras sumergidas porosas delante de paramentos verticales planos (Chen, 2006)

2.3.2.- Parámetros geométricos de la estructura

Numerosos esquemas geométricos han sido propuestos, desde la parametrización inicial de Iribarren, hasta el propuesto en PROVERBS, pasando por el modelo conceptual de Goda (1969).

Desde un punto de vista geométrico, la sección queda definida a partir de una serie de parámetros principales. La nomenclatura de estos varía entre unos modelos y otros, siendo adecuado hacer una

primera aproximación inicial en este sentido con objeto de evitar equívocos en la aplicación entre distintas formulaciones.

Los parámetros principales y las maneras más usuales de notación son:

- B_b Anchura de la berma delantera de la banqueta de cimentación (m)
- B_c ó e Anchura del monolito a la altura de la cimentación (m)
- d Profundidad (altura de lámina de agua) sobre la berma delantera (m)
- d_c Espesor de la protección la berma delantera del cajón en la banqueta de cimentación (m)
- h' Profundidad (altura de lámina de agua) a cota de cimentación del cajón ($d+d_c$) (m)
- h_b Altura total de berma sobre el fondo natural (m)
- h_c Altura total del monolito (cajón y espaldón) (m)
- h_r Espesor del núcleo de la banqueta de cimentación bajo el cajón al fondo natural (m)
- h ó h_s Profundidad al pie de la estructura, esto es, delante de la banqueta de apoyo (m)
- m Cotangente de la berma delantera o cotagente del fondo natural (-)
- R_c ó h_c Francobordo del paramento vertical delantero, cota de coronación del espaldón respecto al nivel de mar en reposo (m)
- SWL Sea Water Level ó NMR: Nivel del Mar en reposo en la situación de referencia (m)

En lo que sigue, se adoptará la definición geométrica general tomada en PROVERBS, de acuerdo a la siguiente figura.

Figura 2.13. Definición de parámetros geométricos de un dique vertical (PROVERBS)

No obstante, el esquema anterior es general y trata de representar la casuística que puede llegar a darse en esta tipología, sin menoscabo de que en ciertos casos algunos de los parámetros sean reiterativos.

Igualmente se hace constar que puede haber formulaciones que adopten nomenclaturas algo diferentes que, en cualquier caso, tratarán de explicarse para evitar malentendidos.

En cuanto a los diques de cajones perforados, la nomenclatura es la misma, añadiendo dos parámetros adicionales:

p ó ε Porosidad del paramento frontal

B Anchura de la cámara interior (con numeración en subíndice si hay más de una cámara)

h_i En ocasiones la profundidad de la cámara interior es menor a la altura de lámina de agua a cota de cimentación del cajón (h'). En estos casos la altura de lámina de agua en reposo en el interior de la cámara se denota como h_i . No obstante en otras expresiones h y h' son denominados d y d' respectivamente.

2.3.3.- Modelos de rotura de oleaje

Una vez descritos brevemente en los apartados anteriores los criterios de modelización del fenómeno del oleaje mediante la mecánica de ondas y la teoría lineal, así como su descripción como fenómeno irregular mediante la geometría estadística y el análisis espectral, conviene hacer un breve análisis de la rotura del oleaje como fenómeno primordial para explicar el comportamiento de un monolito rígido frente a la acción del oleaje.

A partir de las expresiones para el asomeramiento, los modelos que se resumen a continuación permiten establecer las condiciones de altura de ola y profundidad de rotura, conocidas las condiciones de oleaje en profundidades indefinidas y la pendiente del fondo marino.

En apartados posteriores se describen diversos modelos ampliamente aceptados para la predicción de las cargas del oleaje sobre diques verticales. Una clasificación muy extendida y útil de estos modelos se basa en mapas paramétricos, como el mapa de McConnell presentado en PROVERBS (1998) que, en función de las condiciones del oleaje, define el tipo de cargas resultantes que predominan, pudiendo ser de manera general: carga estacionaria, carga cuasi-estacionaria, carga pulsátil, carga de impacto y carga en plunging. Cada una de ellas corresponde a una forma de la ola en el momento de su incidencia sobre el dique vertical, siendo especialmente importante los casos en que el proceso de rotura del oleaje incidente se ve afectado por la presencia de dicho paramento, pues en estos casos aparece el riesgo de cargas de impacto cuya magnitud, a su vez, está gobernada por el tipo de rotura y su interacción con el dique.

En la literatura clásica se definen cuatro tipos posibles de rotura del oleaje: oscilación, colapso, voluta y descrestamiento, siendo el número de Iribarren el parámetro controlador del tipo de rotura más empleado:

$$I_{r0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad \text{ec (2.81)}$$

Siendo α la pendiente del talud del fondo natural, H la altura de ola al pie del mismo y L_0 la longitud de onda en profundidades indefinidas.

Tabla 2.4. Valores del número de Iribarren para distintos tipos de rotura de oleaje

Tipo de rotura	Valores de I_r
Oscilación (surging)	$3 < I_r$
Colapso (collapsing)	$I_r \sim 3$
Voluta (plunging)	$0,4 < I_r < 3$
Descrestamiento (spilling)	$I_r < 0,4$

Figura 2.14. Formas de rotura. (Battjes, 1992)

Para determinar el flujo sobre el paramento vertical del dique (rebase) o bien las fuerzas de oleaje que actúan sobre él, hay primeramente que determinar si llega roto o no, o bien llega en proceso de rotura. A este respecto conviene aclarar que la causa de que el oleaje rompa puede ser del talud del fondo marino o bien de la banquetta de cimentación del dique, en cuyo caso no se puede hablar estrictamente de dique vertical sino de tipología mixta.

Por lo general, el oleaje puede romper frente al dique debido a la profundidad del fondo natural cuando $H/h \geq 0,40$ a $0,50$. Por su parte, en el caso de que el oleaje pueda romper debido a la banquetta de cimentación del dique, caben dos posibilidades:

- Si $d/h < 0,45$ (siendo d la profundidad o sumergencia de la banquetta), la rotura del oleaje puede producirse independientemente de la anchura B_b de la banquetta delante del dique
- Si $0,45 < d/h < 0,75$, la posible rotura frente al dique depende de la anchura relativa de la banquetta delante del dique (B_b/h) y de la profundidad relativa (h/L)

La Figura 2.15 representa los gráficos de Nagai, con la combinación de estos monomios que provocan la rotura del oleaje o la formación de un tren estacionario en caso de incidencia normal al dique. En estos diagramas h representa la profundidad a tres longitudes de onda delante del dique, h_1 es la profundidad sobre la banquetta de apoyo y h_2 es la profundidad a pie de banquetta.

Figura 2.15. Dominios de formación de ondas estacionarias o casos de rotura frente a dique. Nagai (Bruun, 1989)

Existe una enorme variedad de criterios de rotura, mostrándose a continuación los más utilizados, basados en experimentación empírica en modelo físico, en ocasiones con oleaje regular y otras con oleaje irregular. En todos estos criterios, las condiciones límite de los parámetros de oleaje aparecen con el subíndice b , que denota la condición de rotura del oleaje.

Un criterio de rotura ampliamente extendido para oleaje regular sin considerar la pendiente del fondo marino es el de Miche (1951), que emplea la teoría lineal y que asume que el ángulo de la superficie límite en la cresta no puede superar los 120° :

$$\frac{H_b}{L_b} = 0,142 \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot h_b}{L_b}\right) \quad \text{ec (2.82)}$$

Otro criterio usual por su simplicidad para estos mismos casos es el de Munk-McGowan, que corresponde a la rotura de una onda solitaria sobre fondos marinos de pendiente muy suave.

$$\frac{H_b}{h_b} = 0,78 \quad \text{ec (2.83)}$$

Por su parte, Goda (1970) propuso su modelo de rotura considerando la pendiente del fondo marino, como así lo hicieron posteriormente Ostendorf y Madsen (1979) y Sunamura (1983).

La formulación propuesta por el modelo de Goda a partir de las curvas obtenidas en varias campañas de ensayos de distintos investigadores es la siguiente:

$$\frac{H_b}{L_0} = 0,17 \left(1 - \exp\left(\frac{-1,5\pi h_b}{L_0} \left(1 + 15 \tan \frac{4}{3} \beta \right) \right) \right) \quad \text{ec (2.84)}$$

siendo β la pendiente del fondo marino y h_b la profundidad a una distancia de cinco veces H_s .

$$h_b = h + 5 \cdot H_{\frac{1}{3}} \cdot \tan \theta \quad \text{ec (2.85)}$$

Goda también propuso el empleo de un coeficiente variable del criterio de rotura señalado en la ec (2.84), con rango entre 0,12 y 0,18, así como el tratamiento probabilístico de la rotura.

La expresión de Ostendorf y Madsen distinguiendo distintos rangos para el mismo parámetro es:

$$\frac{H_b}{L_b} = 0,14 \tanh\left(\frac{[0,8 + 5 \tan \beta] \cdot 2\pi h_b}{L_b}\right) \text{ para } \tan \beta < 0,1$$

$$\frac{H_b}{L_b} = 0,14 \tanh\left(\frac{2,6 \cdot \pi h_b}{L_b}\right) \text{ para } \tan \beta > 0,1 \quad \text{ec (2.86)}$$

En todos estos casos, L_b señala la longitud de onda en el punto de rotura, definido a partir de la relación de dispersión $\mu = h/L$ (ó kh).

Otro modelo de rotura por fondo ampliamente empleado es el de Weggel (1972):

$$\frac{H_b}{h_s} = \frac{b}{1 + \frac{a \cdot h_s}{g \cdot T^2}} \quad \text{ec (2.87)}$$

donde:

$$a = 43,70 \cdot (1 - e^{-19 \cdot \cot g \alpha})$$

$$b = \frac{-1,56}{1 + e^{-19,5 \cdot \cot g \alpha}}$$

En cuanto a los modelos de rotura del oleaje irregular, de manera general puede afirmarse que indican que se produce con menores peraltes que en el caso de oleaje regular. Modelos basados en observaciones de campo, como Hotta *et al.* (1984), muestran que las olas más grandes rompen con menores peraltes, mientras que las pequeñas lo hacen con mayores peraltes que los señalados por los modelos de oleaje regular.

Por su parte, Oumeraci *et al.* (1994) proponen un modelo para oleajes irregulares cuasi-estacionarios del siguiente modo:

$$H_b = L_b \cdot \left[0,1025 + 0,0217 \cdot \left(\frac{1 - C_r}{1 + C_r} \right) \right] \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot d_b}{L_b}\right) \quad \text{ec (2.88)}$$

Demostrando que un valor de C_R menor proporciona una altura de ola en rotura mayor, es decir, la ola rompe con peraltes mayores.

Por otra parte, además de la necesaria estimación de H_b y h_b , con objeto de determinar el tipo de carga que solicita a los diques monolíticos, los modelos de rotura sirven para establecer la distribución real de alturas de ola en la zona de estudio. De esta manera, es posible desarrollar simulaciones numéricas de series completas de oleaje en puntos situados tras el punto de rotura, teniendo en cuenta la pérdida de altura por disipación de energía producida en la propagación a partir de la rotura de las olas mayores.

Así, tras la rotura el empleo de la distribución de Rayleigh puede no ser adecuado, por lo que es usual el empleo de otros modelos simplificados basados en valores característicos de la altura de ola además de la significativa. Los valores característicos más usualmente empleados son $H_{2\%}$ (altura de ola

excedida sólo por un 2% de las olas de un registro) y $H_{1/10}$, siendo esta última el promedio del diez por ciento de olas mayores del registro.

Y, en cualquier caso, adoptar una distribución tipo Rayleigh para el oleaje también en aguas someras es una aproximación que deja del lado de la seguridad ya que el truncamiento de la altura de ola en los casos en que se produce rotura no se tiene en cuenta.

Finalmente conviene destacar que en fondos horizontales o cuasi-horizontales, la altura de ola en rotura es inferior a las resultantes de los modelos anteriores con fondos en pendiente. Así, el valor límite para fondo horizontal viene dado por $(H/h)_{\max}=0,55$. Especialmente relevantes son los estudios de Nelson (1997) con oleaje regular e irregular sobre fondo horizontal, en los que determina que el límite superior de rotura para estos casos puede expresarse como:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{\max} = 0,55 + 0,88 \exp(-0,012 \cdot \cot \beta) ; 0 \leq \tan \beta \leq 0,01 \quad \text{ec (2.89)}$$

2.4.- Modelos experimentales de cargas horizontales en diques verticales de paramento plano

2.4.1.- Introducción

En el análisis experimental de las cargas de oleaje sobre diques verticales debe plantearse inicialmente la distinción entre la acción de oleajes no rotos, rotos o en proceso de rotura.

El oleaje incidiendo sobre un dique vertical causa cargas variables en el tiempo. La magnitud de esas cargas depende principalmente de la altura de ola, el periodo del oleaje, la celeridad de propagación, el ángulo de incidencia relativo, la geometría del fondo marino y de la geometría de la propia estructura. En función de los anteriores factores pueden distinguirse dos tipos de cargas actuando sobre un dique de paramento vertical (Allsop, 1996):

Cargas cuasi-estáticas

El valor de estas cargas varía relativamente despacio a lo largo del tiempo. Debido a esta lenta variación, las fuerzas de inercia de la estructura y del sistema de cimentación en su conjunto son despreciables. La acción del oleaje incidiendo sobre la estructura induce una ley de presiones cuasi-estática. La obstrucción que supone el dique al paso del oleaje provoca a su vez una sobreelevación de la lámina de agua, haciendo aumentar las fuerzas sobre el paramento. Estas fuerzas cuasi-estáticas tienen el mismo periodo que el del oleaje que las provoca. La fuerza neta es aproximadamente proporcional a la altura del oleaje, el cual a su vez se ve influido por la reflexión que provoca la estructura. Un intervalo de tiempo correspondiente a medio periodo, el oleaje vuelve reflejado desde la estructura, induciendo una fuerza negativa o succión en la pared. Por lo tanto, una primera conclusión importante es que cualquier actuación que reduzca el fenómeno de la reflexión provocada por el dique, reducirá las cargas de oleaje.

Cargas de impacto

Las cargas de impacto son cargas dinámicas con una breve duración y un valor de pico de presiones muy elevado, el cual puede llegar a ser más de 10 veces superiores al valor correspondiente al de las cargas cuasi-estáticas. Dependiendo de la geometría del cajón y del oleaje incidente, pueden distinguirse diferentes tipos de fuerzas de impacto. Por su parte, el proceso de rotura de oleaje sobre el paramento es complejo y la caracterización de este fenómeno carece de modelos altamente fiables.

Históricamente, al menos hasta las últimas décadas, este tipo de fuerzas no han sido tenidas en cuenta en el diseño de muchos de los diques. Sin embargo, una parte significativa de las averías en diques llamados verticales se han debido a una incorrecta ubicación que, sobre la base del clima marítimo actuante, originaba picos de presión por oleaje rompiente que conducían a deslizamientos, plastificaciones del terreno de cimentación o socavaciones progresivas.

En este sentido debe mencionarse el trabajo del Working Group 28 de PIANC (2003), donde se analiza el comportamiento de 26 casos reales a partir de la toma de datos en 14 diques verticales de tipologías diferentes. En ese trabajo el análisis se centraba en el comportamiento frente al rebase, reflexión, presiones de oleaje y cargas transmitidas a la cimentación, analizando principalmente el modo de fallo de deslizamiento. Uno de los resultados más llamativos obtenidos en dicho estudio fue que en cuatro de los casos analizados se habían producido averías por oleajes menores que los de diseño, demostrando la importancia estas cargas de impacto y su consideración en el diseño.

Desde un punto de vista conceptual, debe definirse primeramente el régimen que gobierna el comportamiento del oleaje y sus cargas asociadas, distinguiendo entre el régimen de Stokes (por lo general cuando $h/L > 0,135$) y el régimen de Boussinesq.

Dentro del primero, existen diversas aproximaciones posibles al problema, como son:

- Métodos basados en la teoría lineal
- Método de Sainflou
- Método de Miche-Rundgren
- Método de Nagai (en régimen de Stokes)
- Otros métodos (como Fenton hasta 3^{er} orden)

Cuando no existe rotura del oleaje es posible también acudir a otras teorías basadas en el régimen de Boussinesq, como la teoría de la onda solitaria o la solución cnoidal.

Por el contrario, cuando el dique se localiza en profundidades menores es necesario acudir a modelos basados en el régimen de Boussinesq para modelar el oleaje incidente y el campo de presiones. Estos modelos son complejos y, además, su aplicabilidad deja de ser válida si existe proceso de rotura del oleaje.

Para estos últimos casos en los que se producen condiciones más o menos desarrolladas de rotura del oleaje, es necesario acudir a modelos basados en la experimentación, bien sea a escala reducida o a escala de prototipo.

A continuación, y con objeto de dar una primera visión, se resumen las aproximaciones genéricas para el entendimiento del problema del oleaje no roto actuando sobre un dique vertical.

Por un lado, se presentan los aspectos generales de la teoría lineal de ondas que permiten una mejor comprensión de los modelos de estimación de cargas de oleaje sobre el paramento. Debe tenerse en cuenta que según esta teoría las soluciones del oleaje incidente y reflejado pueden ser superpuestas para conseguir expresiones analíticas del movimiento oscilatorio resultante.

A continuación, se resume en un cuadro algunos de los modelos experimentales más relevantes. Debido a que la exposición detallada de estos modelos no es objeto central de esta Tesis, en este Capítulo se incluye dicho cuadro, mientras que su desarrollo se encuentra incluido en el Apéndice 2. No obstante debe tenerse en cuenta que no se pretende ser totalmente exhaustivo con esta revisión sino que ésta se centra en los hitos principales de manera que se pueda disponer de una visión cronológica global. Algunos aspectos clave de este resumen son:

- La importancia de las aproximaciones mediante modelos no lineales de segundo orden, como los desarrollados inicialmente por Sainflou y Miche-Rundgren.
- La introducción de la geometría estadística y la clarificación en los datos de partida característicos del oleaje de diseño es una aportación fundamental que diferencian los trabajos anteriores y los posteriores a Longuet-Higgins.
- Los trabajos de Nagai (1969), pueden ser considerados como fundamentales por su distinción en la problemática Dique Vertical – Dique de banqueta alta.
- Los sucesivos modelos de Goda constituyen los procedimientos de cálculo comúnmente aceptados durante décadas, con las sucesivas correcciones de Takahashi para la obtención de los factores de corrección en el caso de presiones impulsivas.
- El desarrollo del mapa paramétrico de McConnell en PROVERBS (1998) (Figura 2.16) permite clarificar la naturaleza de las cargas sobre los diques verticales, siendo un instrumento imprescindible para la correcta aplicación de los modelos al uso.

El mapa se elabora mediante la definición de los siguientes productos adimensionales:

- altura de berma relativa: $h_b^* = \frac{h_b}{h_s}$
- Altura relativa de ola significativa: $H_s^* = \frac{H_s}{h_s}$
- Anchura de berma relativa: $B^* = \frac{B_{eq}}{L}$
- Fuerza horizontal relativa: $F_h^* = \frac{F_h}{\rho_w g H_b^2}$
- Berma equivalente: $B_{eq} = B_b + 0,50 \cdot h_b \cot g(\alpha)$
- Durante las últimas dos décadas se suceden algunos trabajos que pretenden esclarecer y caracterizar las respuestas dinámicas de la estructura frente a cargas de impacto, con objeto de discernir su influencia sobre el dique en su conjunto.

- Derivados de las necesidades concretas en algunas localizaciones, se desarrollan también tipologías novedosas, basadas en la búsqueda de la disminución de las cargas del oleaje sobre los monolitos verticales, la reducción de las tasas de rebase que afectan a los bienes defendidos y/o una menor agitación debido a la interacción del oleaje incidente y reflejado. Estas actuaciones son por lo general llevadas a cabo con cajones perforados, que son objeto del Capítulo posterior de esta Tesis.

Sí que se incluye al final de este Capítulo una breve reseña del estudio de la subpresión en diques verticales, como posible punto partida para futuras líneas de investigación sobre el objeto de estudio de esta Tesis.

where $h_b^* = h_b/h_s$, $H_s^* = H_{si}/h_s$, $B^* = B_{eq}/L_{pi}$

Figura 2.16. Mapa paramétrico de McConell (PROVERBS, 1998)

2.4.2.- Aproximación al cálculo de acuerdo a la teoría lineal para oleajes estacionarios

La siguiente aproximación es válida siempre que nos encontremos en el dominio de validez de la teoría lineal y el oleaje no esté en proceso de rotura.

En condiciones ideales, una ola incidente que incide sobre un paramento vertical impermeable y completamente rígido es reflejada, teniendo la onda reflejada la misma altura que la incidente.

La elevación de la superficie libre (η_i) de la onda incidente viene dada por la expresión:

$$\eta_i = \frac{1}{2} H_i \cdot \text{sen}(\omega t - kx) \quad \text{ec (2.90)}$$

donde:

H_i = altura de ola incidente

$\omega = 2\pi/T$ = frecuencia angular

$k = 2\pi/L$ = número de onda

De manera análoga a como se presenta en la ec. (2.37), la velocidad horizontal de las partículas queda definida como:

$$u_i = \hat{u}_i \text{sen}(\omega t - kx) \quad \text{ec (2.91)}$$

Por su parte, la elevación de la superficie libre y la velocidad horizontal de la onda reflejada resultan respectivamente:

$$\eta_r = \frac{1}{2} H_r \cdot \text{sen}(\omega t + kx + \alpha) \quad \text{ec (2.92)}$$

$$u_r = \hat{u}_r \text{sen}(\omega t + kx + \alpha) \quad \text{ec (2.93)}$$

en los que α es la diferencia de fase entre la onda incidente y la reflejada.

Para el caso particular de un paramento rígido e impermeable, la velocidad de la partícula en la pared vertical (esto es, en $x=0$) es $u=0$.

En esta condición, la reflexión completa conlleva $\alpha=0$ por lo que $u_r=u_i$, estando ambas en anti-fase. Si adoptamos que $z=-h$ corresponde con el pie del paramento vertical en contacto con la cimentación, así como $z=0$ a nivel de lámina de agua en reposo, y H_i como máxima amplitud, la ecuación de la onda estacionaria resultante es:

$$\eta_{es} = H_{es} \cos(kx) \cdot \text{sen}(\omega t) \quad \text{ec (2.94)}$$

La máxima amplitud de la onda estacionaria es la superposición de las amplitudes respectivas de la onda incidente y reflejada. Tomando como C_R el coeficiente de reflexión, se obtiene:

$$H_{es} = H_i + H_r = H_i (1 + C_R) \quad \text{ec (2.95)}$$

Como se ha visto anteriormente, el patrón de la onda estacionaria resultante presenta unas localizaciones llamadas nodos donde la elevación de la superficie libre, la velocidad vertical y la presión

son nulas. Mientras que hay otros puntos donde la amplitud del movimiento orbital de las partículas a nivel de superficie libre es el doble de la altura de onda incidente, siendo la componente de su velocidad exclusivamente vertical. Estos puntos son llamados “anti-nodos”.

La condición de onda estacionaria ocurre exclusivamente para el caso de reflexión total, es decir, cuando el coeficiente de reflexión es igual a la unidad ($C_R = H_i / H_r = 1$), caso en el que resulta $H_{es} = 2 \cdot H_i$.

Por el contrario, si la reflexión no es completa, por ejemplo porque el paramento vertical sea parcialmente poroso o no sea infinitamente rígido, se produce una onda parcialmente estacionaria cuya amplitud podrá variar desde $H_i + H_r = (1+C_R) \cdot H_i$ hasta $H_i - H_r = (1-C_R) \cdot H_i$.

Basándose en los fundamentos de la teoría descritos anteriormente y suponiendo que la reflexión no produce desfase entre el oleaje incidente y reflejado, se obtienen las soluciones del potencial de la onda incidente y reflejada como:

$$\phi_i = -\frac{H_i}{2} \frac{g}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(-k \cos \theta \cdot x + k \sin \theta \cdot y - \omega t) \quad \text{ec (2.96)}$$

$$\phi_r = -\frac{H_r}{2} \frac{g}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(k \cos \theta \cdot x + k \sin \theta \cdot y - \omega t) \quad \text{ec (2.97)}$$

Y sumando ambas se obtiene el potencial total:

$$\phi_t = -\frac{H_i}{2} \frac{g}{\omega} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cdot [(C_R + 1) \cdot \sin(k \sin \theta \cdot y - \omega t) \cdot \cos(k \cos \theta \cdot x) + (C_R - 1) \cdot \cos(k \sin \theta \cdot y - \omega t) \cdot \sin(k \cos \theta \cdot x)] \quad \text{ec (2.98)}$$

A partir de la expresión de Bernoulli para fluidos perfectos, que permite obtener el campo de presiones a partir del de velocidades, despreciando los términos no lineales y añadiendo las condiciones de contorno dinámicas de superficie libre, se obtiene la ley de presiones en el plano del paramento vertical en $x=0$:

$$P(0, y, z, t) = -\rho g z + \rho g \frac{H_i}{2} (1 + C_R) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(k \sin \theta \cdot y - \omega t) \quad \text{ec (2.99)}$$

Esta expresión es válida desde $z=-h$ hasta $z=\eta$.

Resultante de fuerzas de oleaje en paramentos verticales

De acuerdo a la teoría lineal de oleaje, la carga resultante sobre un paramento vertical es la integración de la ley de presiones en toda su profundidad.

$$F = \int_d^0 \rho g H_i \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} dz + \int^{H_i} \left(1 - \frac{z}{H_i}\right) \rho g H_i dz = \rho g H_i \cdot \left(\frac{1}{2} \frac{(\exp(kd) - \exp(-kd))}{k \cosh(kd)} + \frac{H_i}{2} \right) \quad \text{ec (2.100)}$$

En el caso particular de $\theta=0$ (incidencia normal), el empuje máximo total en una unidad de anchura de dique viene dado por:

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} \left(h^2 + \frac{H_i^2 (1 + C_R)^2}{4} \right) + \rho g \frac{H_i}{2} (1 + C_R) \frac{\tanh kh}{k} \quad \text{ec (2.101)}$$

Para reflexión perfecta, $C_R=1$:

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} (h^2 + H_i^2) + \rho g H_i \frac{\tanh kh}{k} \quad \text{ec (2.102)}$$

Así, mediante la teoría de ondas cuasi-estáticas y la posterior teoría experimental de Goda (1984), se deduce que la carga de oleaje sobre un dique vertical se incrementa con el peralte de la ola (H/L) así como con el periodo del oleaje (T).

Igualmente hay que señalar que si la altura de ola resultante disminuye al hacerlo el coeficiente de reflexión, C_R , también disminuye la carga del oleaje estacionario, lo cual es beneficioso de cara a mejorar la estabilidad del dique vertical.

2.4.3.- Cuadro resumen de modelos de cargas sobre diques de paramento vertical plano

A continuación se incluye un cuadro a modo de resumen de algunos de los modelos de cálculo experimentales de cargas de oleaje sobre diques de paramento vertical. Como se ha mencionado, no se pretende ser exhaustivo pero sí reflejar algunos hitos principales del estado del conocimiento acerca del problema.

El correspondiente desarrollo al contenido de este cuadro se incluye en el Apéndice 2 de esta Tesis, en el que también se presentan los estudios relativos a las cargas de impacto.

Tabla 2.5. Cuadro resumen de algunos modelos de cálculo de cargas de oleaje sobre diques de paramento vertical

Año/s	Autor/es	Hito	Comentario o expresión principal del modelo
1904	Gaillard	Modelo simplificado sobre datos de campo mediante dinamómetros	Diagrama de presiones semejantes al efecto chorro
1919	Hiroi	Diagrama simplificado rectangular	$P_{max}=1.50 \cdot \gamma_w H$
1923	Benezit	Método estacionario	Teoría hidrodinámica del chapoteo (<i>clapotis</i>) u onda estacionaria
1928	Sainflou	Publicación de “Essai sur les digues maritimes verticales”	Introduce su modelo de diagrama de presiones en función de P_1 , P_2 , P_3 y δ_0 . Modelos en cresta y seno
1927-33	Lira	Modelos dinámico-estáticos	Introducción del concepto de velocidad orbital en la modelización de las cargas
1937	Gourret	Método estacionario	Planteamiento del problema en profundidades reducidas o someras
1938	R. Iribarren	Publicación de “Método de Cálculo de Diques Verticales”	Introducción del concepto de geometrización del dique Distinción entre diques rompeolas y reflejantes
1938-39	Bagnold	Trabajos sistemáticos sobre cargas impulsivas	Choque confinado tipo “martillo”. $P_{max} = \frac{2.70 \cdot \rho \cdot U^2 \cdot K}{D}$
1944	Miche	Modelo estacionario de Miche	Modelos de presión para ondas estacionarias basados en distintos valores del coeficiente de reflexión, sobre el modelo de Sainflou
1950	Minikin	Diagrama de presiones para cargas de impacto como suma de componente hidrostática y dinámica	$P_m = 101 \cdot \rho g \cdot \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s)$
1954	R. Iribarren	Publicación de “Obras marítimas. Oleaje y Diques”	Métodos de totalización dinámico-estáticos. Concepto de presión dinámica de reflexión. Diagrama triangular de subpresiones
1958	Rundgren	Solución de segundo orden para oleajes muy peraltados en situación de no rotura	Sobre la base de Miche (1944), corrige la sobreestimación del modelo de Sainflou de cargas para oleajes muy peraltados en situación de no rotura
1952-1963	Longuet-Higgins	Introducción del concepto de geometría estadística	Elección de la altura de ola de diseño
1967-1970	Lundgren, Horikawa, Noguchi, Goda	Diversos estudios de caracterización del fenómeno impulsivo	Distinción de las formas impulsivas: tipo Wagner, forma intermedia y tipo Bagnold en función del ángulo de ataque β de la ola sobre el paramento

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
con patio interior y geometrías cilíndricas

Año/s	Autor/es	Hito	Comentario o expresión principal del modelo
1969	Nagai	Método de Nagai para diques verticales (régimen de Stokes) Método de Nagai para diques mixtos (régimen de Boussinesq)	Distinción tipológica y elección de las teorías que mejor se ajustan a los resultados experimentales
1974-1985	Goda y Tanimoto	Diagrama de presiones de Goda y de Goda generalizado	Modelo para cargas cuasiestacionarias en cresta y seno
1985	Fenton	Modelo de 3 ^{er} orden	Ampliación de los rangos de aplicación respecto a los modelos de primer y segundo orden
1992-1994	Takahashi	Corrección al modelo de Goda introduciendo los coeficientes α de presiones impulsivas	$\alpha_2^* = \max\{\alpha_{2Goda}, \alpha_1\}$
1995	Kortenhaus y Oumeraci	Esquemas simplificados de picos impulsivos	Caracterización de la evolución temporal de cargas relativas en función del tiempo relativo
1995-1996	Allsop y McKenna	Ensayos de caracterización de picos impulsivos	
1998	McConnel et al. (PROVERBS)	Mapa paramétrico	Distinción tipológica de diques. Clasificación de la naturaleza de las cargas
1998	Allsop et al. (PROVERBS)	Esquema de la aplicabilidad de las diferentes similitudes en función del tipo de carga de impacto	Similitudes de Cauchy, Froude y combinadas a lo largo del historial temporal de cargas de impacto
2007	Allsop y Piscopia	Gráficas de impacto normalizadas	Comparación con los resultados de Goda y Takahashi. Las cargas impulsivas pueden ser hasta 50 veces superiores a las no impulsivas, pero se dan muy localizadas, luego es más importante evaluar el riesgo de presentación mediante funciones de probabilidad (no excedencia)
2009-2010	Bullock, Hofland, Kaminski y Bogaert	Modelos de distribución de impactos con aire ocluido y tipo “flip through”	Ensayos a gran escala
2013	Díaz y Rodríguez	Toma de datos con sensores en el dique de Botafo	Evaluación de la fórmula de Goda en contraste con registros en campo de larga duración

2.4.4.-Estudio de la subpresión en diques verticales

En el libro “Oleajes y Diques” (R. Iribarren, 1954) se señala lo siguiente:

“Como diagrama de subpresiones se puede adoptar, salvo casos justificados, la distribución triangular correspondiente a la mitad de las presiones en la arista exterior y nula en el interior” (páginas 291 y 292).

Por otra parte, Goda (1985, 2000) asume una distribución triangular de las subpresiones, con valor P_u en la arista exterior y valor nulo en la arista interior.

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_w \cdot H_D \quad \text{ec (2.103)}$$

El modelo de Goda asume que la subpresión no está afectado por el rebase.

También señala que, teóricamente, la intensidad P_u en la arista exterior debería ser la misma que la horizontal en dicho punto: P_3 . Sin embargo, Goda señala que esa consideración es muy conservadora, a la vista de los resultados en prototipos en diques japoneses y de ensayos en modelo reducido.

Por su parte, el “*The rock manual. The use of rock in hydraulic engineering*” (CIRIA-CUR, 2007) señala que la distribución de presiones bajo el monolito disminuye rápidamente a partir de P_u .

Takahashi (1996) afecta a la expresión de P_u de Goda por un factor λ_3 , y determina que $P_3 \geq P_u$ en todos los casos.

Esta misma consideración es presentada por Gonzalez Madrigal en 1999 en la publicación “El mar como acción predominante en las obras marítimas. Modelización. CEDEX-Puertos del Estado”; así como en el Report del Working Group 28 de PIANC “*Breakwaters with vertical and inclined concrete walls*” de 2003.

Posteriormente, son representativos los ensayos de Kundella y Oumeraci (2004-2006) con sensorización para la medición de presiones intersticiales y su disipación sobre el esquema de base granular y mallas.

Reseñable es también el trabajo de Pérez *et al.* (2010) en el que analiza experimentalmente la relación entre las componentes horizontal y vertical de la presión en la arista exterior (P_u - P_2), en función de la relación h_b/h .

Figura 2.17. Esquema geométrico y correlación $P_{u1,max}$ - $P_{2,max}$. (Pérez et al. Coastal Engineering, 2010)

En dicho trabajo se concluye que con valores de $h_b^* = h_b/h$ de 0,25, entonces $P_u < P_2$. Mientras que en casos con altura relativa de berma $0,50 < h_b/h < 1,00$, el comportamiento de los datos observados no es claro; recuperándose la tendencia de $P_u < P_2$ cuando $h_b/h = 1,00$.

Igualmente, se comprueba que las presiones verticales máximas no están en fase con el impacto dinámico horizontal del oleaje sobre el dique.

Estas conclusiones son coherentes con las medidas tomadas en campo en los diques de Porto Torres (Italia) o Dieppe (Francia) en el marco de los estudios de PROVERBS, en 1998.

Finalmente debe tenerse en cuenta que el análisis de las presiones verticales es necesario para el dimensionamiento de las piezas de protección frente a socavación delante del dique, estando extendido el empleo del método de Ushijima *et al.* (1988) para determinación del espesor de las piezas de hormigón, tanto para secciones en tronco como en morro de dique.

Figura 2.18. Espesor de los bloques de guarda. Método de Ushijima (1988)

Adicionalmente, dentro del programa PROVERBS se desarrollaron sendas campañas de ensayos en modelo físico en los laboratorios GWK de Hannover y en HR Wallingford.

Figura 2.19. Definición de parámetros para el modelo de estimación de presiones verticales en berma delantera (PROVERBS)

El esquema de presiones verticales resultante propuesto es triangular, con una presión máxima junto a la arista exterior del cajón, que cumple las siguientes relaciones.

$$p_{A,G} = p_{3,G} + \left[d_c / (d_c + d) \right] (p_{1,G} - p_{3,G}) \quad \text{ec (2.104)}$$

$$L_{pb} = 0,26 \cdot L_{pi}^{0,87} \quad \text{ec (2.105)}$$

$$L_{pi} = \left(g T_p^2 / 2\pi \right) \tanh \left(\frac{2\pi h_s}{L_{pi}} \right) \quad \text{ec (2.106)}$$

Con una corrección necesaria en base a las mediciones registradas durante los ensayos:

$$\frac{P_{A,cor}}{\rho g \cdot d} = 0,7 \cdot \left[\frac{P_{A,m}}{\rho d \cdot d} \right]^{0,861} \quad \text{ec (2.107)}$$

2.5.- Cajones perforados

2.5.1.- Comportamiento hidráulico y funcional

Consideraciones iniciales

El creciente número de estudios de cajones perforados en estructuras de abrigo durante los últimos años viene marcado por la búsqueda de soluciones para los principales inconvenientes que presentan los diques verticales clásicos: grandes reflexiones, elevadas cargas de oleaje, rebases (*overtopping*) y socavación de la banqueta de apoyo (*toe scour*).

El análisis de las incertidumbres en el diseño en la determinación de las componentes del flujo de energía (reflexión, transmisión y absorción) surge tras el estudio de diferentes soluciones tipológicas que pretenden laminar las componentes de la onda incidente y su respuesta frente a la masa de agua.

Figura 2.20. Esquema general del flujo de energía

En los cajones perforados, la energía del oleaje incidente es absorbida de acuerdo a diversos mecanismos: aplicación de las cargas de oleaje en instantes ligeramente desfasados en el tiempo, turbulencia generada en el interior de la cámara disipativa, resonancia y efectos viscosos. En general, puede asumirse que la disipación de energía se incrementa cuanto mayor sea la diferencia del nivel de la lámina de agua a ambos lados de la pared perforada, siendo esta disipación fuertemente dependiente de la longitud de ola a pie de dique (L).

A lo largo del tiempo se han desarrollado diversas soluciones con objeto de proporcionar características disipativas a las estructuras de abrigo mediante el empleo de cámaras interiores y una o múltiples paredes perforadas, siendo soluciones empleadas principalmente en Japón.

Geométricamente, cualquier cajón de esta tipología queda descrito mediante unas variables principales, como son la anchura de la cámara (B) y la porosidad de la/s pared/es perforada/s (n). Dicha porosidad es alcanzada mediante el uso de aberturas o ventanas verticales, agujeros circulares o rectángulos horizontales.

La porosidad del paramento perforado se define como la relación entre el área de las aberturas y el área total del paramento, oscilando los valores usuales entre un 15% y un 40%. Por otra parte, la anchura de la cámara disipativa (B) oscila típicamente entre $1/10$ y $1/4$ de la longitud de onda a pie de dique.

Por su parte, la cámara disipativa puede estar bien cubierta superiormente mediante un cerramiento con agujeros tipo “bufadero”, para permitir la salida del aire ocluido, o bien abierta.

Debe destacarse aquí la distinción que comúnmente aparece expuesta en la literatura científica entre los paramentos o pantallas perforadas (*screens*) y los cajones perforados (*perforated caissons*) de acuerdo a un criterio funcional. Las primeras son empleadas dentro de las dársenas portuarias y su objetivo es disminuir las reflexiones del oleaje, producidas bien por la entrada de oleaje desde aguas exteriores, bien por la generación de agitación producida por las embarcaciones en forma de estela. Por su parte, los cajones perforados son empleados en diques de abrigo para dar respuesta al oleaje incidente.

Esta distinción, que es comúnmente aceptada, puede dar lugar a confusión en cuanto que existen algunas realizaciones de muelles antirreflejantes con cajones perforados. No obstante y a pesar de esta salvedad, por lo general el empleo del término cajón (*caisson*) viene a referirse a los elementos monolíticos de los diques cuyo principal objeto es resistir los empujes del oleaje, teniendo como objetivos también la reducción del rebase y la mejora en la estabilidad de la berma de la banquetta sobre la que se cimienta el propio cajón. Mientras que las pantallas perforadas hacen referencia a cualquier solución perforada y con cámara interior, ya sea monolítica o no, empleada en los paramentos interiores de las dársenas cuyo objeto principal es la reducción de las reflexiones y la agitación interior.

Esta distinción está lejos de ser únicamente nominal o de nomenclatura. Al contrario, subyace en ella implícitamente una diferenciación funcional que tiene su reflejo en las diferentes aproximaciones al problema. Así, algunos estudios se centran en la caracterización del coeficiente de reflexión (C_R) cuando ésta es suficientemente fiable y el objeto es validar una determinada solución en el interior de una dársena. Mientras que otros estudios se basan en la estimación directa de las fuerzas provocadas por el oleaje incidente, en cuanto que la principal misión de la estructura es proporcionar abrigo y cumplir unos determinados estándares de seguridad (estabilidad) frente a las condiciones de diseño a lo largo de la vida útil de la estructura. La caracterización del coeficiente de reflexión en estos casos viene impuesta por la influencia de este parámetro en el nivel máximo de agua acumulada delante justo de la estructura y que, en cierta manera, determina la interacción entre la altura de ola incidente y la reflejada y, por consiguiente, en las fuerzas totales ejercidas por la masa de agua.

Si bien hay extensa bibliografía sobre el tema, no se encuentran modelos de aplicación práctica extensibles a cualquier realización de estas tipologías, debido a la variabilidad del diseño geométrico y a la complejidad de los procesos hidráulicos.

Determinación del ascenso-descenso sobre diques verticales perforados y con cámaras

Las estructuras verticales porosas (o anti-reflejantes) ofrecen ventajas respecto a las impermeables en su comportamiento funcional pues: son más afectivas en la reducción del ascenso (*run-up*) del oleaje, las solicitaciones son menores y los coeficientes de reflexión son más bajos.

Es de destacar a este respecto que en la actualidad no existen formulaciones específicas para determinar el comportamiento del flujo desde un punto de vista funcional, debido al gran número de

parámetros que intervienen en el diseño: no sólo los parámetros del oleaje y del fondo, sino propios de la estructura: anchura de la cámara, número de cámaras, porosidad, tipo de aberturas, etc.

A este respecto es fundamental tener presente que el elevado número de parámetros hacen casi inviable cualquier intento de tabulación empírica del comportamiento funcional del dique poroso y, en cierta medida derivado de éste, de la propia estabilidad, basado en análisis dimensional. Por lo que se hace necesario emplear alguna herramienta disponible como primera aproximación al problema, estando el diseño final sujeto a la imprescindible evaluación en modelo físico.

Sin embargo, los avances en los últimos años de modelos numéricos permiten acotar el número de ensayos físicos necesarios. Así destacan los modelos potenciales, (como Losada, 1993) para oleaje sin rotura y sin rebase, o los VOF basados en las ecuaciones RANS, que permiten la obtención de los parámetros cinemáticos en el caso fenómenos no lineales como rotura del oleaje o rebase en cajones perforados (como Takahashi *et al.* 2002).

Ya desde comienzos de la década de 2000, se disponen de trabajos altamente precisos de la evaluación de la altura cuadrática media en las proximidades y en el interior de este tipo de diques porosos con cámara amortiguadora (Requejo *et al.* 2002), con variaciones drásticas de H_{rms} en el interior de la cámara con pequeñas variaciones del periodo de la onda incidente y, por tanto, de B/L .

Figura 2.21. Ejemplo de comparación de la evaluación de H_{rms} medida con la obtenida con modelo potencial (Requejo *et al.* 2002)

Rebase en diques verticales perforados

En cuanto a la medición de tasas de rebase, en 2.3.1 (ec. 2.77, Tabla 2.3). se han presentado los ajustes experimentales de la expresión de Franco para distintas tipologías de diques verticales, incluidos los perforados, con los correspondientes valores del coeficiente b . Dicha expresión puede considerarse como comúnmente empleada para este tipo de diques.

Transmisión en diques verticales permeables no rebasables

Existen algunos estudios de la transmisión en este tipo de estructuras, cuya tipología a su vez puede ser muy variada: diques monolíticos perforados por ambas caras y con cámaras interiores, diques verticales rellenos de escollera, diques porosos de piezas encajadas; pantallas perforadas sobre pilotes, etc.

Sólo existe información suficiente de ensayos, con sus formulaciones empíricas resultantes, cuando la porosidad del dique es aproximadamente isotrópica es decir, la porosidad de las paredes anterior y posterior es muy similar.

En estos casos, es reseñable el estudio de Numata (1976), que propuso la siguiente formulación para el cálculo del coeficiente de transmisión (C_t ó K_t), de diques verticales porosos sometidos a oleaje regular:

$$K_T = \frac{1}{\left(1 + \alpha_T \left(\frac{H}{L}\right)^{\beta_T}\right)^2} \quad \text{para } h/L < 0,25 \quad \text{ec (2.108)}$$

donde α_T y β_T son coeficientes experimentales que dependen de la relación entre B (anchura del dique, o anchura de la cámara, según el caso) y D (diámetro característico de las piezas de relleno), según la siguiente tabla.

Tabla 2.6. Valores de α_T y β_T para distintos tipos de diques verticales porosos (Numata, 1976)

Tipo de material	α_T	β_T
Escollera ($n=0,39$)	$1,26(B/D)^{0,67}$	0,50
Tetrápodos	$1,184(B/D)^{0,895}$	0,50

2.5.2.- Reflexión y cargas de oleaje en diques verticales perforados. Revisión de distintas aproximaciones al problema

2.5.2.1.- Cuadro resumen

Del mismo modo que se ha hecho con los estudios sobre las cargas de oleaje en diques de paramento vertical, a continuación se presenta un cuadro resumen con algunos de los trabajos más relevantes en cuanto a cajones perforados se refiere.

En ellos se alternan los trabajos cuyo objetivo principal era el de caracterizar el coeficiente de reflexión delante de la estructura con los que tratan de evaluar la mejora en cuanto a reducción de cargas de oleaje. De hecho, esta distinción puede llegar a ser complicada en algunos estudios, debido a la estrecha relación que hay entre ambas magnitudes.

También se van alternando los trabajos experimentales basados en ensayos en modelo físico reducido con otros, más recientes, que principalmente se basan en modelos numéricos. Entre ambos grupos, son también relevantes los estudios basados en la toma de datos de campo en diques reales ejecutados con cajones perforados, estudios de elevada complejidad en lo que respecta a la implementación y mantenimiento de los sistemas de toma de datos, así como en la interpretación de resultados a la vista de la duración y condiciones específicas de sus registros.

Además, se entremezclan estudios específicos de piezas especiales cuyo empleo original no está concebido en diques de abrigo sino en líneas de atraque. Sin embargo, se entiende que son suficientemente relevantes y, por lo tanto, también quedan referidos en este capítulo.

A diferencia del planteamiento realizado en el apartado 2.4.3, en el que el desarrollo del contenido del cuadro se incluye en un Apéndice, y toda vez que el estudio de los cajones perforados es un aspecto central para la consecución de los objetivos de la Tesis, a continuación del cuadro se incluye un breve desarrollo de los estudios en él referidos. Dicho desarrollo trata de ser sucinto y de mantener un orden

cronológico, si bien no se pretende ser totalmente riguroso en ese sentido debido a la relación que presentan algunos estudios entre sí.

El presente cuadro se completa con la Tabla del final de este capítulo, donde se presentan los rangos de variables adoptados en algunos de los ensayos aquí relacionados.

Tabla 2.7. Cuadro resumen de algunos de los trabajos de referencia en el estudio de cajones perforados

Año/s	Autor/es	Método principal de investigación	Principal resultados / Conclusiones
1961 y 1965	Jarlan	Ensayos físicos con oleaje regular	Influencia de las variables descriptoras principales
1968	Marks y Jarlan	Ensayos físicos con oleaje irregular	Análisis espectral de la distribución de fuerzas sobre el cajón
1973	Sawaragi e Iwata	Ensayos físicos con oleaje irregular	Estimación (ábacos) de C_R y C_t delante del cajón en función de diversos valores de B/L y de H/h .
1976	Ijima, Tanaka y Okuzono	Ensayos físicos. Evaluación cajones ARC	
1979	Kondo	Ensayos físicos con oleaje regular	
1979	Sawaragi	Ensayos físicos con oleaje irregular	
1982	Tanimoto y Yoshimoto	Ensayos físicos	
1983	Matteoti	Ensayos físicos	
1984	Hagiwara	Modelo lineal teórico y ensayos físicos	
1991	Two y Lin	Ensayos físicos con oleaje regular	
1992	Juanyi	Ensayos físicos con oleaje regular e irregular	
1991 y 1994	Takahashi y Shimosako	Ensayos físicos con oleaje regular e irregular	Modificación de la fórmula general de Goda con la introducción del parámetro λ para las seis fases críticas en un dique perforado
1992	Bennet <i>et al.</i>	Modelos matemáticos basados en la teoría lineal y ensayos físicos	Descripción semi-empírica de la formación de vórtices y de C_R delante de la estructura, con pared trasera opaca o parcialmente porosa
1992	Fugazza y Natale	Modelo de flujo potencial	Sensibilidad de C_R en función de B/L para simple y doble cámara
1994	Franco et al.	Ensayos físicos con oleaje irregular	Ajuste de la expresión del rebase para diques perforados
1995	Suh & Park	Método variacional de Galerkin de frecuencias propias y ensayos físicos	Estimación de C_R
1995	McBride y Allsop	Ensayos físicos con oleaje regular e irregular y modelos numéricos	Caracterización de C_R en función un amplio rango de valores de B/L para una y múltiples cámaras
1995	Canel	Ensayos físicos	Ajuste de la altura de ola de cálculo en función de C_R
1998-2003	Varios (PROVERBS)	Ensayos físicos con oleaje regular e irregular y toma de datos en campo	Diversos modelos semi-empíricos. Ajustes desiguales. Complejidad en la interpretación de la toma de datos en campo
2000	Bergmann y Oumeraci	Ensayos físicos y toma de datos en campo	Cargas totales de oleaje para sistemas de simple y múltiple cámara

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
con patio interior y geometrías cilíndricas

Año/s	Autor/es	Método principal de investigación	Principal resultados / Conclusiones
2000	Williams <i>et al.</i>	Modelo numérico	Adaptación del modelo de Fugazza y Natale mediante la introducción del factor de amortiguación en el interior de la cámara
2001-2003	CEDEX (R. Gutiérrez Serret) y FCC	Ensayos en modelo físico	Efectividad de diversas configuraciones de ventanas y cámaras
2002-2003	Takahashi y Kakuno	Modelo numérico VOF y ensayos en modelo físico	Evaluación de C_R para diferentes valores de B/L
2003	Li <i>et al.</i>	Modelo numérico de elementos finitos y ensayos físicos	Expresión analítica de C_R para doble cámara
2003	Teng y Li	Modelo numérico de elementos finitos y ensayos físicos	Obtención de los autovalores para resolver la expresión matemática de la elevación de la lámina de agua en el interior de la cámara
1998-2003	Tabet-Aoul y Belorgey Tabet-Aoul y Lambert	Ensayos en modelo físico con oleaje irregular y toma de datos de campo	Modelos empíricos de estimación de cargas con porosidad de pared delantera del 28%. Comienza a haber desfase entre las cargas si $B/L < 0,6$
2007	Berenguer	Ensayos en modelo físico	Estudio de C_R para bloques Bara. Aplicación para el canal de entrada en el Puerto de Valencia (Copa América)
2002-2011	Garrido y Medina	Ensayos físicos con oleaje regular e irregular. Técnica de redes neuronales	Evaluación de C_R para diferentes valores de B/L para una y múltiples cámaras. Contraste con los modelos de Fugazza y Natale (1992) y Williams (2000)
2008-2011	Liu y Li	Método analítico de la función de transferencia y ensayos con oleaje irregular	Evaluación de las cargas horizontales y verticales de oleaje sobre cajones perforados
2007-2009	Kirca y Kardasli	Ensayos con oleaje regular e irregular	Estimación de cargas de oleaje para un cajón perforado con separación horizontal interior
2010	Chen	Modelo numérico basado en las ecuaciones RANS y ensayos físicos	Presiones de oleaje en paredes delantera y trasera del cajón
2014	Chang-Hwan y Sang-Ho Oh	Ensayos físicos con oleaje irregular	Presiones de oleaje basados en los modelos de Takahashi y Shimosako de 1994 en fases de cresta I y IIb
2015	Aristodemo <i>et al.</i>	Modelo numérico SPH. Contraste con los ensayos físicos de Chen <i>et al.</i> (2007)	Cargas de oleaje y máximos <i>run-up</i> y <i>run-down</i> frente al cajón y en el interior de la cámara

2.5.2.2.- Estudios experimentales basados en modelos físicos o numéricos

Los primeros estudios sistemáticos del problema datan de la década de los sesenta con los ensayos regulares en cajones tipo Jarlan (1961), publicados en el *Dock and Harbour Authority*, con tabiques perforados y oquedades circulares. Estos primeros estudios ponen de manifiesto la complejidad del sistema frente a algunas variables descriptoras fundamentales, como son el periodo del oleaje, el peralte de la ola, la relación entre la anchura de la cámara de disipación y la longitud de onda a pie de la estructura, además de la relación entre la profundidad de dicha cámara y la profundidad a pie de estructura.

Figura 2.22. Estructura marítima antirreflejante tipo Jarlan (Jarlan, 1961)

Posteriormente, Marks y Jarlan (1968) llevan a cabo una serie de ensayos con oleaje irregular, desarrollando un análisis espectral de la distribución de fuerzas sobre el cajón. También demuestran que la socavación tanto de la banquetta como del fondo natural arenoso delante del dique es menor con paramentos verticales perforados.

Prosiguiendo con los posteriores existentes en este campo nos encontramos con los cajones ARC y la experiencia japonesa de Ijima, Sawaragi, Tanaka y Okuzono bien entrada la década de los setenta.

Figura 2.23. Planta y sección tipo de un cajón ARC

Así, de estos estudios, se obtienen para los cajones tipo ARC relaciones óptimas de la anchura de la cámara ($L/5$), de la profundidad de la misma ($L/9$) y de la amplitud de la ranura ($L/14$).

Por su parte se pone también de manifiesto la dispersión entre los valores de Ijima optimizada en $0,18 \cdot L$, y Sawaragi: $0,25 \cdot L$. En los trabajos de éste último se incluye el ábaco de Sawaragi (1973) donde se observa la sensibilidad del problema frente a la mecánica ondulatoria gobernada por el periodo.

Effect of x/L on χ (from Sawaragi and Iwata 1973).
Figura 2.24. Ábaco de Sawaragi e Iwata (1973)

Prácticamente simultáneos en el tiempo, Ijima, Tanaka y Okuzono (1976), con la colaboración del ingeniero español D. Carlos Peña Martínez, plantearon una serie de ensayos sistemáticos respecto a C_R frente al muro perforado con cámara de disipación de energía en función de la relación B/L y B/h .

Figura 2.25. Ensayos de Ijima, Tanaka y Okuzono (1976)

Puede observarse en el anterior diagrama la problemática existente en relación a la variación de la longitud de onda, potencia segunda del periodo, y por todo ello la dificultad de tomar una decisión de diseño en relación a la amplitud de las cámaras, dada la presencia de notables variaciones de periodo entre las situaciones de oleaje medio y de extremos. Es decir, queda de manifiesto la dificultad de compatibilizar un óptimo comportamiento de la estructura frente a un objetivo de disminución de reflexiones en situaciones operacionales y frente a un objetivo de disminución de cargas de oleaje en

situaciones extremales (oleajes de diseño), o bien, la necesidad de una clara distinción entre estructuras exteriores o de abrigo y las interiores, o muelles de atraque.

Dada la sensibilidad que tiene el problema con el periodo ondulatorio y la influencia negativa con valores altos de esta variable, Kondo (1979) plantea la necesidad de determinar el comportamiento cuando existe doble cámara. Para ello desarrolló un modelo analítico para determinar el comportamiento del coeficiente de reflexión en cajones tanto de simple como de doble cámara, deduciendo que la presencia de una segunda pared perforada puede reducir de forma importante el coeficiente de reflexión.

Posteriormente, y siguiendo la escuela japonesa, Tanimoto y Yoshimoto (1982), muestran la influencia del ancho de la cámara con relación a la porosidad de la pared, realizando sus ensayos con un valor de esta magnitud del 25%.

Figura 2.26. Ensayos de Tanimoto y Yoshimoto (1982)

Los trabajos posteriores de Matteoti (1983) siguen poniendo de manifiesto la notable dispersión en los resultados en función del periodo, peralte y amplitud de cámara con relación a la longitud de onda. Todo ello ahonda en la problemática de compatibilizar la descomposición de energía de la onda incidente en sus distintas componentes (reflexión, absorción y transmisión de energía), en función de la estructura marítima de que se trate.

Figura 2.27. Ábacos de Matteoti. Coeficientes de reflexión frente a T , H/L y l/L (1983)

Hagiwara (1984) propone un modelo teórico para estimar los coeficientes de reflexión y transmisión para diques verticales disipativos, mediante la integración de las ecuaciones de los perfiles de velocidad en las proximidades del cajón. También se analizaron las características estructurales y la capacidad disipativa para diques permeables, con paramentos perforados tanto en la pared delantera como trasera.

Bennet *et al.* (1992) desarrolla un modelo para evaluar C_R mediante una formulación que combina la teoría lineal con una descripción semi-empírica de la formación de vórtices debido a los bordes de las aberturas de la pared frontal, distinguiendo los casos en que la pared trasera sea totalmente opaca o parcialmente porosa.

En el año 1995, el laboratorio de investigación HR Wallingford planteó un análisis de las componentes de reflexión para cajones en Hong – Kong, destacando la posibilidad de la existencia de efectos

resonantes en el interior de las cámaras ante determinadas solicitaciones de clima marítimo incidente y periodos residuales internos. Esta situación semejante a la llamada resonancia “Bragg” fue concretada por los ábacos de Allsop y McBride (1995).

Figure 2 Cross-section of initial design for seawall

Figure 3 Reflections from single chamber system predicted by numerical model, after Allsop (1995)

Figure 4 $C_r(f)$ against B_w/L for single and double chambers, after McBride et al (1995)

Figura 2.28. Ensayos y modelos numéricos de Allsop y McBride (1995)

Figura 2.29. Coeficiente de reflexión de un dique Jarlan (Allsop, 1995)

En paralelo en esta época se desarrollan los trabajos de L. Franco *et al.* (1994) y los de Takahashi y Shimosako (1991-1994). Estos últimos tuvieron su continuidad con las modificaciones a las expresiones desarrolladas en la década siguiente (2002).

Por su parte, Canel (1995) trata de ajustar un modelo de fuerzas de oleaje en función de C_R en base a una campaña de ensayos físicos.

En base principalmente a estas últimas referencias se establece una clasificación general que engloba las aproximaciones al problema de los modelos que estiman las máximas fuerzas del oleaje sobre este tipo de diques en comparación con los cajones convencionales y que se desarrollarán desde este momento:

- El enfoque de los modelos inspirados en los trabajos de Canel (1995), los cuales se basan en el empleo de coeficientes reductores de la altura de ola de diseño (K_r) para ser empleada en la formulación clásica de Goda. Esta reducción está basada en el coeficiente de reflexión (C_R) que debe ser evaluado y que finalmente se relaciona mediante el ajuste: $K_r = (1 + C_R)/2$. El principal inconveniente de este enfoque es que es primero necesario determinar C_R , reduciendo la practicidad de este tipo de análisis
- El enfoque de los modelos basados en el desarrollo inicial de Takahashi (1991), que modifica la formulación general de la fórmula de Goda teniendo en cuenta seis fases principales que el autor considera crítica en el proceso de incidencia del oleaje y respuesta de la estructura. El modelo fue completado por el propio Takahashi con Shimosako (1994) mediante la introducción del parámetro de modificación, λ , ajustado para distintos tipos de cajones.

Figura 2.30. Etapas críticas consideradas en el modelo de Takahashi et al. (1991)

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
Slit Wall	λ_{s1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{s2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.75$) 0.3/ α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
Impermeable Front Wall	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.5$) 0.2/ α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
Wave Chamber Rear Wall	λ_{R1}	0	$20H/3L'$ ($H/L' \leq 0.15$) 1.0 ($H/L' > 0.15$)	1.4 ($H_p/h \leq 0.1$) $1.6-2H_p/h$ ($0.1 < H_p/h < 0.3$) 1.0 ($H_p/h \geq 0.3$)
	λ_{R2}	0	0.56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0.5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
Wave Chamber Bottom Slab	λ_{u1}	0	$20H/3L'$ ($H/L' \leq 0.15$) 1.0 ($H/L' > 0.15$)	1.4 ($H_p/h \leq 0.1$) $1.6-2H_p/h$ ($0.1 < H_p/h < 0.3$) 1.0 ($H_p/h \geq 0.3$)
	λ_{u2}	0	0	0
Uplift Force	λ_{u1}	1	0.75	0.65
	λ_{u2}	0	0	0

Figura 2.31. Distribución de presiones en cajones perforados y valores del factor λ según Takahashi et al (1991)

Fugazza y Natale (1992)

Por su parte, y al contrario que Kondo, Fugazza y Natale (1992) constataron mediante un modelo de flujo potencial, que la reducción del coeficiente de reflexión en doble cámara ocurre sólo para valores de $B/L > 0.35$, por lo que la cámara Jarlan simple u otras de simple cámara con una relación $B/L \approx 0.25$ es más efectiva, lo cual tiene una importancia significativa, toda vez que estas anchuras pueden ser asequibles para las técnicas constructivas habituales.

Figura 2.32. Esquema conceptual de Fugazza y Natale (1992)

Siguiendo la línea de estos trabajos, William *et al.* (2000) adapta la formulación de Fugazza y Natale mediante la introducción del factor de amortiguación del movimiento oscilatorio en el interior de la cámara y su influencia en la determinación del coeficiente de reflexión para cajones perforados de simple y doble cámara:

$$D(L, B) = k_0^2 \gamma \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{ec (2.109)}$$

donde γ es el coeficiente de amortiguamiento, k_0 es el número de onda que satisface la ecuación de la dispersión, L es la longitud de onda a pie de dique y B es el ancho de la cámara perforada.

Suh & Park (1995)

Los autores, mediante el empleo del método variacional de Galerkin de frecuencias propias, desarrollan un modelo analítico para predecir el coeficiente de reflexión frente a cajones perforados apoyados sobre banquetas de escollera con oleajes de incidencia oblicua. El modelo es validado mediante realización de ensayos en modelo físico y con los datos disponibles de los ensayos de Tanimoto (1976) para oleajes de incidencia normal y de Ijima *et al.* (1978) para los de incidencia oblicua.

El modelo resultante, propuesto en variable compleja, define la amplitud del movimiento oscilatorio dentro de la cámara (Región 3) como composición del oleaje incidente en el sentido de avance y el reflejado en el sentido inverso.

CEDEX (2001)

La década de 2000 comienza con los estudios basados en campañas sistemáticas de ensayos del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC del CEDEX, Madrid), dirigidos por Ramón Gutiérrez Serret, y la obtención de resultados para distintas configuraciones de cajones en muelles antirreflejantes.

En el año 2001, el Centro de Estudios de Puertos y Costas llevó a cabo una investigación sistemática sobre diferentes tipologías de cámaras en muelles, destacando la influencia y sensibilidad al periodo, a la introducción en el interior de las cámaras de taludes de escollera de disipación y diferentes modalidades de viga – superestructura de coronación para laminar las componentes de reflexión.

Los ensayos en modelo físico parten de un muelle de cajones antirreflejantes (Informe del CEDEX: 21 – 401 – 9 – 235) para las tres soluciones propuestas: Alternativa A (escollera con faldón en viga cantil); B (escollera sin faldón) y C (sin escollera)

Posteriormente, en el año 2003 y como consecuencia de las obras de ampliación de Isla Verde en Algeciras y un proyecto de I+D+i de la Empresa Constructora, Fomento de Construcciones y Contratas, S. A., se realizó también en el CEDEX – CEPYC, una nueva campaña sistemática orientada a la disposición y amplitud de las cámaras para la tipología de dique exterior, en emplazamiento tipo “bahía”. En dicha campaña las alternativas ensayadas fueron:

- Alternativa A1: Cámara de amortiguación ocupa la primera hilera de celdas, estando todas abiertas. Nivel de agua alto.
- Alternativa A2: Cámara de amortiguación ocupa la primera hilera de celdas, estando todas abiertas. Nivel de agua bajo.
- Alternativa A3: Cámara de amortiguación ocupa la primera hilera de celdas, estando todas abiertas. Nivel de agua medio.

Los resultados para los diferentes escalones de altura de ola y periodo proporcionaban los distintos coeficientes de reflexión y los criterios para adoptar la disposición de las cámaras.

Continuando la sistemática de ensayos, el CEDEX propuso combinaciones de situaciones para poder obtener el óptimo del comportamiento en el estado funcional de la obra frente a las componentes de flujo de energía, en los rangos $4,00 \text{ m} \leq H_s \leq 6,00 \text{ m}$ y $8 \text{ s} \leq T_p \leq 14 \text{ s}$.

Como conclusión principal, en el funcionamiento del dique se descartaron las soluciones o alternativas tipo A. Las conclusiones fundamentales del Informe de 2003, son las siguientes:

- La anchura total de la cámara *B* determina el periodo de oleaje para el cual la reflexión es mínima. Siempre que la cámara ocupe toda la columna de agua, la reflexión es mínima cuando $B/L=0,20$. Sin embargo las restricciones de espacio y de estabilidad en flotación del cajón en fases constructivas hacen que habitualmente la cámara tenga una anchura inferior a la óptima.
- La porosidad de la pared perforada para la cual se minimiza la reflexión está entre el 15% y el 30% siempre que se trate de cámara simple y los agujeros se extiendan a toda la columna de agua.
- La presencia de paredes perforadas interiores (cámaras múltiples) hace que la disipación siga siendo efectiva para periodos más cortos que el óptimo.

- La reducción de la profundidad en el interior de la cámara produce un aumento del periodo (y por tanto de L) para el cual la reflexión es mínima.
- El empleo de cámaras de disipación reduce las cargas hidrodinámicas horizontales sobre el dique, debido sobre todo al desfase temporal entre los esfuerzos máximos en las paredes frontal y trasera.

Los resultados de los ensayos se expusieron en el Congreso “Internacional Waves 2005” (Madrid) por D. Ramón Gutiérrez Serret. Las principales conclusiones que en este estado del arte se transcriben son las siguientes:

- La parte inferior de las celdas perforadas no deben situarse por debajo del nivel – 3,00 m referido al nivel medio del mar en reposo.
- *“Se considera que la parte del paramento expuesto por debajo de la cámara antirreflexión tiene una influencia despreciable en el coeficiente de reflexión resultante”.*
- *“Es recomendable que la forma de los “obstáculos” situados en la cara frontal de la cámara (columnas y tramos no demolidos del paramento expuesto) sea lo menos aerodinámica posible, con el fin de generar turbulencias durante el flujo de entrada y salida”.*

A modo de resumen, las magnitudes aproximadas de las variables geométricas propuestas fueron:

- Amplitud de la ranura, entre 3 y 5 metros.
- Ancho de la cámara en eslora, superior a 10 - 12 metros.
- Ancho de la cámara en manga, en el entorno de 8 - 10 metros.

Ensayos con bloque tipo “Bara”

Si bien es de aplicación para diques, se menciona aquí el trabajo basado en ensayos que, simultáneamente al anterior, José María Berenguer desarrolló para un análisis de un nuevo tipo de bloque denominado “Bara” que facilitara la mejora del comportamiento funcional de las obras interiores. Este tipo, empleado con éxito en el canal del puerto de Valencia para la Copa América o en la zona pesquera de la dársena Valencia 2007 representa un éxito para periodos cortos en la laminación de la reflexión del oleaje en estructuras de atraque y amarre.

La campaña de ensayos se desarrolló en los siguientes rangos: $0,50 \text{ m} \leq H_s \leq 2,00 \text{ m}$ y $5 \text{ s} \leq T_p \leq 8 \text{ s}$. Los valores resultantes del coeficiente de reflexión fueron:

- Para $T_p = 5 \text{ s}$: $0,4571 \leq C_R \leq 0,5943$
- Para $T_p = 8 \text{ s}$: $0,8561 \leq C_R \leq 0,9362$

Takahashi (2002, 2003) y Kakuno et al. (2003)

Sobre la base de sus trabajos en la década anterior, Takahasi también plantea la aplicación de un modelo en volumen del fluido (VOF) para evaluar el coeficiente de reflexión, situando valores mínimos en B/L en el entorno de 0,10.

Figura 2.33. Ensayos de Takahashi en volumen de fluido (2002)

Siguiendo la línea de estos trabajos, Kakuno *et al.* (2003) desarrolla un modelo de diseño basado en un modelo BIM (*Boundary Integral Method*), con objeto de conseguir coeficientes de reflexión del 40% en un amplio rango de periodos tanto para simple como para doble cámara.

Trabajos de la escuela china a partir de 2000

La escuela china desarrolla numerosos trabajos sobre el asunto desde mediados y finales de la década de 1990, con gran profusión a partir de 2000.

Son significativos principalmente los trabajos al respecto de Liu, Li y Chen.

Li *et al.* (2003), desarrolla un modelo analítico en doble cámara demostrando la efectividad para una gama de periodos entre 5 s y 9 s aplicables a oleajes de viento tipo “sea” y soldados y filtrados tipo “swell”.

Figura 2.34. Ensayos de Li (2003)

Por su parte, Teng y Li (2003) emplean los autovalores ($\ln$) asociados a la expresión matemática de la elevación de la lámina de agua dentro de la cámara (h^m) para el estudio de los oleajes de incidencia oblicua sobre estas estructuras.

$$\eta^m(x, y) = \left[A_0^m \frac{\cos kx}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} A_n^m \frac{\cos \kappa_n x}{\cos \kappa_n B} \cos \lambda_n y_m \right] \quad \text{ec (2.110)}$$

$$\lambda_n = \frac{n\pi}{T}, \quad \kappa_n = \sqrt{k^2 - \lambda_n^2} \quad \text{ec (2.111)}$$

Los autores concluyen que el oleaje reflejado lo hace en múltiples direcciones cuando el oleaje incidente tiene longitudes de onda pequeñas. En esas condiciones los campos de velocidades en las inmediaciones de la pared perforada, tanto dentro como fuera del cajón, son muy similares. Por su parte, el coeficiente de reflexión disminuye con el aumento del ángulo de incidencia del oleaje y también lo hace con el aumento de la anchura de la cámara, siempre que las longitudes de onda sean pequeñas (periodos bajos).

Sin embargo, cerca de la frecuencia $kd=npd/T$, correspondiente a $\kappa_n=0$, el coeficiente de reflexión cambia abruptamente, comportándose de manera distinta en función del valor del parámetro de porosidad G (Chwang, 1983). En general, las cargas horizontales disminuyen en la dirección de propagación con el aumento del ángulo de incidencia, hasta el momento en que la porosidad resultante en función de la oblicuidad hace que la lámina de agua dentro de la cámara entre en resonancia, cambiando entonces el comportamiento rápidamente.

Los trabajos de Chen (2010) establecen relaciones entre las presiones horizontales y los principales parámetros geométricos de los cajones perforados: $P=f(d/L, B/L, H_s/L, m)$. Asimismo, estos autores estudian la variación del coeficiente de reflexión en diques perforados con incidencias oblicuas del oleaje para cajones con simple cámara, encontrando que los coeficientes se reducen significativamente con oleajes de incidencia entre $\pi/6$ y $\pi/4$ respecto a los oleajes que inciden de manera normal al dique.

Más adelante, Lui y Li (2008 y 2011) desarrollan, empleando modelos numéricos y mediante métodos de expansión de frecuencias propias y aproximaciones de mínimos cuadrados, una solución analítica en variable compleja para resolver las fuerzas horizontales normalizadas en las paredes delantera y trasera (C_{Ff} y C_{Fr} respectivamente):

$$C_{Ff} = \frac{|F_f|}{\rho g H h} \quad \text{ec (2.112)}$$

$$C_{Fr} = \frac{|F_r|}{\rho g H h} \quad \text{ec (2.113)}$$

Los ejemplos numéricos desarrollados mostraron que C_R y el coeficiente de transmisión C_T están influidos, principalmente, por la anchura relativa de cámara B/L , la profundidad relativa d/h , el número de onda relativo k_0h y la porosidad del paramento frontal, en sus trabajos denotado por ε ó por G .

Según los resultados, el aumento de d/h o de k_0h conlleva un aumento proporcional en C_R y C_T . Los resultados numéricos también demostraron que tanto C_R como C_T pueden permanecer por debajo de 0,50 (incluso en ocasiones por debajo de 0,30) cuando el resto de parámetros se hayan dentro de los rangos siguientes: $1,6 \leq k_0h \leq 2,8$; $d/h \approx 0,5$; $0,15 \leq B/L \leq 0,35$; $\varepsilon \approx 20\%$.

Por su parte C_{Ff} y C_{Fr} presentan valores bajos y próximos entre ellos. El comportamiento de C_{Ff} en función de B/L es prácticamente el opuesto al que presenta C_R contra B/L , mientras que la variación de C_{Fr} con B/L sigue la misma pauta que C_T vs B/L .

Figura 2.35. Comportamiento de C_R y C_T en función de B/L para diferentes casos de k_0h (Liu y Li, 2011)

Por su parte, Chen y Li (2010) llevan a cabo una campaña de ensayos en canal numérico mediante modelo basado en las ecuaciones RANS y κ - ϵ , simulando oleaje irregular. El modelo numérico fue calibrado y validado posteriormente mediante ensayos en modelo físico 2D a escala de modelo (no prototipo) en el Dalian University of Technology.

La porosidad osciló entre 0,20 y 0,40. La anchura de cámara relativa B/L entre 0,064 y 0,20. Y la profundidad relativa $d/L_{1/3}$ entre 0,17 y 0,28.

Los paramentos perforados fueron instrumentados en dos secciones con sensores de presión cada una.

Los resultados demostraron una relación lineal entre la porosidad de los paramentos y la relación $Dp_s/\rho \cdot g \cdot H_s$, siendo Dp_s la relación entre las presiones en la pared perforada delantera y la trasera de la cámara a nivel del mar en reposo.

Igualmente establecieron una ecuación para la estimación de las presiones al pie del paramento delantero (p_d). Las fórmulas respectivas son las siguientes:

$$\frac{\Delta p_s}{\rho g H_{1/3}} = 6,794 - 4,824 \left(\frac{B}{L_{1/3}} \right) - 2,256 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 8,158 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 7,362\mu \quad \text{ec (2.114)}$$

$$\frac{p_d}{\rho g H_{1/3}} = 4,949 - 6,75 \left(\frac{B}{L_{1/3}} \right) - 4,292 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 3,204 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 7,184\mu \quad \text{ec (2.115)}$$

Con coeficientes de correlación $R^2 = 0,85$ y $R^2 = 0,87$ respectivamente para ambas ecuaciones.

Trabajos de la escuela coreana a partir de 2010

Dentro del programa “Study on Method Improving Port Design Standard Considering Climate Change”, financiado por el Ministry of Oceans and Fisheries, del Gobierno coreano, se desarrollan a partir de 2010 algunos estudios reseñables sobre diques con cajones perforados.

Así, Sang-Ho Oh (presentado en el ICE Breakwaters, Edimburgo 2013) del Korea Institute of Ocean Science and Technology (KIOST) en Ansan (Corea del Sur) lidera un equipo que lleva a cabo una campaña de ensayos en el canal de 53 m de longitud y 1,25 m de anchura, donde simula, a escala

1:40, las cargas de oleaje tanto en un cajón de paramento vertical como en uno perforado de simple cámara. En total se simulan 20 estados de mar con oleaje irregular.

Inicialmente, se comparan las presiones y resultantes de las fuerzas en el paramento vertical con el teórico del modelo de Goda, obteniendo dos conclusiones principales; en cuanto a la magnitud de las presiones, los autores obtienen los gráficos de presiones normalizadas (p/pgH_s) para diferentes probabilidades de no excedencia (0,1% y 0,4%) denotándolas como $p_{0,1\%}$ y $p_{0,4\%}$ (que se obtenían como las cuatro medidas mayores registradas por los sensores de presión en el paramento). Los promedios muestran una buena concordancia con los resultados de Goda, excepto para algunos casos que fueron registrados presiones impulsivas. Por otra parte, la integración de la ley de $p_{0,4\%}$ en toda la altura del paramento daba una fuerza total horizontal que estuvo en el rango de 0,7 a 1,0 veces el valor de la resultante por la fórmula de Goda.

La segunda conclusión es que no se podía deducir ninguna tendencia clara en el comportamiento de F_{medida}/F_{Goda} en relación con el peralte del oleaje, cosa que sí sucede en los ensayos con el cajón perforado.

Los resultados con el cajón perforado mostraron, en comparación con la fórmula de Takahashi, una tendencia desigual en función de la magnitud del oleaje ensayado y la porosidad de la pared. Debe tenerse en cuenta que estos ensayos se realizaron con cámara cerrada por su parte superior, por lo que el comportamiento del aire atrapado en parte superior de la cámara afectaba, para determinadas situaciones, los registros de los sensores de presión en los paramentos.

Procediendo de la misma manera que en el caso de la pared sin huecos, en el caso de la perforada se obtuvo la relación entre las resultantes de los registros de presión y la fórmula de Takahashi ($F_{medida}/F_{Takahashi}$) para la pared delantera perforada, mostrando que dicha relación tiene un valor en casi todos los casos mayor que la unidad, así como un patrón en su relación con el periodo y, por tanto, con el peralte del oleaje. Los autores justifican dicho comportamiento en la influencia que el peralte tiene en la aparición de bolsas de aire comprimidas dentro de la cámara, al estar ésta cerrada.

Igualmente se comparó el resultado de los registros en la pared trasera con la fórmula de Takahashi (fase Cresta IIb), obteniendo conclusiones muy similares a las descritas para la pared delantera.

Respecto al coeficiente de reflexión (C_R), hay que señalar que la anchura de la cámara en estos ensayos fue pequeña, estando lejos del entorno $B/L \approx 0,20$ que según las referencias técnicas descritas anteriormente suponen un mínimo de C_R . Los resultados de C_R , sin embargo, variaron de 0,84 a 0,56, para valores de B/L de 0,017 a 0,055 respectivamente, con escasa influencia de la porosidad de la pared delantera.

Los mismos autores prosiguieron sus investigaciones con estudios en doble cámara y distinguiendo entre las resultantes de cargas en la parte superior de la pared delantera, con aberturas, y la parte inferior, sin aberturas. Los resultados de las fuerzas normalizadas en relación con el monomio H/h tanto para una como para doble cámara se muestra en los gráficos siguientes.

Figura 2.36. Fuerzas normalizadas en función de H/h para la zona superior, con aberturas, e inferior, sin aberturas, de la pared delantera para simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)

Figura 2.37. Fuerzas normalizadas en función de H/h para la pared trasera para simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)

Los citados trabajos concluyeron con una comparación entre las fuerzas horizontales totales en los casos de simple (F_H^{sc}) y doble cámara (F_H^{DC}), concluyendo, según los autores, que las segundas son un 8,2% menores en el promedio de los oleajes ensayados, si bien el patrón no era aplicable para todos los casos de H/h .

Figura 2.38. Comparación en fuerzas horizontales totales entre cajón con simple y doble cámara (Sang-Ho Oh et al. Coastal Engineering, 2014)

Kirca y Kardasli (2007-2009)

Los autores estudian el comportamiento hidrodinámico de un cajón perforado con separación horizontal para la formación de una doble cámara interior a diferentes alturas.

Figura 2.39. Modelo de cajón en ensayos de Kirca y Kardasli (2007)

Los ensayos (210 ensayos en total, con 10 series de oleajes regular y una serie irregular, todos ellos en situación de no rotura), se llevan a cabo en la Universidad Técnica de Estambul (ITU), con un modelo en plexiglás que permitía modificar la anchura de las cámaras.

Los resultados fueron puestos en contraste con los correspondientes a la aplicación del modelo de Goda (1985) para diques verticales puros y con Tabet-Aoul y Lambert (2003) para cajones Jarlan perforados en la totalidad de su pared delantera. Para ello se emplearon los parámetros de fuerzas y momentos adimensionalizados, mediante la integración espacial y temporal de los registros de los sensores de presión.

Las condiciones geométricas y de los oleajes ensayados estuvieron en los rangos siguientes: $0,040 \leq H/L \leq 0,110$; $0,26 \leq h/L \leq 0,54$; en cuanto a la altura de las cámaras horizontales, cumplían en todos los ensayos $h/f=6,75$.

Los resultados mostraron que tanto las fuerzas horizontales como los momentos adimensionalizados podían reducirse en un 35-40% tanto bajo oleajes regulares como para irregulares cuando B/L está entre 0,20 y 0,30, mejorando la eficacia de esta tipología cuanto menor sea la longitud de onda (periodos bajos). Los resultados mostraron un ajuste completamente coherente con los de Tablet-Aoul y Lambert (2003) en cuanto al comportamiento de las cargas de oleaje en relación con B/L .

Figura 2.40. Esquema de cargas en el cajón perforado de Kirca y Kardasli (2009)

Los resultados en cuanto a cargas de oleaje de Kirca y Kardasli son representados mediante los números adimensionales de presión, fuerza y momento, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$K_p = \frac{P}{\rho g H} \quad \text{ec (2.116)}$$

$$K_F = \frac{\int_{-h}^{\delta} K_p dz}{h} \quad \text{ec (2.117)}$$

$$K_M = \frac{\int_{-h}^{\delta} K_p (z + h) dz}{h^2} \quad \text{ec (2.118)}$$

siendo δ el *run-up* sobre el paramento.

En cuanto a la anchura de la cámara los autores obtuvieron dos conclusiones valiosas: se comprobó que, para cámaras muy estrechas ($B/L < 0,06$), las fuerzas eran aún mayores que las que corresponderían a un cajón de paramento vertical; y, por otra parte, cuando $B/L < 0,20$, las cargas totales de oleaje eran algo menores en esta tipología que para un cajón tipo Jarlan totalmente perforado, mientras que si $B/L > 0,20$ la tendencia era la contraria.

Garrido y Medina (2002-2011)

Por su parte Garrido y Medina centran sus investigaciones en el desarrollo de un modelo semiempírico partiendo de los principios de la teoría del potencial de flujo, teniendo en cuenta las componentes no lineales del fenómeno de disipación en cajones tipo Jarlan (ARJ), con una, dos y tres cámaras.

Las nuevas formulaciones propuestas fueron validadas tomando como base 1.800 ensayos de oleaje regular y 160 en irregular realizados en el laboratorio de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV) a lo largo de varios proyectos desde 2002 hasta 2011, en el marco del Proyecto MUDIVAR, en

los que se ensayaron diversas tipologías de cajones antirreflejantes con diferentes porosidades de cámara.

De los resultados de los ensayos se comprobaba que en este tipo de cajones, el valor de C_R depende del ancho relativo de la cámara (B/L) si bien esta variable no describía por sí misma su comportamiento. Para ello los autores consideraron otras variables, tanto geométricas (porosidad, número de las cámaras) como descriptoras del oleaje incidente (L , H_s), si bien con una importante dispersión en la estimación de C_R .

Su proceso de desarrollo parte de los modelos analíticos de estimación del C_R en cajones de doble cámara propuestos por Fugazza y Natale (1992) así como de Williams et al. (2000), modificándolos con fórmulas empíricas concretas con objeto de mejorar sus ajustes a los resultados experimentales. Los dos modelos citados anteriormente se basan en el mismo fundamento de flujo potencial, si bien el segundo introduce el término de disipación del oleaje en el interior de la cámara mediante la función de amortiguamiento D .

$$D(L, B) = k_o^2 \gamma \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{ec (2.119)}$$

donde γ es el coeficiente de amortiguamiento, $k_o = 2\pi/L$ es el número de onda que satisface la ecuación de dispersión $\omega^2 = gk_o \tanh k_o h$, L es la longitud de onda y B es el ancho de cámara.

No obstante los dos nuevos modelos modificados no mostraban ajustes suficientemente buenos, razón por la cual Garrido y Medina optaron por la aplicación de técnicas de redes neuronales (NN) podadas con estrategias evolutivas, por medio de las cuales se consiguen encontrar relaciones no lineales entre las variables así como la importancia relativa entre las distintas variables de entrada, con objeto de estimar la proporción de energía reflejada ($RE = CR^2$ (%)).

Por medio de esta herramienta se comprobó el mejor ajuste del modelo de Fugazza y Natale modificado tanto para cajones de una como de doble cámara, con un porcentaje de error cuadrático medio relativo (rMSE) inferior al 35% para todas las observaciones experimentales utilizadas en la investigación, siendo especialmente preciso ($rMSE < 10\%$) para el caso de estructuras de doble cámara perforada y oleaje irregular.

Figura 2.41. Resultados del C_R vs B/L para una cámara (izq) y para dos y tres cámaras (dcha) comparado con las expresiones propuestas en PROVERBS (Garrido y Medina, 2011)

Aristodemo et al. (2015)

El trabajo se basa en el empleo y ajuste de un modelo numérico SPH (*Smoothed Particle Hydrodynamics*), basado en las ecuaciones de Navier-Stokes, en 2D para simular las presiones de oleaje sin rotura sobre paramentos verticales y perforados. Los autores realizan en análisis en los

dominios de tiempo, espacio y frecuencias, calibrando el modelo numérico con los resultados en ensayos físicos de Chen *et al.* (2007), y prestando especial atención en disminuir las interferencias que provocan los efectos de alta frecuencia en zonas puntuales con singularidades geométricas (por ejemplo en las proximidades de las perforaciones) donde las presiones caen bruscamente y se producen efectos no lineales.

Los resultados de este trabajo son comparados con los anteriores trabajos con modelos numéricos SPH realizados anteriormente, conformando un modelo híbrido, válido tanto en el dominio de las cercanías del paramento vertical como lejos de los paramentos, así como en la zona de transición.

Los autores concluyen en la mejora del modelo en cuanto a estimación de cargas en profundidad, así como para las proximidades de las aberturas en los cajones perforados, pero el mejor ajuste de los otros modelos anteriores para la estimación de las cargas.

2.5.2.3.- Modelos desarrollados a partir de medidas en prototipo

En relación con los modelos desarrollados hasta mediados de la década de los noventa del siglo pasado, y debido a que el citado modelo original de Takahashi no discriminaba suficientemente el desfase temporal entre las fuerzas actuantes en los distintos paramentos de la cámara disipativa y a que el modelo resulta algo complejo de aplicar, fueron impulsadas nuevas investigaciones en los años siguientes, algunas de las cuales estuvieron englobados en el Programa PROVERBS (1998).

En PROVERBS se desarrollan investigaciones de especial interés, como por ejemplo los trabajos de validación de algunos modelos predictivos mediante la toma de medida de datos en prototipo en los diques de Porto Torres (Cerdeña, Italia) y de Dieppe (Francia), ambos terminados de construir en 1992.

El dique de Porto Torres está conformado, en uno de sus tramos de 520 m, a base de cajones perforados con agujeros rectangulares y con triple cámara, las cuales van disminuyendo de volumen en sentido desde el lado mar al lado dársena. Tiene una lámina de agua de 20 m delante del dique, el cajón corona a la cota +3,00 m y su espaldón corona 8 m sobre el nivel medio de pleamar. La pared frontal posee perforaciones rectangulares de 0,90 x 1,90 m, y dispone de tres filas de celdas perforadas a distinto nivel: la pared frontal se encuentra perforada hasta la cota -7,0 m; la primera pared interior hasta la -6,30 m; y el segundo tabique interior hasta la cota -2,70 m. Siendo la porosidad de la pared delantera de alrededor del 30%. Las filas de cámaras así conformadas poseen bufaderos, o huecos para la salida del aire de las cámaras.

La toma de datos fue llevada a cabo sensorizando dos secciones (una con cajones perforados y otra de paramento vertical) espaciadas 62 m entre ellas y con similar profundidad, mediante 53 sensores a 20 Hz, con registros máximos durante la campaña de toma de datos de $H_s= 3,9$ m y $T_s=9,2$ s. Se midieron tanto cargas horizontales como verticales.

Figura 2.42. Sección tipo del dique de Porto Torres y localización de los sensores de presión

Mientras que el de Dieppe es un dique de 225 m de longitud conformado con cajones de 25 m de eslora, tipo Jarlan de doble cámara y un 28% de porosidad en el paramento frontal. El paramento frontal presenta agujeros circulares de 0,90 m de diámetro, mientras que las paredes transversales interiores tiene agujeros rectangulares de 2 x 2,5 m. La cámara interior resultante en el lado mar tiene una anchura $B=13,5$ m y se encuentra abierta en su parte superior. Las celdas de la fila exterior (las de la cámara) se encuentran rellenas de hormigón en los primeros 2,8 m. El peso total aproximado de cada cajón es de unas 8.900 toneladas.

El dique está sometido a 10,80 m de carrera de marea, con un rango de lámina de agua delante del dique de 6 a 17 m. La coronación del espaldón está a 2,4 m sobre el nivel de nivel medio de pleamar. El oleaje de diseño es de $H_s=8,20$ m y $T_p=12$ s.

Un cajón fue instrumentado con 7 células de presión situadas en el fondo, y 8 sensores iguales en la pared de la cámara lado mar exterior. La frecuencia de la toma de datos de los sensores fue de 3 Hz.

Figura 2.43. Sección tipo del dique de Dieppe y localización de los sensores de presión

De la campaña de toma de datos en Porto Torres, que tuvo 2 años de duración, con análisis estadístico y espectral de *run up* y cargas horizontales y verticales, resultó una disminución media del 30% en la altura de ascenso sobre el paramento vertical en el caso de la sección perforada respecto a la de paramento continuo vertical.

También se comprobó que la fórmula de Goda sobreestimaba el valor de las cargas horizontales y verticales, presentando estas últimas una distribución casi plana, en contraste con las leyes triangulares que sugieren los modelos al uso.

En Dieppe, los mayores oleajes registrados fueron de $H_s = 3,71$ m con una longitud de onda calculada a pie de dique de 112 m (luego $B/L=0,12$) y nivel de lámina de agua de 8.50 m, durante la tormenta de 13 Febrero de 1997. Los registros de presión máximos en las células de la pared trasera fueron mayores que las de la pared perforada. Y los registros en las células de presión de fondo también pusieron de manifiesto un comportamiento similar al observado en Porto Torres, con valores simultáneos muy parecidos en todos ellos, en contra de la distribución triangular asumida generalmente.

Del análisis de ambas campañas de toma de datos en campo se concluyó que, debido a la complejidad en las pautas de comportamiento del oleaje frente a los cajones perforados y la dificultad en el propio proceso de toma de datos, resultaba muy complejo obtener un modelo que relacionase con suficiente consistencia las presiones obtenidas en los paramentos de los cajones con las alturas de ola incidente y reflejada (y por tanto con el coeficiente de reflexión).

Por otra parte y dentro del mismo programa PROVERBS, se realizaron ensayos en modelo físico para ambos diques.

Inicialmente se llevó a cabo una campaña de ensayos sistemática por LWI (*Leichtweiss Institute, Braunschweig - Alemania*) en el Coastal Research Center (institución conjunta de las Universidades de Braunschweig y de Hannover), en piscina (3D) y con oleaje regular.

La porosidad de los paramentos frontales variaban en el rango del 0% (paramento vertical clásico) al 40,5%. Igualmente se ensayaron cajones tanto con una sola cámara (OCS- One Chamber System) como con multi-cámara (MSC- Multi Chamber System), en todos los casos con rebase insignificante.

Los ensayos del dique de Porto Torres (realizados por ENEL en 2D, y PM- Politecnico de Milano y Delft Hydraulics en 3D) tenían una escala sin distorsión 1:20, con lámina de agua delante del dique de 21 m, con oleaje irregular y los siguientes rangos a escala de prototipo: $3,71 \text{ m} \leq H_{1/250} \leq 8,08 \text{ m}$; $6,2 \text{ s} \leq T_{1/250} \leq 11,2 \text{ s}$; $0,071 \leq B/L \leq 0,172$.

Por su parte los ensayos de Dieppe fueron llevados en Santander en canal a escala 1:25, con oleaje regular, porosidad del paramento perforado $n=0,28$; el monomio B/L variaba de 0,066 a 0,30; H/L de 0,04 a 0,57; y finalmente H_i/h entre 0,04 y 0,25.

En ambos casos la profundidad de la lámina de agua y el espesor y anchura de la berma delantera de la banqueta de cimentación se correspondían con situaciones de no riesgo de presiones impulsivas, por lo que podían asumirse cargas cuasi-estáticas de acuerdo al mapa paramétrico de PROVERBS.

Como conclusión principal de dichos ensayos puede resumirse que las fuerzas totales debidas al oleaje sobre cajones perforados se reducen en comparación con los cajones convencionales de paramento vertical debido a dos causas principales: una reducción en la altura de ola equivalente debido a una menor reflexión inducida por la propia estructura, y un desfase temporal entre los instantes de las máximas fuerzas de oleaje en los paramentos delantero (perforado, semitransparente) y el trasero (opaco).

De los trabajos de PROVERBS en relación con cajones perforados se obtuvieron tres modelos predictivos de las fuerzas de oleaje.

- *Modelo 1: Formulación empírica de fuerzas totales*

El primero de ellos es la formulación empírica desarrollada por el *LWI* a partir de los ensayos en canal en Hannover (GWK). La fuerza total (F_{Tot}) es la suma de las fuerzas simultáneas en cada uno de los sucesivos paramentos y es siempre menor (tanto en las situaciones de paso de cresta como de seno) que las correspondientes medidas en un cajón de paramento vertical plano impermeable (F_0), principalmente debido al desfase temporal (*phase lag*) y, en algunos casos, a que las fuerzas actúan en sentidos opuestos, especialmente si la anchura de la cámara es muy grande, dando lugar a valores altos del parámetro B/L y a una larga duración del “atrapamiento” de la onda en dicha cámara (*“residence time”*). De esta manera, para situaciones de oleaje no roto y múltiples cámaras disipativas (*multi-chamber system*, MSC), la fuerza total puede ser calculada según la siguiente fórmula:

$$F_{tot} = 12 \cdot \tanh^{1.1} \left(0,009 \cdot \frac{(d/B)^{2/3}}{H_i/L_d} \right) \cdot \rho \cdot g \cdot H_i^2 \quad [\text{kN/m}] \quad \text{ec (2.120)}$$

Figura 2.44. Cargas totales de oleaje para sistemas de simple y múltiple cámara (GWK, 1997) (Bergmann y Oumeraci, 1998)

Esto supone un valor en el factor de reducción $F_{TOT}/F_0 \approx 0,5$ para cajones con múltiples cámaras (MSC), mientras que los valores para cajones de una simple cámara (*single chamber caisson*, OCS) se sitúa en el rango 0,6-0,8. Estas conclusiones así cuantificadas tienen unas importantes implicaciones en la elección futura del tipo de cajón perforado (MSC ó OCS), ya que en última instancia la elección entre un tipo de cajón u otro está condicionado por la técnica constructiva y, por ende, por el coste asociado, pues es la manga de los cajones la dimensión crítica respecto a las técnicas constructivas al uso.

Además, los ensayos efectuados en GWK con oleaje regular, situación de no rotura de oleaje y una única cámara mostraron un comportamiento de la reflexión en este tipo de estructuras que es función del parámetro de reflexión (*Reflection Parameter, RP*), definido por Bergmann y Oumeraci (1998) del siguiente modo:

$$RP = \frac{\left(\frac{H_i}{d}\right)^{0.65}}{n^{0.95}} \quad \text{ec (2.121)}$$

siendo:

H_i : altura de ola incidente

d : profundidad a pie de estructura

n : Porosidad de la pantalla

Además, los ensayos demostraron con claridad la bien conocida dependencia de RP con la anchura de cámara relativa (B/L), distinguiendo entre la forma parabólica de la curva para los cajones OCS y la forma mucho más plana de la curva para los MSC. De esta manera, para los OCS los resultados confirman las conclusiones de McBride y Allsop (1995) y Canel (1995) anteriores, que muestran que la

relación entre C_R y B/L posee un mínimo alrededor de $B/L=0.20$. Estos resultados fueron obtenidos aún cuando los ensayos fueron reproducidos sin la berma delantera de la banquetta.

Figura 2.45. Comparación de las relaciones enter B/L y C_R para OCS y MCS en estructura vertical simple (GWK, 1997). (Bergmann y Oumeraci, 1999)

- *Modelo 2: método del coeficiente reductor de ola de diseño*

Aunque la formulación empírica desarrollada por el LWI presentaba un muy buen ajuste para la predicción de fuerzas en el dique de Dieppe, los resultados no eran tan adecuados cuando se confrontaban con los registros del modelo de Porto Torres, tanto en los ensayos 2D como en 3D, debido a dos posibles causas según los autores: los ensayos de LWI fueron ejecutados con oleaje regular y el modelo de LWI del dique de Dieppe presentaba una cámara disipativa sin techo superior (era una cámara abierta), en lugar del diseño con cámara cerrada de los ensayos del dique de Porto Torres.

Estos ensayos del dique de Porto Torres fueron realizados con en objetivo de encontrar un adecuado ajuste del factor o coeficiente de reducción (K_r) de la altura de ola de diseño (ya fuera esta $H_{1/250}$, H_{si} ó $H_{s,os}$) de acuerdo al enfoque dado por los estudios de Canel (1995). De dichos ensayos se obtuvo la siguiente relación:

$$K_r = 1 - 1,43 \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{ec (2.122)]}$$

Sin embargo con un valor de coeficiente de regresión muy bajo: $R^2=0,52$.

Figura 2.46. Comparación del factor reductor K_r para ambos modelos en función de B/L (PROVERBS, 1998)

En relación con el comportamiento frente a las reflexiones de oleaje en cajones perforados, se propuso una ecuación de interpolación a partir de los citados estudios con oleaje parcialmente estacionario en los ensayos con el modelo del cajón de Dieppe y los ensayos con oleaje irregular en piscina (3D) efectuados en Delft Hydraulics. La expresión muestra la relación entre C_R y B/L , configurándose como una de las ecuaciones más fiables o, al menos, con una menor incertidumbre, que se dispone en la actualidad.

$$C_R = 18,6\left(\frac{B}{L}\right)^2 - 7,3\left(\frac{B}{L}\right) + 0,98 \quad \text{ec (2.123)}$$

Figura 2.47. Coeficiente de reflexión en función de la anchura de cámara relativa (PROVERBS, 1998)

- **Modelo 3: ajuste de la fórmula Goda/Takahashi**

La tercera metodología de aproximación al problema consiste en el cálculo específico del modelo que modifica la formulación de Goda/Takahashi, teniendo en cuenta el desfase temporal en el que suceden los máximos empujes en cada uno de los paramentos, el cual es representado mediante el factor c ,

evitando de esta manera tener que especificar entre las fases del oleaje incidente en cada uno de los paramentos, según el complejo modelo original propuesto por Takahashi.

Este nuevo modelo, desarrollado por Tabet-Aoul y Belorgey (1998) y derivado igualmente de los ensayos del dique de Dieppe, es aplicable para oleajes estacionarios y cuasi-estacionarios y para $B/L < 0,35$. El método puede ser desarrollado mediante el cálculo de la fuerza en el paramento perforado (F_p) y la fuerza en la pared trasera impermeable (F_r). Ambas fuerzas dependen del run-up, de los parámetros que intervienen en la estimación de las presiones y de los diagramas del modelo de Goda para diques de paramento vertical. De este modo la resultante total de la fuerza depende ambas fuerzas, del siguiente modo:

$$F_{tot} = \chi(F_p + F_r) \quad \text{ec (2.124)}$$

donde queda introducido un nuevo factor, que tiene en cuenta el desfase en la aplicación de la carga en los distintos paramentos y cuya expresión es:

$$\chi = 1 - 0,36\left(\frac{B}{L}\right) + 7,4\left(\frac{B}{L}\right)^2 - 62,1\left(\frac{B}{L}\right)^3 + 116,3\left(\frac{B}{L}\right)^4 \quad \text{ec (2.125)}$$

Este modelo es considerado como la aproximación más precisa, además de incluir la descripción de las distribuciones de presión en cada uno de los paramentos. Los valores promedio de las relaciones F_{medida}/F_{calc} mostraron que la estimación mediante el modelo del total de la fuerza horizontal sobrestiman ésta entre un 7 y un 10% en cuanto a valor medio. Igualmente PROVERBS propone el empleo, a efectos de cálculo y comparación de resultados, del parámetro de Fuerza de Referencia, F_0 , que es la fuerza teórica sobre un dique vertical plano, con el fin de homogeneizar los resultados para distintas tipologías de cajones perforados y diferentes condiciones de ensayos experimentales.

Figura 2.48. Comparación entre las fuerzas calculadas y medidas para validación del modelo. Tabet-Aoul y Belorgey. PROVERBS (1998)

En la siguiente tabla se señalan los valores de la desviación estándar obtenidos para este modelo aplicados a las diferentes fuentes de datos contrastadas por sus autores:

Tabla 2.8. Resultados del modelo de Tabet-Aoul y Belorgey (1998)

Fuente de datos	Número de datos	F_{med}/F_{calc}	Desviación estándar
Dieppe (modelo)	92	0,93	0,086
Dieppe (prototipo)	2	1,0	n.a.
SOGREAH 3D Dieppe (modelo)	6	0,95	0,219
LWI: ensayos en el gran canal GWK	30	0,91	0,087
ENEL ensayos Porto Torres 2D	11	0,84	0,148
Otros datos de los ensayos de Porto Torres PM/DH	3	0,76	n.a.
"Otros" datos (no especificados)	53	0,90	0,134

Posteriormente, Tabet-Aoul y Lambert (2003) y dentro del mismo Programa PROVERBS, sobre la base de registros en campo en el dique de Dieppe y de ensayos en modelo reducido 2D con oleaje regular en las universidades de Le Havre y Caen, proponen un modelo empírico de estimación de cargas horizontales sobre diques perforados, con porosidad de la pared delantera del 28%.

Los presiómetros registraron medidas en ambas caras de la pared frontal así como en la pared trasera de la cámara. Los coeficientes de reflexión se obtuvieron midiendo los nodos y antinodos en el canal y comparándolos con los registrados en el caso de pared vertical. Una de las principales conclusiones obtenida por los autores es que las fuerzas entre las paredes delantera y trasera comienzan a desfasearse cuando $B/L > 0,06$.

2.5.3.- Realizaciones prácticas de diques con cajones perforados y otras tipologías antirreflejantes de interés para esta Tesis

Diques de tipología absorbente o antirreflejantes

A partir de la problemática hasta aquí presentada, se han desarrollado y puesto en práctica hasta la fecha diversas soluciones que emplean tipologías de diques verticales especiales, que pretenden eliminar o, al menos reducir, algunos de los efectos negativos intrínsecos a esta configuración.

La idea original del empleo de estructuras monolíticas perforadas, para proporcionar abrigo a las dársenas, es romana. Existen referencias de su uso en Tapsos, hoy Rass Dimas, en el norte de Túnez.

La primera actuación moderna relevante en estas tipologías de diques se remontan a las propuestas de Jarlan que se materializaron en el dique de Baie-Comeau (Quebec, Canadá) en 1966, pero posteriormente ha sido empleado en otras localizaciones.

Figura 2.49. Estructura marítima antirreflejante tipo Jarlan (Jarlan, 1961)

Figura 2.50. Cajón perforado Jarlan en Comeau Bay (Takahashi, 2002)

Fruto de estos primeros estudios, se desarrollan, a continuación, numerosas actuaciones prácticas en estructuras marítimas, muchos de los cuales se encuentran recogidos en la literatura científica. Por ejemplo, son relevantes los trabajos de síntesis de Landgren (1986) para PIANC, así como las experiencias referidas en el Congreso de Osaka (1990).

En este proceso de difusión del estado del conocimiento, surgen aplicaciones prácticas de cajones Jarlan u otras tipologías perforadas en numerosos puertos japoneses: Kobe, Takamatsu, Yobuko, Funakawa, Nagasaki, Sakata, Miyazaki, Kamaishi, Kunamoto, Wakayama, Onahama y Niigata.

Figura 2.51. Dique en el puerto de Yobuko (Takahashi 2002)

Pero también hay experiencias en otras partes del mundo, con ciertas adaptaciones tipológicas: en Granville, Dieppe y Roscoff (Francia), Jizan (Arabia Saudí), Tanger (Marruecos, 1997); Beirut con paramento curvo; en Italia surgen los ejemplos de Torrevadalliga Nord (Civitavecchia), Nápoles (con paramento curvo), Ponza, Porto Torres, Porto Cervo (con cajones ARC), y ejemplos de piezas monobar (Puerto de Formia, Puerto de Terracina).

En España destacan los diques con cámaras disipadoras de Algeciras y Castellón, así como los diques exentos con cuenco amortiguador de Ciudadela y de Sant Feliu de Guixols.

El dique de Granville fue construido en 1985 y presenta una porosidad del 30%, con una profundidad de agua delante del dique de 6 m y carrera de marea de unos 10 m.

Figura 2.52. Cajón tipo Jarlan. Puerto de Granville (Francia)

Figura 2.53. Dique con cajones Jarlan. Puerto de Granville (Francia)

Por su parte, el dique del puerto de Nagasaki está conformado por cajones con cámara hueca y pared delantera, de 1 m de espesor, ranurada, para hacer frente a un oleaje de diseño de $H_s=4,8$ m y $T_p=10,4$ s. El dique se encuentra cimentado a una profundidad de lámina de agua de 38 m, la porosidad de su pared frontal es $p=13,5\%$, la anchura de su cámara es $B=7,0$ m, la cual se desarrolla desde una altura de 4,5 m sobre la base del cajón hasta su coronación.

De estas ya se han descrito anteriormente las características de los cajones del dique de Porto Torres (Italia) y Dieppe (Francia). El dique de Porto Torres fue construido entre los años 1970 y 1978, con una longitud de 1.714 m. Posteriormente, a lo largo de los años 90 se procedió a su prolongación con un tramo en talud de 1.509 m y otro tramo vertical de 892 m, incluyendo un tramo de transición de 520 m con tipología de dique vertical perforado multi cámara, de acuerdo a la descripción incluida en apartados anteriores.

Figura 2.56. Sección tipo dique Torrevadalinga Nord (Italia, 2004)

Por su parte Isaacson *et al.* (2000) analizaron este tipo de diques con la variante de disponer un talud de escollera en el interior de sus cámaras, con objeto de mejorar las condiciones de reflexión. Un ejemplo de este tipo es el dique de la Bahía de Kelsey (Canadá), sometido a oleajes con H_s de unos 3 m, periodos de unos 6 s y rango de marea de 5,50 m. Con objeto de reducir los rebases del antiguo dique se diseñó una prolongación de unos 40 m con simple cámara de 1,90 m, mediante paneles prefabricados de hormigón armado que conformaban una porosidad resultante del paramento frontal de $p=0,14$. La cámara dispone de un talud de escollera de 0,75 m de diámetro medio.

Otra tipología de dique disipador es el del puerto de Niigata (Japón, 2001), de 1.500 m de longitud y basado en la solución propuesta por Sekiguchi *et al.* (2001). Se trata de un dique de cámara ranurada frontal y paramento inclinado, abierto en su parte superior. Este dique se encuentra a profundidades de 10-11 m de lámina de agua y produce un aumento en el desfase entre las fluctuaciones de nivel de agua entre el interior y el exterior de la cámara.

Figura 2.57. Vista 3D del cajón del dique de Niigata (Japón, 2001)

En la desembocadura del río Duero, en Oporto, fue construido en 2009 un dique con ventanas y galería horizontales para laminación de la energía incidente. El proceso de transmisión combina el rebase sobre el dique con el flujo a través de las ventanas del cuerpo del dique.

Figura 2.58. Vista del dique con ventanas en la desembocadura del Duero (Oporto, 2009)

Figura 2.59. Rebase sobre el dique con ventanas en la desembocadura del Duero (Oporto, 2009)

Otra tipología de dique variante de las anteriores son los de cajones con superestructura curvada de eje horizontal. En estos, de aplicación en diques fuertemente solicitados por el oleaje, la resultante de las cargas de oleaje se descompone en sendas componentes horizontal y vertical, favoreciendo la estabilidad del dique frente a modos de fallo de equilibrio y geotécnicos. Esta solución se basa en la idea original de Katsutoshi (1979).

Figura 2.60. Dique y cámara amortiguadora de Katsutoshi (1979)

El primer dique de estas características se localiza en Japón, en el dique del puerto de Funakaba, terminado de construir en 1984. En ella la superestructura tiene un radio de curvatura de 7,0 m y fue ejecutada mediante prefabricados de hormigón pretensado.

Figura 2.61. Sección tipo dique con cámara de paramento curvo. Puerto de Funakawa (Japón, 1984)

De la misma tipología y muy similar en cuanto a dimensiones es el dique del puerto de Miyazaki, también en Japón, si bien en este caso se trata de superestructura semi-circular prefabricada, de paramento frontal perforado y trasero impermeable. Este tipo de estructuras también han sido empleadas en Japón como defensas y apoyos costeros.

Figura 2.62. Dique con cámara de paramento curvo. Puerto de Miyazaki (Japón, 1993)

Por su parte, la tipología de dique con cámara cilíndrica vertical se desarrolló inicialmente para localizaciones profundas sometidas a grandes cargas de oleaje. En general constan de un paramento frontal curvo y una o varias cilíndricas. En estos diques pueden implementarse diferentes variantes diseñadas para optimizar la reducción de cargas sobre el dique, así como para evitar la aparición de corrientes longitudinales delante del dique, así como de oleaje en dicha dirección (onda corredera). Estos cajones de geometría cilíndrica y ranurados pueden disminuir hasta en un 60% la fuerza del impacto de la ola (Garrido y Medina, 2011).

Un ejemplo de esta tipología se encuentra en el dique de Tánger (1997), en la que la prolongación del nuevo dique en exterior, de 2 km de longitud, fue diseñado mediante cajones tipo Jarlan de paramento frontal con ventanas y cámaras cilíndricas abiertas en su parte superior.

Figura 2.63. Dique en el Puerto de Tanger (1997)

En el puerto de Beirut Sea Front (Líbano) se construyó en 2004 un dique-paseo mediante cajones Jarlan de doble cámara de disipación interior. El paramento frontal presenta una porosidad del 50%, y el tabique interior una porosidad del 30%. El principal objetivo de esta actuación fue la de compatibilizar una estructura de defensa frente al oleaje con reducción del rebase y, por tanto, disminución en la cota de coronación, mejorando el impacto visual y la integración en el entorno urbano. Como elemento añadido se dispone de un paseo en coronación.

Figura 2.64. Dique mirador en la marina de Beirut (Líbano, 2004)

Sankarbabu *et al.* (2008) mediante el método de la “*eigen function expansion*” de ondas lineales plantearon el comportamiento hidrodinámico para el diseño de un dique antirreflejante y de baja cota de coronación en el área recreativa del puerto de Nagashima (Japón). Basaron sus estudios en las propuestas anteriores de Tanimoto *et al.* (1992) y de Ojiva *et al.* (1994) para plantear un dique exento de 180 m de longitud compuesto por cajones cilíndricos perforados y cámara anular, pues existe un cilíndrico interior impermeable con relleno granular.

Figura 2.65. Composición del dique de Nagashima (Japón)

Otros diques monolíticos con geometrías cilíndricas, consistentes en la disposición de una única barrera compuesta por estructuras cilíndricas secantes o tangentes entre sí, pero “opacas” (es decir, difieren de las anteriores en cuanto que no tratan de absorber o disipar la energía del oleaje) son:

- Toa Harbor (Japón): cilindros metálicos de 10 m de diámetro rellenos de arena y gravas
- Shiwayama (Japón): cajones concéntricos de hormigón armado perforados de 32 m de diámetro
- Hanstholm (Dinamarca): dos diques que protegen el antepuerto formados por una hilera de cajones circulares de hormigón prefabricados de 12,50 m de diámetro rellenos de arena
- Grand Marais Harbor (EE.UU.): en el lago Michigan formado por tablestacas metálicas a modo de cofferdam en una dársena natural
- Brighton marina (Reino Unido): una hilera de cilindros tangentes con una superestructura inclinada en dos partes para resolver los empujes en los 6 m de carrera de marea

Figura 2.66. Shibayama. (Takahashi, 2002)

Figura 2.67. Toa Habor. (Bruun, 1989)

Figura 2.68. Dique de Brighton (Delft University)

Soluciones planteadas en diversas patentes

La búsqueda de la optimización en la disipación de la energía incidente del oleaje sobre diques verticales ha dado lugar a numerosas patentes, con diversa aplicabilidad práctica a lo largo de los últimos años, además de la que es objeto de la presente Tesis.

Se menciona a continuación algunos de los más significativos que comparten con la tipología objeto de este estudio algunas de sus características. A este respecto cabe mencionar el relevante trabajo de recopilación llevado a cabo por Garrido y Medina en 2011.

Así, la “Estructura de baja reflexión” ES2262405 (Esteban y Llamas, 2006) desarrolla una solución mediante un cajón con ranuras en su paramento frontal exterior y una serie de cámaras interiores de disipación.

Por su parte el “Dique antirreflejante de cámaras cilíndricas” WO2008062087 (Garrido *et al.* 2008) puede ser aplicable según sus autores tanto a diques como a muelles, con objeto de reducir la reflexión debida al oleaje para un amplio rango de frecuencias. Consta principalmente de un cajón con diversas hileras de celdas interiores en donde al menos una de ellas presenta cámaras prismáticas que inducen en el flujo entrante/saliente una dinámica rotatoria, diferente de la convencional cámara abierta de un cajón tipo Jarlan.

Figura 2.69. Dique antirreflejante de cámaras cilíndricas WO20080622087 (Garrido et al. 2008)

Por su parte la “Estructura marítima vertical con cámaras de unidades múltiples para la atenuación de la reflexión del oleaje” (Medina *et al.* 2009) trata de mejorar el comportamiento de las estructuras antirreflejantes existentes frente a ondas de bajas frecuencias, partiendo del hecho de que si el tiempo de ida y vuelta de la onda (o del flujo) en el interior de la cámara es mucho menor que la mitad del periodo de la onda incidente, no existe interferencia significativa entre las reflexiones y, por lo tanto, la eficacia de la cámara se ve reducida. La tipología consiste en las cámaras se disponen horizontalmente formando recorrido de celdas en una diversidad de direcciones, prolongando de esta manera el recorrido del flujo producido por el oleaje en el interior de las cámaras y aumentando así la eficacia de la tipología frente a oleajes de frecuencias bajas.

Figura 2.70. “Estructura marítima vertical con cámaras de unidades múltiples para la atenuación de la reflexión del oleaje” ES200931049 (Medina *et al.* 2009)

Otras soluciones mediante la incorporación de pantallas perforadas delante de paramentos verticales existentes, a las cuales quedan ancladas mediante diferentes procedimientos, han sido aplicadas más a modo teórico o a efectos de estudios con modelos numéricos o en ensayos físicos, como por ejemplo Losada *et al.* (1993) o Two y Lin (1991).

La escuela japonesa presenta del mismo modo algunas patentes internacionales reseñables. Ikeno (1988) propuso una variante al cajón Jarlan mediante un mecanismo de presurización en el interior de

la cámara disipativa de manera que la eficacia se pudiese controlar mediante la resonancia del sistema en función del periodo del oleaje incidente. Este tipo de solución con aberturas tanto en el frontal como en la base de la cámara principal fue posteriormente desarrollado con alguna variante por Yip y Chiang (2000) y propuesto como sección tipo para el dique de Osaka.

Figura 2.71. Propuesta de cámara disipativa para el dique de Osaka

Shimatania *et al.* (2002) JP2002275855 propone una estructura vertical a modo de muelle de bloques prefabricados similar a la tipología Jarlan pero con la singularidad de que el mecanismo de atenuación de la reflexión se produce principalmente en el sentido longitudinal en lugar de en el sentido perpendicular al paramento vertical del dique. Mediante un diseño adecuado de la forma de los bloques es posible inducir un cierto ángulo en el flujo, que haga que este se extienda en la dirección buscada, es decir, diferente de la de incidencia del oleaje en el dique.

Figura 2.72. Propuesta de Shimatania *et al.* (2002) JP2002275855

Puede afirmarse que en las últimas dos décadas han proliferado soluciones patentadas en Japón, algunas de las cuales tienen un difícil encuadre en las técnicas constructivas actuales, mientras que otras requieren de la adecuación y combinación de varios de los procesos constructivos convencionales, con la debida repercusión económica en la viabilidad de la puesta en práctica. A continuación se muestran algunas de ellas a modo de ejemplo.

Figura 2.73. Propuesta de dique antirreflejante JP6002316 (1994)

Figura 2.74. Propuesta "Separating and combining type breakwater revetment" JP58000508 (1983)

Figura 2.75. Propuesta de mecanismo disipador JP62055309 (1987)

Figura 2.76. Propuesta de dique vertical JP2000319839 (2000)

Figura 2.77. Propuesta de dique vertical JP2002309540 (2002)

Como resumen de los ejemplos citados, puede comprobarse que la problemática actual se centra, en la mayor parte de los casos, en aumentar el rango de eficacia de la disminución de las reflexiones delante del dique en cuanto a la frecuencia de los oleajes incidentes. Este hecho, que a priori requiere el aumento en la anchura relativa de la cámara B/L , supone a efectos prácticos una dificultad en su compatibilidad con los medios y procesos constructivos actuales, pues es la manga de los cajones la dimensión crítica a este respecto.

Actuaciones en Muelles antirreflejantes

En cuanto a la búsqueda de la reducción en la agitación de las dársenas interiores, existe un catálogo más amplio que en las actuaciones reales llevadas a cabo en diques verticales perforados exteriores.

La principal diferencia es que las obras de atraque antirreflejantes (o absorbentes) han de hacer frente a un oleaje de magnitud mucho menor, proveniente de la difracción que les otorga las obras de abrigo exteriores. O bien de la agitación producida por las estelas de los barcos en su tránsito dentro del puerto.

De esta manera, existen múltiples actuaciones de muelles antirreflejantes mediante cajones perforados con cámara simple o múltiple interior. Si bien estas estructuras no son objeto propiamente de esta Tesis, se resumen brevemente algunas actuaciones relevantes existentes.

El empleo de cajones perforados con escolleras en las cámaras tiene un ejemplo en el muelle 24 del puerto de Hayovel (Ashdod, Israel, 2001), con cajones de celdas cuadradas y talud interior del escollero de 3H:1V. El peso de las escolleras oscila entre 0,5 y 1 t. La sección resultante supone una triple cámara, comunicadas también longitudinalmente, con aberturas dispuestas hasta la cuarta fila de celdas hasta la cota +1,00 m y desde diferentes profundidades en cada una de ellas: los dos primeros paramentos presentan huecos desde la -3,98 m; el tercer tabique hasta la cota -2,66 m y el cuarto hasta la cota -1,76 m.

Figura 2.78. Sección tipo Muelle 24. Puerto de Hayovel. Israel

Otras soluciones antirreflejantes para muelles consisten en el empleo de piezas prefabricadas, colocadas en una o varias filas a nivel de lámina de agua. Estas piezas pueden situarse encima de un cajón o de cualquier otra solución de gravedad, como muelles de hormigón sumergido.

Existe una diversidad de piezas prefabricadas registradas hasta la actualidad, entre las que se encuentran los bloques IGLOO (Shiraishi et al. 1976), WAROCK (Ijima et al. 1976, y en España en Vigo y La Galera), MONOBAR, BARA (Berenguer et al. 2003, con aplicación relevante en el canal de entrada a la dársena de la Copa América en el puerto de Valencia), ARPA (Garrido et al. 2008), GMAR (Medina et al. 2008), entre otros. Estas soluciones de pared permeable tienen características similares en cuanto a coeficientes de reflexión que los cajones tipo Jarlan, si bien con mecanismos hidrodinámicos de disipación y absorción de energía diferentes.

Figura 2.79. Piezas prefabricadas antirreflejantes, con número de patente, autor y fecha (Fuente: Feys, 2009)

En relación con el empleo de este tipo de piezas en diques, debe hacerse constar la potencial fragilidad de los sistemas resultantes en las juntas entre piezas, sobre todo en aquellos diques susceptibles de desarrollar presiones impulsivas.

Otras actuaciones conjugan algunas de estas técnicas entre sí, adaptándolas a las necesidades particulares del emplazamiento, como la reconstrucción del distrito central de Beirut (Líbano, 1994) con propuestas semejantes a los bloques WAROCK e IGLOO pero monolíticas, conformando los cajones tipo ARC, con anchura de cámara en el entorno de $B=0,25L$, apertura de ranuras de anchura $L/14$ extendidas en agrupaciones de $L/9$ en el sentido de la eslora de los cajones.

Figura 2.80. Perspectiva del cajón ARC

Figura 2.81. Ejemplo de sistemas "monobar" de amortiguación de energía del oleaje

Figura 2.82. Ejemplo de sistemas "monobar" compuesto

Actuaciones en España

En España, por su parte, el Testero nº2 en el Puerto de Bilbao se construyó entre los años 1984 y 1987 mediante la tipología de cajones coronados a la cota +1,75 m, con superestructura dispuesta sobre las dos hileras de celdas exteriores y con agujeros circulares de 3,6 m de diámetro separados 3,80 m entre ejes. En el interior de las celdas se dispone un talud de escollera que, a su vez, sirve para contener y proteger el trasdós de los cajones.

Otro ejemplo representativo es el dique exento de Isla Verde (Algeciras, 2007), consistente en un dique vertical de 2.020 m de longitud conformado con 43 cajones, situado a 413 m del muelle más cercano, con profundidad de agua delante del dique de hasta 45 m y con un espaldón escalonado en tres niveles que corona a la cota +7,50 m. El paramento frontal del dique en el lado mar se encuentra perforado, disponiendo aberturas que comunican con las cámaras de disipación interiores, las cuales se extienden a las dos primeras filas de celdas: desde la cota -1,00 m hasta la +1,50 m entre la primera y segunda fila de celdas; y desde la -1,00 m hasta la cota de coronación del espaldón a modo de chimeneas en la fila exterior, y disponiendo una viga a modo de zuncho de arriostamiento a cota +1,50 m. Por otra parte se trata del dique vertical con cajones fabricados en dique flotante de mayor puntal, pues los más profundos están apoyados sobre la banqueta a cota -35 m.

En el lado dársena, los cajones también disponen de aberturas con cámaras extendidas a las dos filas de celdas de dicho lado.

La solución fue ensayada en 2D, en situación más desfavorable que en prototipo, donde el oleaje incide con cierta oblicuidad.

Figura 2.86. Dique exento en Isla verde. Puerto de Algeciras (Fuente: Dragados)

Otro dique singular es el nuevo dique exterior en Sant Feliu de Guixols (2006). Se trata de un dique exento conformado por 20 cajones de 16,05 m de eslora y 13,48 m de manga, cimentados sobre banqueta de escollera a cota -11,00 m. Este nuevo dique es rebasable por su baja cota de coronación (cota +2,00 m, incluyendo 1,00 m de espesor de losa superior de protección) y tiene la particularidad de que las filas laterales, en el sentido de la eslora de los cajones, se encuentran rebajados, estando su coronación a cota -6,00 m y conformando grandes aberturas de casi 3,50 m en el paramento frontal. Entre el dique nuevo y el antiguo hay una distancia de más de 30 m, configurándose como un cuenco amortiguador que elimina los rebases sobre el dique antiguo.

El nuevo dique sufrió, el 26 de diciembre de 2008, un temporal de más de 110 años de periodo de retorno en aguas profundas, con un máximo histórico en la boya de Palamós, con registro de $H_s=7,5$ m y $H_{max}=14$ m, lo cual provocó algunas averías en las celdas rebajadas entre cajones y en sus juntas.

Figura 2.90. Medidas de caudales de rebase en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC)

Figura 2.91. Medidas de los coeficientes de reflexión en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC)

Figura 2.92. Medidas de las cargas horizontales de oleaje en los ensayos de la Prolongación del Dique del Este. Castellón (2008. Fuente: INHA y FCC)

Como principales conclusiones del trabajo, los autores extrajeron las siguientes:

En cuanto al rebase, se obtienen tasas de q del entorno de 1 l/s/m para $H_s > 5,50$ m e incidencia oblicua. El efecto de las cámaras es inapreciable si $H_s < 5$ m.

En cuanto a la reflexión, se aprecia un efecto favorable de las cámaras con valores obtenidos de C_R menores en algunos casos al 40%. El efecto de las cámaras es también favorable para los casos de incidencia oblicua.

En cuanto a las cargas horizontales de oleaje sobre el paramento, el efecto de la presencia de las cámaras es favorable, con reducciones medias del entorno del 10% al 20%.

El nuevo dique exterior y exento de Ciudadela (Menorca) tiene 654 m de longitud y ofrece abrigo al dique interior de 392 m, así como a las nuevas líneas de atraque, con una longitud de 436 m. Es un dique de baja cota de coronación y está formado por 31 cajones, coronados por una superestructura de 31.500 m³ de hormigón armado con estructuras disipativas. El dique, además de su función de abrigo frente al oleaje, mejora las condiciones operativas de la dársena frente a los episodios de *rissagas*, de la que es objeto la ensenada en algunas ocasiones.

Figura 2.93. Dique de Ciudadela, Menorca (Monsó, 2010)

Por su parte, la nueva bocana del puerto de Valencia, ejecutada por Ferrovial y Cyes para la Copa América en 2007, fue ejecutada mediante cajones cortados con hilo de diamante para la formación de las cámaras, además de presentar bloques Bara (patente de Berenguer) en el canal de comunicación de la dársena interior con el puerto nuevo.

Figura 2.94. Canal de comunicación con el puerto nuevo en el puerto de Valencia con bloques Bara (Berenguer, 2007)

Por otra parte, en la actualidad se están sucediendo algunas actuaciones de muelles interiores con cámaras disipativas dentro del sistema portuario español, siendo algunos de los ejemplos más recientes los del Muelle de Ribera I en Carboneras, el dique exento en el Puerto de Almería (2015) o el nuevo Muelle sobre la Explanada de Ribera en el Puerto de Punta Langosteira (La Coruña, 2016).

Así, en el puerto de Carboneras (Almería), se diseñó para el Muelle de Ribera I una solución antirreflejante mediante cajones de celdas rectangulares con ventanas de 5,50 m de altura y 0,67 m de ancho, así como tubos de salida de aire de hasta 3,0 m de diámetro atravesando la superestructura. Las dos primeras filas de celdas están comunicadas mediante este sistema de aberturas, resultando una anchura total de cámara de 7,0 m. Las aberturas se ejecutaron mediante demolición, una vez los cajones se encontraban fondeados en su emplazamiento definitivo.

Figura 2.95. Alzado del muelle de Ribera I. Puerto de Carboneras (Almería, España)

Figura 2.96. Ventanas en el lado dársena del nuevo dique exento. Puerto de Almería. 2015 (Fuente: Dragados)

Figura 2.97. Planta del cajón tipo. Muelle de Ribera en el puerto de Langosteira. La Coruña, 2016 (Fuente: Dragados y SATO)

Finalmente, es reseñable por su singularidad el empleo de soluciones novedosas en cajones como estructuras sometidas a cargas de diferente naturaleza, como oleaje y amarre, solucionadas con geometrías variadas y empleo de nuevos materiales. Así, en Puerto Rosario (Fuerteventura) se han ejecutado dos duques de alba de amarre mediante sendos cajones conformado a base de placas de materiales compuestos (polímeros reforzados con fibras de vidrio), con protecciones exteriores a base de geles de resinas.

Se trata de un cajón circular prefabricado de 12 m de diámetro y 13,60 m de altura, cimentado a cota -10,00 m, con un peso del cajón de 55 t (sin contar relleno) y losa superior de 2,00 m de espesor, que conforma una prolongación de 86 m del muelle de cruceros actual para permitir una longitud total de línea de atraque de 390 m.

Figura 2.98. Fondeo de cajón de composite en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona y Carbures)

Figura 2.99. Estado actual, prolongación muelle de cruceros en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona y Carbures)

El cálculo del estado tensional de la estructura en fases constructivas y de servicio fueron llevados a cabo con modelos numéricos, en base a la estimación de cargas de oleaje y de amarre.

Figura 2.100. Cálculo de cargas y estructural de los cajones con material compuesto en Puerto del Rosario, Fuerteventura, 2015 (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona Ingeniería, IH Cantabria)

2.6.- Modelos aplicables a geometrías cilíndricas

En cuanto a las geometrías cilíndricas, Morison *et al.* (1950) establece el modelo de cálculo de las acciones oscilantes de oleaje sobre cilindros aislados cuando no aparecen fenómenos de difracción/radiación, es decir sobre cilindros esbeltos (*slender*). Dicho modelo combina los efectos de la velocidad y de la aceleración de las partículas sobre la estructura para oleajes regulares. El modelo resultante divide la fuerza (y momento) sobre el cilindro en dos partes: la fuerza de arrastre (F_D) y la fuerza de inercia (F_I). Ambas son fuerzas proporcionales a los coeficientes empíricos de arrastre e inercia. Para la resolución de la ecuación se considera fluido incompresible, flujo irrotacional y se desprecian los términos convectivos de la aceleración, lo que conduce a la teoría lineal de ondas (Teoría de Airy).

Además de las fuerzas en el sentido del oleaje, una corriente constante que incide en el mismo sentido induce una carga transversal oscilante, cuyo comportamiento está gobernado por la aparición de los vórtices de Von Karman. Además, el oleaje provoca las *wave drift forces*, cuya importancia es significativa en determinadas estructuras offshore.

Algunos parámetros adquieren especial importancia en la estimación de las cargas de oleaje, así como en la evaluación de posibles efectos de escala: Re (número de Reynolds), u_0 (velocidad de la partícula en su movimiento orbital), ν (viscosidad cinemática del agua), e (rugosidad relativa de los cilindros), K (parámetro de rugosidad), D (diámetro del cilindro), KC (número de Keulegan-Carpenter), L (longitud de onda), f_s (frecuencia propia de oscilación de la estructura).

Tabla 2.9. Parámetros adimensionales principales de aplicación a geometrías cilíndricas

Parámetro	Fórmula
Número de Reynolds	$Re = u_0 D / \nu$
Número de Keulegan Carpenter	$KC = u_0 T / D$
Rugosidad superficial relativa	$e = K / D$
Parámetro de difracción	$\pi D / L$
Velocidad reducida	$V_R = U / f_s D$

Los números de Reynolds y de Keulegan-Carpenter indican la importancia de las fuerzas de arrastre, siendo KC inversamente proporcional al parámetro de difracción. La rugosidad de la superficie (influida principalmente por el desarrollo del *marine growth* durante su vida útil) adquiere especial importancia en elementos esbeltos, alterando el valor tanto de la componente de inercia como de arrastre de la fuerza. Un valor de $e=0,02$ se considera como una rugosidad muy alta. Por su parte, el parámetro de difracción indica la importancia del efecto de la difracción, es decir, las fuerzas experimentadas por la estructura derivada de la alteración que la propia estructura provoca en el oleaje. Por su parte, la velocidad relativa es un indicador de si la vibración de la estructura sometida a una carga constante es o no importante.

De manera general puede decirse que la ecuación de Morison es aplicable (esto es, el efecto de la difracción es reducido) cuando KC es mayor que 6, mientras que la teoría de la difracción es aplicable cuando $\pi D / L > 0,5$.

Por su parte, hay que tener en cuenta que la resistencia total que presenta una estructura al oleaje incidente (fuerza de arrastre) es la suma de la componente normal, escalable mediante la similitud de Froude, y las fuerzas de fricción, que dependen del número de Reynolds y quedan distorsionadas si se emplea una similitud de Froude en el escalado del modelo físico.

Las fuerzas de fricción (F_f) depende del coeficiente de fricción (C_f) de la siguiente manera:

$$F_f = \frac{1}{2} C_f \rho A U^2 \quad \text{ec (2.126)}$$

donde A es la superficie sumergida, U es la velocidad en la dirección de incidencia y C_f viene dado por la ecuación de Schoenberr y depende de Re .

Figura 2.101. Coeficiente de arrastre (C_D) en función de Re en cilindros lisos sometidos a flujo constante (Chakrabarti, 1987)

Figura 2.102. Coeficiente de arrastre (C_D) en función de Re en cilindros rugosos sometido a flujo constante (Chakrabarti, 1987)

Otro fenómeno relevante es el efecto bloqueo (*blockage effect*) que aparece ante la presencia de múltiples cilindros esbeltos situados cerca unos de otros, situados en una o varias direcciones. De manera práctica el factor de bloqueo (*blockage factor*) cuando un flujo constante incide sobre un conjunto de cilindros verticales, quede definido según la *American Petroleum Institute* (API, 2000) según:

$$f_{BF} = \begin{cases} 0,25 \cdot S/D & \text{si } 0 < S/D < 4,0 \\ 1,0 & \text{si } S/D = 4,0 \end{cases} \quad \text{ec (2.127)}$$

donde S es la separación entre ejes de cilindros y D es el diámetro de los mismos.

Por su parte Chakrabarti (1987) introdujo el concepto de grado de densidad de la pantalla de cilindros (Φ) así como el de coeficiente de arrastre efectivo (C_e) en función del mismo y del número de Reynolds.

Tabla 2.10. Valor del coeficiente de arrastre efectivo (C_e) en función Φ (Chakrabarti, 1987)

Φ	C_e	
	$Re < 4.2 \cdot 10^5$	$Re > 4.2 \cdot 10^5$
0,1	1,2	0,7
0,2	1,2	0,8
0,3	1,2	0,8
0,4	1,1	0,8
0,5	1,1	0,8
0,75	1,5	1,4
1,0	1,8	2,0

La introducción del concepto Φ es especialmente útil en el estudio de la tipología de dique que objeto de la presente Tesis, pues es equivalente (en realidad el complementario) al de la porosidad para paramentos verticales perforados, y consistente con el enfoque dado por Chakrabarti en el estudio de cargas de oleaje sobre una serie de elementos cilíndricos.

Ecuación de Morison

El flujo producido por el oleaje sobre una estructura no es constante sino que, para oleajes regulares, sigue un patrón armónico, provocando un flujo alrededor del cilindro que hace más compleja la descripción del fenómeno.

La estimación de cargas sobre cilindros esbeltos sometidos a oleaje es comúnmente resuelta por la ecuación de Morison (1950):

$$f = \rho \cdot C_M \frac{\pi D^2}{4} \dot{u} + \frac{1}{2} \rho \cdot C_d \cdot |u| \cdot u \quad \text{ec (2.128)}$$

O bien, mediante la expresión diferencial de sus sumandos:

$$dF_i = C_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{dU(t)}{dt} \quad \text{ec (2.129)}$$

$$dF_d = C_d(Re) \cdot \rho \cdot D \cdot \frac{U^2}{2} \quad \text{ec (2.130)}$$

Siendo C_M y C_d los coeficientes hidrodinámicos de inercia y de arrastre respectivamente. La ecuación de Morison debe ser considerada únicamente como aproximada para oleajes irregulares.

Figura 2.103. Esquema de la ecuación de Morison et al. (1950) para cilindros verticales (Chakrabarti, 2005)

De esta manera, para oleajes regulares C_d y C_M pueden considerarse constantes a efectos de aplicación de la fórmula de Morison. Mientras que para oleajes no lineales, donde los ciclos de cresta y seno pueden tener diferentes amplitudes, o bien para oleajes irregulares, donde cada ciclo es diferente tanto en amplitud como en forma, la estimación de estos coeficientes es más compleja y requiere aproximaciones como las sugeridas por Chakrabarti o el API, mediante la introducción del periodo T_2 que mide el tiempo entre dos pasos consecutivos por cero.

Además, C_d y C_M también dependen del número de Keulegan-Carpenter. Por su parte, la fuerza transversal a la dirección del flujo, no queda reflejada en la formulación de Morison. Debe tenerse en cuenta que el patrón de generación de esta fuerza transversal es irregular y tiene múltiples frecuencias, al contrario que las cargas producidas en el sentido del flujo.

Por otra parte, cuando hay corrientes, éstas alteran la velocidad del movimiento orbital de las partículas, debiendo distinguir los casos en que el sentido de la corriente es el mismo que el del oleaje que cuando no lo es. Para el primer caso, las velocidades deben sumarse, mientras que en el segundo, deben componerse direccionalmente, alterando además el periodo aparente.

Relevantes son también los trabajos de campo realizados por Chakrabarti desde finales de la década de 1950, con varias campañas de tomas de muestras realizadas sobre diversas plataformas petrolíferas en el Golfo de México y en el Mar del Norte, y que dieron como resultado diversas tabulaciones de los valores de C_d y C_M en función de Re y de KC .

Modelos de Froude-Krylov y de difracción

Cuando el diámetro equivalente de la estructura es suficientemente grande en comparación con la longitud de onda del oleaje, aparecen fenómenos de difracción y la ecuación de Morison deja de ser aplicable.

En estas circunstancias, la teoría de Froude-Krylov resulta de aplicación simplificada para el cálculo de presiones sobre paramentos sumergidos y es aplicable a un amplio rango de tipologías en offshore.

Este método parte de la situación de no presencia de la estructura, con la definición del campo de presiones de un volumen de agua, el cual queda posteriormente integrado para la estimación de cargas. Esta resultante de fuerzas (denominada fuerzas de Froude-Krylov) depende de unos coeficientes volumétricos, que son función de la forma de la estructura. Estos modelos pueden ser aceptables a efectos de prediseño o diseño conceptual, y a su vez, han servido de base para otros modelos de cálculo aplicables en régimen de difracción.

Sucesivos modelos de difracción se basan en la resolución de la función potencial del oleaje en las inmediaciones de la estructura. Este procedimiento requiere el empleo de modelos numéricos tipo *BEM* (*Boundary Element Method*), *VOF* (*Volume of Fluid*) o *PFEM* (*Particle Finite Element Method*).

2.7.- Conclusiones derivadas de la revisión del estado del arte que influyen en el enfoque de la presente investigación

La presente Tesis Doctoral se centra en la búsqueda de nuevas formulaciones para estimar las cargas de oleaje sobre una novedosa tipología de cajón perforado para dique vertical, así como en la caracterización de su comportamiento hidrodinámico.

La configuración de la nueva tipología a plantear persigue una significativa reducción en las cargas de oleaje, derivando de este hecho algunas ventajas importantes, como puede ser su aplicabilidad en terrenos de escasa capacidad portante.

Directamente relacionado con este aspecto, también podrán derivarse mejoras en lo que se refiere a una disminución en la cota de coronación del dique en comparación con un dique vertical clásico.

Se trata de plantear una tipología novedosa, concebida para los objetivos planteados. De la revisión de la literatura existente puede comprobarse la existencia de un amplio catálogo de soluciones antirreflejantes, algunas llevadas a la práctica y otras a nivel de desarrollo conceptual. El comportamiento de todas ellas está influido por la sensibilidad al periodo del oleaje, descrito normalmente mediante la relación B/L .

Se concluye que una buena parte de los estudios existentes se han centrado en la obtención de modelos predictivos del coeficiente de reflexión (C_R) en base principalmente a dicha relación B/L . Igualmente hay una gran coincidencia en el óptimo en cuanto a reducción de dicho coeficiente, que oscila alrededor de $B/L \approx 0,20-0,25$, tal como se deduce de los trabajos de Ijima (1976), Sawaragi e Iwata (1979), Kondo (1979), Tanimoto y Yoshimoto (1982), Matteoti (1983), Allsop (1995), Bergamnn y Oumeraci (2000), Zhu y Chiang (2001), o Kirca y Kabdasli (2009), por citar sólo algunos ejemplos significativos.

En este punto conviene aclarar la distinción que debe darse en este tipo de estudios en cuanto que el objeto de aplicación sea para estructuras de atraque o para diques de abrigo. Las primeras a veces son denominadas “*perforated screens*” o “*perforated walls*”, mientras que las segundas suelen ser denominadas como “*perforated caissons*”. El objetivo en cada caso es, por lo tanto distinto:

- Disminución de C_R en el caso de las estructuras de atraque.
- Disminución de las cargas de oleaje y de las tasas de rebase en el caso de diques. Eventualmente, también puede ser requerida una disminución de las condiciones de reflexión en las canales de entrada, pero este objetivo no suele ser el más habitual.

Además de la reducción en la reflexión delante del dique, y por lo tanto, disminución en la altura de ola resultante delante del dique, otro mecanismo que gobierna la reducción de cargas totales de oleaje es el desfase en la aplicación de las cargas de oleaje en las diferentes pantallas. Este desfase se percibe cuando $B/L > 0,06$ (Tabet-Aoul y Lambert, 2003) y está también relacionado con el “atrapamiento” de la onda en el interior de la cámara (“*residence time*”), de manera que si el tiempo de ida y vuelta es menor que el semiperíodo del oleaje incidente, la eficacia es limitada.

Este hecho, que a priori requiere el aumento en la anchura relativa de la cámara B/L , supone a efectos prácticos una dificultad en su compatibilidad con los medios y procesos constructivos habituales. Por lo tanto, conviene determinar claramente los rangos de aplicabilidad de las tipologías perforadas que se plantean para diques, de acuerdo a las longitudes de onda incidentes en condiciones extremas.

En base a esta revisión del estado del arte, puede establecerse una clasificación general en cuanto a los tipos de enfoques posibles para la caracterización de las cargas de oleajes sobre cajones perforados en su empleo en diques:

- El enfoque de los modelos basados en el desarrollo inicial de Takahashi (1991) y sucesivos del propio Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1994), que modifica la formulación general de la fórmula de Goda teniendo en cuenta sucesivas fases principales críticas en el proceso de incidencia del oleaje y respuesta de la estructura, mediante la introducción del parámetro de modificación, λ , ajustado para distintos tipos de cajones. Estos modelos han servido de base para otros posteriores experimentales, como los de Tabet-Aoul y Belorgey (1998), que simplifican el cálculo mediante la introducción de parámetros descriptivos del desfase en la carga de oleaje entre ambas pantallas.
- El enfoque de los modelos experimentales inspirados en los trabajos de Canel (1995), los cuales se basan en el empleo de coeficientes reductores (K_r) de la altura de ola de diseño a partir del coeficiente de reflexión (C_R) para ser empleada en la formulación clásica de Goda.
- Los modelos desarrollados a partir de las medidas reales en campo (prototipo) y completadas con ensayos físicos reducidos, como los modelos de Bergmann y Oumeraci en el Programa PROVERBS, que obtienen las cargas horizontales máximas a partir de los parámetros descriptivos del oleaje y geométricos de la estructura. En este tipo de estudios debe hacerse constar la dificultad en la instalación y mantenimiento de los sistemas de registro, en la importancia de la duración de la serie de datos disponibles, en el número de temporales de envergadura registrados, y en la correlación con los sistemas instrumentales de medición de los oleajes incidentes.
- Los modelos desarrollados a partir o empleo de modelos numéricos que caracterizan el comportamiento de la superficie libre en el interior de la cámara, como Losada *et al.* (1993) o Requejo *et al.* (2002), con elevada precisión; o las expresiones analíticas que resuelven el potencial del flujo oscilatorio en el interior de la cámara, principalmente Fugazza y Natale (1992) y Williams *et al.* (2000), siendo de especial relevancia los posteriores trabajos de ajuste de Garrido y Medina (2011) y su desarrollo posterior sobre la base de redes neuronales. Si bien no siempre en estos estudios se persigue la caracterización de las cargas de oleaje.
- Modelos matemáticos que resuelven la elevación de la lámina de agua en el interior de la cámara y que, mediante integración numérica de las presiones en los diferentes paramentos, tratan de determinar la carga total de oleaje:
 - Aproximaciones matemáticas basadas en el método variacional de Galerkin, como el de Suh y Park (1995).

- Aproximaciones mediante métodos numéricos tipo VOF o tipo SPH.

Además de los anteriores, existen varios estudios relevantes puramente experimentales para la estimación de cargas de oleaje, como los del CEDEX de la década de 2000.

No obstante, para cualquiera de los estudios referidos, se detecta una gran dificultad en cuanto a la posible comparación de resultados y generalización de conclusiones entre los diversos modelos, debido a la gran influencia de las diferentes condiciones de ensayos y a las diferentes configuraciones de las estructuras estudiadas, entre otras: soluciones con simple o múltiple cámara; anchura relativa de cámara; cámara interior cerrada, parcialmente abierta con bufaderos o totalmente abierta; forma, dimensiones y profundidad de las perforaciones en la pantalla delantera; porosidad total de las pantallas, por citar sólo algunos aspectos de la amplia casuística que puede darse.

En cuanto al empleo de geometrías cilíndricas, conviene distinguir los dominios de aplicación de los modelos de Morison *et al.* (1950), respecto de los modelos de Froude-Krylov o los de difracción conforme el tamaño de la estructura es mayor en relación con el oleaje que le solicita. No obstante, la aplicabilidad de cualquiera de ellos, aunque sólo sea como base conceptual, debe ser discutida cuando se trata de estudiar estructuras mixtas, con cilindros y pantallas verticales, o cuando se disponen varios cilindros en línea, en los que entra en juego el factor de bloqueo (*blockage effect*), estudiado por Chakrabarti (1987) en su aplicación principal para el estudio de estructuras *offshore* tipo jacket.

Finalmente es relevante el trabajo de recopilación y agrupación de Garrido y Medina (2011) de las condiciones de ensayo en modelo físico de varios estudios de referencia de cajones perforados, con la distinción principal entre ensayos llevados a cabo con oleaje regular e irregular, y que se presentan de manera resumida en las Tablas 2.11 y 2.12.

Tabla 2.11. Rango de variables de ensayos con oleaje regular (Fuente: Garrido y Medina, 2011)

Campañas con oleaje regular	Número de cámaras	Tipo de pared perforada	Número de ensayos	Rango de variables adimensionales					
				B/L	H/L	H/h	P1%	P2%	P3%
Jarlan (1965)	1	Orificios	≈ 30	1/16 – 1/4	1/63-1/5	1/4 - 1	33% y 44%		
Kondo (1979)	1	Orificios	9	1/9 – 1/2	1/57 – 1/10	1/25	20%		
	2	Orificios	18	1/8 -1/1.5	1/156 - 1/29	1/25	20% y 34%	20%	
Two & Lin (1991)	1	Orificios	30	1/18 -1/3	1/400 – 1/28	1/25 – 2/25	44%		
	2	Orificios	30	1/10 – 1/1.3	1/400 – 1/28	1/25 – 2/25	44%	44%	
Bergmann & Oumeraci (2000)	1	Ranuras horizontales	68	1/17 – 1/3	1/160 – 1/15	1/10 – 1/2	0% y 40.5%		
	3		68	1/5 – 1/2	1/160 – 1/15	1/10 – 1/2	27%	20%	11%
Zhu & Chiang (2001)	1	Ranuras	25	1/65 – 1/2	1/52 – 1/26	1/11	20%		
PROVERBS (1998-2003)	1	Orificios	≈ 20	1/15 – 1/3	1/25 – 1/18	1/25 – 1/2	28%		

Tabla 2.12. Rango de variables de ensayos con oleaje irregular (Fuente: Garrido y Medina, 2011)

Campañas con oleaje irregular	Número de cámaras	Tipo de pared perforada	Número de ensayos	Rango de variables adimensionales					
				B/L ₀₁	H _s /L ₀₁	H _s /h	P1%	P2%	P3%
Sawaragi & Iwata (1979)	1	Orificios	8	1/7 – 1/0.85	1/34	1/12	50%		
Suh et al. (2001)	1	Ranuras	60	1/3 – 1/25	1/125 – 1/25	1/14 – 1/4	33%		
Bergmann & Oumeraci (2000)	1	Ranuras horizontales	60	1/17 – 1/3	1/160 – 1/18	1/10 – 1/3	0% - 40.5%		
	3		60	1/5 – 1/2	1/160 – 1/18	1/10 – 1/3	27%	20%	11%

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Una vez definidos los objetivos de la Tesis Doctoral y completada la revisión del estado del arte, se describe a continuación la metodología adoptada.

Inicialmente se parte de la descripción de una novedosa tipología de cajón perforado basado en geometrías cilíndricas, concebido para conseguir una significativa reducción de las cargas de oleaje en su empleo en diques.

Si bien hay referencia de ciertos casos que pudieran asemejarse, no existen, en el momento de realización de los ensayos, tipologías que puedan considerarse similares al objeto de esta investigación, la cual se centrará en la realización de una serie de ensayos en modelo físico reducido. Los resultados registrados en ellos serán los datos sobre los que posteriormente se trabajará para obtener una formulación que estime, de una manera suficientemente precisa, las cargas máximas de oleaje sobre la estructura.

Según ha quedado demostrado tras la revisión del estado del arte, existen serias dificultades en la asimilación o extrapolación de los resultados de una tipología a otra, debido a las particularidades de cada configuración estudiada. Igualmente existe dispersión en las condiciones de ensayos de los distintos trabajos de referencia. Por lo que el contenido de esta investigación puede considerarse original.

En este punto conviene aclarar dos aspectos fundamentales en el enfoque adoptado:

- El objetivo de la tipología a estudiar es su empleo en diques y lo que se busca es la disminución de las cargas de oleaje y su caracterización. Derivado de este hecho se podrá dar también una disminución en el valor de C_R , pero esta variable no se considera como descriptiva por sí misma y en exclusiva del comportamiento de las cargas de oleaje. Se pretende afrontar el problema de manera que las cargas de oleaje sean definidas mediante parámetros geométricos descriptivos de la configuración de la estructura y del fenómeno ondulatorio. El empleo de la expresión, como herramienta útil a efectos de prediseño en futuras aplicaciones, debe ser sencilla.
- El óptimo en cuanto a reducción de las cargas de oleaje puede quedar fuertemente condicionado, a efectos prácticos, por limitaciones constructivas, pues las anchuras de cámara resultantes pueden estar fuera de las capacidades de los medios constructivos disponibles habitualmente, sobre todo cuando hablamos de longitudes de onda suficientemente grandes.

Resulta necesario, por lo tanto, centrar las líneas de investigación sobre la base de una serie de ensayos en los que B/L oscile alrededor de los rangos conocidos como óptimos de acuerdo a la literatura para cámara simple, pero dentro de los límites que fijan las capacidades de las técnicas constructivas actuales, especialmente de los diques flotantes de los que España cuenta con un catálogo extenso. Por lo tanto, el rango de anchuras de la cámara interior a ensayar debe ser limitado.

En estas condiciones, las situaciones de oleaje a ensayar serán las características de zonas costeras en el Mediterráneo, pues estas son compatibles con la anchura que pretende darse a la cámara interior. Afrontar inicialmente el empleo de esta tipología en condiciones de oleaje propias de la fachada Atlántica o Cantábrica conllevaría unas anchuras mínimas que provocarían otros problemas

graves estructurales y constructivos, aspectos que deben tratarse en la investigación, pero que no deben convertirse en prioritarios.

De todos los enfoques posibles referidos en las conclusiones del Capítulo 2, se seguirá en esta Tesis uno similar al de Bergmann y Oumeraci en el marco del European Research Project Mast III / PROVERBS (1998), basado en el tratamiento de resultados de una serie de ensayos en modelo físico 2D, para estimar las cargas horizontales máximas de oleaje sobre esta tipología de cajón perforado, dando lugar a una expresión basada en los parámetros geométricos descriptivos de la estructura y del oleaje.

La metodología a seguir permitirá disponer de un conocimiento preciso de las condiciones concretas en que se llevan a cabo los ensayos y que, por tanto, delimitan los rangos de aplicación de la expresión obtenida. A este respecto, los trabajos se centrarán en unas condiciones correspondientes a la tipología de dique vertical y cargas cuasi estacionarias, de acuerdo al mapa paramétrico de McConell *et al.* (1998). No obstante, en algún caso se aplicarán condiciones cercanas a las cargas impulsivas, para comprobar la respuesta de esta tipología frente a estas situaciones.

Evidentemente el paso de un dominio a otro en la naturaleza responde a una casuística compleja, de las cuales las expresiones matemáticas son una simplificación, hecho que obliga a revisar el conjunto de indicadores representativos que permitan caracterizar, de una manera fiable, las condiciones en que tendrán lugar posteriormente los ensayos en modelo físico.

Las condiciones en que se realizarán los ensayos deberán ser tales que sean de aplicación los principios generales de la teoría lineal de ondas, y puedan emplearse a efectos comparativos algunos modelos de cálculo de uso extendido para el caso de diques verticales clásicos: el modelo de Goda generalizado (1985) para las crestas de oleaje y el modelo de Sainflou (1928) para los senos.

Ahora bien, esta comparación entre los registros de los ensayos para esta tipología y los valores estimados para diques de paramento plano continuo, debe partir de unas condiciones equivalentes entre ambos.

Para ello, se partirá inicialmente de los resultados de rebase de los ensayos, para estimar la cota de coronación del espaldón que, para un dique vertical convencional, inducirían unas tasas de rebase similares con los mismos oleajes. En esas circunstancias, el comportamiento funcional de ambos diques verticales – el novedoso objeto de investigación y el convencional – puede asumirse equivalente.

Sin embargo, es imprescindible inicialmente hacer unas consideraciones sobre la validez y la precisión en la extrapolación de resultados de rebase obtenidos en los ensayos, pues son ejecutados con oleaje regular, mientras que las expresiones usuales están basadas en series con oleaje irregular. Para salvar este obstáculo se seguirá la metodología de Goda (2010), que relaciona las tasas de rebase obtenidas entre ambos tipos de ensayo. Aplicada dicha metodología, se podrá comprobar si la tasa de rebase equivalente con oleaje irregular (q) resulta mayor que la que se obtiene con oleaje regular (q_0) como ya inicialmente fue estudiado por Paape en 1960.

Una vez establecidos estos criterios, puede procederse a la comparación de cargas entre ambos tipos de diques verticales. Con ese fin se revisan las series temporales registradas en las células de carga instaladas bajo el cajón durante los ensayos. Esta revisión permite identificar los patrones de interacción oleaje-estructura y detectar posibles anomalías que pudieran aportar incertidumbre en el empleo de algunos datos. Esto podría ser así si, por ejemplo, se detectasen desacoplamientos o lagunas temporales en los patrones registrados entre ambas células.

A continuación se está en disposición de evaluar la reducción en cargas que supone el empleo de esta nueva tipología frente a la de un dique vertical clásico, y posteriormente se confrontará con las referidas por Takahashi (1991) para otras tipologías de cajones perforados.

El siguiente paso consiste en hacer una estimación aproximada de las tensiones máximas que el cajón puede transmitir al cimiento en las hipótesis más desfavorables, lo cual dará una idea de las ventajas de esta tipología de cajón en localizaciones con terrenos de escasa resistencia. El análisis de los modos de fallo geotécnico (hundimiento, vuelco plástico o estabilidad global) no es objeto de la presente Tesis y debería ser evaluada en cada proyecto en particular de acuerdo a las condiciones geotécnicas de cada emplazamiento. Sin embargo y habida cuenta de que la nueva tipología presenta un peso propio bastante inferior al de un cajón convencional, se realiza una breve comprobación de la seguridad resultante frente al modo de fallo de deslizamiento.

Posteriormente se desarrolla la fórmula de estimación de cargas horizontales máximas para esta nueva tipología de acuerdo de los registros de los ensayos, objetivo central de la Tesis. El propio tratamiento de los resultados de los ensayos y la fórmula conseguida, permitirán alcanzar conclusiones sobre la sensibilidad del resultado final frente a modificaciones de algunas variables principales.

La definición clara de las condiciones en que se han desarrollado las simulaciones en modelo físico debe permitir identificar futuras líneas de investigación, las cuales principalmente deben referirse al estudio de la aplicabilidad – y en su caso, adaptación – de la nueva fórmula propuesta para otras configuraciones.

Finalmente, además de los registros obtenidos con el sistema de instrumentación y con el fin de poder analizar posteriormente cualquiera de las incidencias ocurridas en los ensayos, se procede a la realización de un reportaje fotográfico y de unas filmaciones en vídeo, incluidos como Apéndice.

CAPÍTULO 4. DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1.- Descripción de la tipología objeto de la investigación

La tipología del cajón que se propone es un diseño original pues, a la vista de la revisión planteada en el Capítulo 2, no se ha encontrado ninguna solución similar a esta, dentro de la tipología de cajones perforados.

Más en particular, el cajón consiste en dos pantallas paralelas de cilindros huecos verticales separados entre sí. La distancia entre los ejes de los cilindros de las pantallas delantera y trasera es el mismo, si bien el diámetro de los cilindros no tiene por qué ser igual en ambas pantallas.

Los cilindros de la pantalla delantera se encuentran separados entre sí, dejando unos huecos entre cilindros adyacentes que permiten que parte del flujo pase a través de ellos.

La pantalla trasera también puede presentar huecos entre sus cilindros o puede ser “opaca” al oleaje, bien porque sus cilindros sean tangentes entre sí, bien porque se disponga una pared de conexión entre cilindros contiguos. La elección entre una pantalla trasera parcialmente permeable al paso de oleaje o cerrada dependerá del nivel de agitación que sea admisible en cada caso concreto en la dársena a la que el dique da abrigo. A nivel de esta Tesis se considera que esta pantalla será cerrada, es decir, se dispone un mamparo vertical de conexión entre cilindros contiguos de la pantalla trasera.

Por su parte, la separación entre la pantalla delantera y trasera de cilindros conforma una cámara interior o piscina, abierta superiormente, donde se disipa parte de la energía incidente de oleaje.

Los cilindros de la pantalla delantera se encuentran arriostrados entre sí a nivel inferior y superior por medio de vigas de conexión de hormigón. Las dos pantallas también deben arriostrarse entre sí, tanto en la parte inferior como en la superior, disponiendo vigas que conectan cada cilindro con el de enfrente. Por lo tanto, la distancia entre ejes entre cilindros delanteros y traseros debe ser la misma.

La fila de cilindros delanteros corona a una cota más baja que la de los cilindros traseros. Sobre estos últimos se dispone una estructura tipo espaldón rematado por un botaolas.

Figura 4.1. Esquema conceptual del cajón objeto de estudio

En el marco de la presente Tesis, la distancia entre ejes de cilindros contiguos, tanto en pantalla delantera como trasera, es de 7,00 m.

Los cilindros son construidos en hormigón armado y el conjunto de ambas pantallas debe ser construible, al menos en su mayor parte, en las instalaciones tradicionales para la fabricación de este tipo de estructuras, diques flotantes, por medio de la técnica de encofrado deslizante, lo cual es fundamental para la economía de la solución.

Figura 4.2. Fabricación de cajones con dique flotante (Fuente: Dragados-Drace)

Por cuestiones prácticas se debe limitar la eslora a las dimensiones habituales para los cajones convencionales construidos en diques flotantes. Bajo esta condición se han adoptado cajones de siete cilindros delanteros y siete traseros, lo cual resulta en esloras de algo menos de 50 m para cada cajón de esta tipología.

El sistema de arriostramiento entre cilindros y entre ambas pantallas permite desarrollar modificaciones en el sistema pues tiene influencia en los cuatro aspectos fundamentales: hidrodinámico, estructural, geotécnico y económico, este último aspecto tanto desde el punto de vista de la construcción como del mantenimiento. No obstante, es objeto de la presente Tesis sólo el análisis del comportamiento hidrodinámico mediante la caracterización de las cargas de oleaje sobre la estructura, así como en la transmisión de presiones a la cimentación, formada por la banqueta sobre la que se apoya.

En este sentido, resultará sólo de interés la influencia de la cota de la riostra frontal superior en la pantalla delantera de cilindros, pues afecta al patrón de entrada y salida del flujo de oleaje hacia y desde la cámara. Igualmente, las cargas de oleaje sobre estas vigas, y por lo tanto sobre el conjunto de la estructura, dependerá de la ubicación de dichas vigas de conexión, razón por la cual se ensayarán distintas configuraciones para la misma.

Igualmente, la altura o el canto del nivel de arriostramiento inferior de la pantalla delantera tendrá influencia en el comportamiento hidrodinámico. De manera conceptual, se ha concebido inicialmente dicho nivel inferior como un arriostramiento conformado a base de vigas de hormigón de canto pequeño en relación con el puntal total del cajón. Como alternativa a la geometría aquí estudiada, también podría ser concebido como una pared vertical que uniera los cilindros hasta una determinada cota, de manera que la altura de las ranuras resultantes entre cilindros en la pared delantera fuera más reducida.

Figura 4.3. Vista en perspectiva del cajón objeto de estudio

Bajo este esquema conceptual se pueden detectar ciertas variables que permiten optimizar la estructura, si bien conviene indicar desde el principio que se trata de un sistema complejo, en el que las ventajas en uno cualquiera de los citados aspectos, por ejemplo el hidrodinámico, pueden alterar las condiciones en cualquiera de los otros, por ejemplo el estructural. Por lo que no cabe, en una investigación de esta índole, centrar los esfuerzos en la búsqueda de un óptimo absoluto -el cual deberá perseguirse bajo condiciones y emplazamientos concretos- sino en tratar de validar una solución novedosa y en detectar los parámetros más influyentes.

En esta estructura se conjugan dos aspectos que pueden considerarse particulares en el diseño de diques de abrigo con tipología de gravedad: el empleo de geometrías cilíndricas y de dos pantallas “semitransparentes” que disipan y reflejan la energía del oleaje con cierto desfase entre ellas.

Las proporciones de energía del oleaje incidente que son disipadas en la pantalla delantera y en la pantalla trasera deben ser similares para garantizar un comportamiento eficiente del sistema. Ya que si en una de las dos pantallas se disipase una cantidad de energía mucho mayor que en la otra, las cargas máximas de oleaje que actuarían sobre el conjunto del cajón tenderían a ser mayores.

Si bien la descripción de las geometrías ensayadas se detallan en el siguiente capítulo, cabe ahora decir que los cilindros de la pantalla delantera o anterior (lado mar) se han estudiado con diámetros que van desde los 5,00 m para un primer estudio de viabilidad, a los 4,70 m y 4,50 m adoptados en la fase de optimización. De esta manera es posible determinar la influencia del diámetro y la anchura de las ranuras en la hidrodinámica y cargas en los cilindros.

Por su parte, los cilindros traseros han sido prediseñados con un diámetro 6,25 m de diámetro para todas las geometrías ensayadas.

La cota de coronación del espaldón vendrá definida por los rebases admisibles durante un temporal. En este sentido, el rebase también puede ser limitado mediante un diseño adecuado del botaolas sin necesidad de aumentar su cota de coronación, pues una de las aplicaciones más evidentes de este tipo de estructuras son los puertos deportivos, recreativos y pesqueros insertados habitualmente dentro del tejido urbano, con importantes limitaciones visuales y paisajísticas que aconsejan limitar su impacto en el entorno y no romper la línea del horizonte. En esta investigación las cotas de coronación del espaldón reproducidas en los ensayos han sido la +8,00 m y la +8,35 m.

La Tabla 5.1 en el Capítulo 5 muestra las dimensiones y datos geométricos principales de los modelos ensayados en las diferentes fases de estudio.

En cuanto a la cimentación de la estructura, caben dos opciones principales:

1. En terrenos competentes en relación con las presiones máximas transmitidas a la cimentación, no será necesario recurrir a una estructura pilotada, bastando la cimentación en una banqueta de escollera. Es conveniente, además, no cerrar inferiormente la piscina y limitar la solera a la parte inferior de los cilindros y de las vigas de conexión. Independientemente de otras consideraciones constructivas o económicas, esta medida permite disipar subpresiones y simplificar enormemente la estructura. No obstante, sí es necesario prolongar la protección de la banqueta con escolleras a la zona de la piscina, para evitar problemas de socavaciones y descalces provocados por las turbulencias generadas en su interior. Así dispuesta la cimentación, es necesario comprobar las mayores tensiones transmitidas a la cimentación.
2. En terrenos poco competentes en relación con las presiones máximas transmitidas a la cimentación, cada cilindro puede ser pilotado. En este caso los pilotes podrían ser in situ o bien hincados. El análisis de estos eventuales pilotes no es objeto de la presente Tesis.

Todos estos aspectos de cimentación no son tenidos en cuenta en el modelo físico pero sí las cargas que son transmitidas a la cimentación, las cuales son medidas mediante la instalación de unas célula de carga diseñada *ad hoc* para este tipo de ensayos. El sistema de instrumentación se describe con detalle en el Capítulo 5.

4.2.- Similitudes, diferencias y ventajas respecto a otras tipologías existentes

En el Capítulo 2 se han presentado numerosos ejemplos de actuaciones existentes con cajones perforados para su empleo en diques verticales, así como los principales aspectos relacionados con su comportamiento hidráulico y funcional.

Estas tipologías antirreflejantes o absorbentes han ido dando lugar al desarrollo de diversas soluciones, algunas de las cuales se encuentran todavía en un estadio de aplicación teórico o conceptual, y no se han visto materializadas en actuaciones concretas.

Las soluciones existentes, básicamente, coinciden en la que aquí se estudia en cuanto que presentan un paramento frontal perforado y una o más cámaras interiores disipativas. Estas cámaras, a su vez, pueden ser abiertas o cerradas en su parte superior.

En relación con la pared perforada frontal, lo habitual son soluciones de paramentos planos con aberturas circulares o rectangulares, las cuales se extienden hasta una determinada profundidad por debajo del nivel de agua en reposo.

En estos aspectos, el objeto de la presente tipología es el mismo que en los citados casos, en los cuales se persigue uno o varios de los siguientes objetivos:

- Una disminución de las cargas totales de oleaje sobre la estructura.
- Una disminución en la agitación producida por la reflexión del oleaje delante de la estructura.

- Una disminución de la cota de coronación del espaldón del dique, por motivos principalmente estéticos, visuales y paisajísticos.

La tipología aquí analizada, sin embargo, presenta algunas particularidades significativas que le otorgan unas características singulares en cuanto a su comportamiento hidráulico.

Las ventajas, algunas comunes y otras particulares, que ofrece esta nueva tipología de dique se exponen a continuación:

- 1) Las geometrías cilíndricas permiten un flujo entre el exterior y la cámara interna que induce menos carga en la estructura, reduciendo de este modo las fuerzas que se registrarían si la estructura tuviera un frontal perforado pero plano.
- 2) El desfase temporal que se registra entre el empuje del oleaje contra la primera hilera de cilindros y la segunda hace que las fuerzas máximas registradas sobre la estructura global se reduzcan.
- 3) El oleaje incidente se refleja en los cilindros como un haz multidireccional de trayectorias que evita, en parte, los fenómenos de resonancia y agitación aventajando de esta manera las tipologías convencionales sobre los paramentos verticales planos.
- 4) Se puede construir en un dique flotante tradicional: salvo la riostra superior, todo el hormigonado se hace por deslizamiento.
- 5) La geometría del cajón permite ahorrar una gran cantidad de material puesto que no trabaja principalmente por gravedad sino que busca una reducción de las cargas de oleaje. En caso de terreno competente, la cimentación puede ser de tipo superficial en base a una solera discontinua o perforada. En el caso de terreno poco competente en relación con las presiones transmitidas a la cimentación, la estructura podría pilotarse en todos o en varios de los cilindros.
- 6) Como estructura antirreflejante, se reduce el rebase respecto de un cajón plano convencional, por lo que la coronación del dique es más baja para tasas de rebase equivalentes.

De acuerdo a la anterior descripción de la tipología objeto de esta Tesis, pueden comprobarse las similitudes y diferencias con aquellas actuaciones que se consideran más parecidas de acuerdo a las referencias, actuaciones reales, diseños conceptuales o patentes, incluidas en el Capítulo 2, entre otras: dique en el puerto de Tánger (1997), dique mirador en la marina de Beirut (Líbano, 2004), diques de Nagashima y de Shibayama (Japón), dique de Brighton, patente de Dique antirreflejante de cámaras cilíndricas WO20080622087 (Garrido *et al.* 2008) y patente de dique vertical JP2000319839 (2000).

CAPÍTULO 5. DESCRIPCIÓN DE LAS SIMULACIONES EN MODELO FÍSICO

5.1.- Descripción geométrica del modelo

Los ensayos se han llevado a cabo en canal de oleaje (2D) en las instalaciones del Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA)² en Barcelona. Los modelos reducidos construidos reproducen, a escala geométrica 1:25 sin distorsión, las diferentes configuraciones correspondientes al diseño del cajón propuesto según la descripción incluida en el Capítulo 4.

Para todos los ensayos se ha adoptado la semejanza de Froude.

La serie de ensayos se ha llevado a cabo en dos fases generales:

- Fase 1: se ha realizado una serie de ensayos inicial de viabilidad de la estructura, uno de cuyos principales objetivos era comprobar la magnitud sobre la que se encontraban los registros de cargas máximas de oleaje. A la vista de los resultados de esta Fase 1 es posible tomar una decisión sobre el rango de diámetros de los cilindros delanteros a ensayar en la siguiente fase, y por consiguiente, la separación entre ellos.
- Fase 2: se ensayan diversas series de oleaje sobre dos nuevos modelos con diferentes diámetros en sus cilindros delanteros (Fase 2A: 4,50 m, Fase 2B: 4,70 m). También estos ensayos son empleados para comprobar la influencia de la cota del arriostamiento superior entre cilindros delanteros en las cargas máximas registradas, toda vez que este elemento es imprescindible desde el punto de vista estructural y puede imponer algunos condicionantes constructivos importantes.

Estos ensayos de la Fase 2 sirven igualmente para medir el rebase sobre la estructura.

Igualmente, en los modelos de esta Fase 2 también se ha reproducido la banqueta de apoyo con su protección de escollera correspondiente, simplemente a efectos de comprobación de los niveles de daño progresivo para un determinado tamaño de dichas escolleras.

Como resultado de la campaña de ensayos en su conjunto, se disponen de tres modelos de cajón diferentes, en el que principalmente ha cambiado el diámetro de los cilindros delanteros y, por lo tanto, de la anchura del hueco entre ellos. Como consecuencia de estas variaciones, también varía la anchura de la cámara interior (B). Si bien las diferencias en B son reducidas, es posible realizar un análisis de los resultados en un amplio rango del parámetro adimensional B/L , ya que además se ensayan diversos escalones de oleaje.

Para todos los ensayos, ya sea de la Fase 1 como de la Fase 2, el modelo descansa en una banqueta de apoyo a cota -20,00 m a escala de prototipo ($d = 20,00$ m), sobre el nivel de lámina de agua en reposo, que se toma como nivel de referencia. Igualmente, el espesor de dicha banqueta para todos los ensayos es $h_b = 2,00$ m, luego la profundidad a pie de dique es $h = 22,00$ m. Sin embargo, la anchura de la berma de la banqueta delante del cajón, B_b según la Figura 5.1, cambia entre los ensayos de la Fase 1 y de la Fase 2. Así, para los ensayos de la Fase 1, B_b es igual a 3,00 m, mientras que para los ensayos de Fase 2 esa magnitud es 7,50 m, a escala de prototipo en ambos casos.

² Parte de la información de este Capítulo ha sido extraída del correspondiente informe de los ensayos por parte del laboratorio del INHA, al que el autor quiere agradecer su colaboración

Por su parte, la cota de coronación del espaldón, el cual se sitúa sobre la pantalla trasera de cilindros, ha sido la cota +8,00 m en los ensayos de la Fase 1 y la cota +8,35 m en los ensayos de Fase 2.

Figura 5.1. Esquema general de los modelos ensayados (medidas en metros a escala del prototipo)

A continuación se incluye el resto de la descripción geométrica de los modelos ensayados para cada Fase, incluyendo las figuras correspondientes.

Fase 1:

La tipología del cajón consiste en dos pantallas paralelas de cilindros huecos, los delanteros de diámetro 0,20 m y los traseros de 0,25 m, lo que corresponde, con la escala geométrica utilizada de 1:25, con unos diámetros de los cilindros de 5,00 m y 6,25 m respectivamente. Quiere esto decir que los huecos entre cilindros contiguos en la pantalla delantera es de 2,00 m a escala de prototipo. Entre cilindros traseros contiguos, se dispone una pared frontal, en este caso de 0,75 m a escala de prototipo.

La cota de coronación del espaldón sobre los cilindros traseros se ha dispuesto a la +8,00 m. Los cilindros delanteros coronan a la cota +3,00 m.

El modelo fue construido con PVC sobre un fondo inclinado de pendiente 1,5%.

Figura 5.2. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm)

Figura 5.3. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm)

Figura 5.4. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 1 (medidas en cm)

Fase 2:

Como se ha comentado anteriormente, el principal cambio en los ensayos de esta Fase 2 es el diámetro de los cilindros, que se reproducen con 4,50 m (Fase 2A) y 4,70 m (Fase 2B), por lo que los huecos entre cilindros resulta de 2,50 m y 2,30 m respectivamente, ya que se mantiene la modulación de 7,00 m entre ejes de cilindros. Estos cambios afectan también ligeramente al ancho resultante de la cámara disipativa, que es en ambos casos algo superior al de la Fase 1.

Igualmente en los modelos de esta Fase 2 se prueban distintas configuraciones del nivel superior de arriostramiento entre cilindros delanteros. De acuerdo con la definición de la Figura 1, se prueban tres configuraciones diferentes para este elemento:

- Riostra a la cota -6,00 m
- Riostra a la cota +3,00 m
- Sin riostra

Al igual que en el modelo de la Fase 1, se dispone una pared frontal entre cilindros traseros contiguos de 0,75 m a escala de prototipo.

La cota de coronación del espaldón sobre los cilindros traseros se ha dispuesto a la +8,35 m. Los cilindros delanteros coronan a la cota +3,00 m.

El modelo fue igualmente construido con PVC sobre un fondo inclinado de pendiente 1,5%.

Figura 5.5. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)

Figura 5.6. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)

Figura 5.7. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 2A (medidas en cm)

Figura 5.8. Vista frontal del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)

Figura 5.9. Vista lateral del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)

Figura 5.10. Vista en planta del modelo ensayado. Fase 2B (medidas en cm)

En la Tabla 5.1 se resumen las condiciones geométricas principales de los modelos en las distintas Fases de la campaña de ensayos.

Tabla 5.1. Definición geométrica general de los modelos ensayados

	Fase 1		Fase 2A		Fase 2B	
	Modelo (cm)	Prototipo (m)	Modelo (cm)	Prototipo (m)	Modelo (cm)	Prototipo (m)
φ cilindros delanteros	20,0	5,00	18,0	4,50	18,8	4,70
Espacio entre cilindros delanteros	8,0	2,00	10,0	2,50	9,2	2,30
φ cilindros traseros	25,0	6,25	25,0	6,25	25,0	6,25
Anchura de cámara interior	59,9	14,98	61,27	15,32	60,47	15,12
Cota de coronación de los cilindros delanteros (s/NMR)	12,0	3,00	12,0	3,00	12,0	3,00
Cota de coronación del espaldón (s/NMR)	32,0	8,00	33,31	8,35	33,31	8,35
Cota de cimentación del cajón	-80,0	-20,00	-80,0	-20,00	-80,0	-20,00
Espesor de banqueta	8,0	2,00	8,0	2,00	8,0	2,00
Bb (anchura berma delantera)	12,0	3,00	30,0	7,50	30,0	7,50
Pendiente de fondo (cotg α)	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015

5.2.- Descripción de las instalaciones de ensayos

Los ensayos experimentales llevados a cabo han sido realizados en el canal de oleaje del Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA, S.A.), en Cerdanyola (Barcelona).

El canal de INHA posee 52 m de longitud, 1,8 m de anchura y 2 m de profundidad, y está equipado con un generador de oleaje tipo pistón que permite obtener una altura de ola significativa (H_s) sin romper aproximadamente igual al 55% del calado (h) existente, es decir, $H_s/h \leq 0,55$. No obstante los ensayos objetos de la presente Tesis han sido realizados con oleaje regular; en este sentido, y teniendo en cuenta que la altura de la lámina de agua en la zona de la paleta era de 1,45 m, la altura máxima que se puede generar en estas condiciones es aproximadamente de 0,60 m ($H_{m\acute{a}x} \approx 0,60$ m). No obstante, dicha altura de ola depende también del periodo. En la Figura 5.11 se comprueba las condiciones de máxima altura de ola a generar en el modelo en dicha instalación, en función del periodo simulado y de la profundidad de lámina de agua frente a la paleta.

Figura 5.11. Máximas altura de ola que pueden ser generadas en las instalaciones de ensayo (Fuente: INHA)

Según el informe de los ensayos elaborado por el propio laboratorio, el sistema de generación de oleaje del canal consiste en un módulo o actuador de tipo pistón. Las dimensiones de la paleta son de 1,8 m de ancho y 2 m de alto, y su recorrido máximo es de 1 m.

Como se ha indicado anteriormente, la construcción del modelo se ha realizado sobre un fondo inclinado de pendiente 1,5% (talud 1V / 67H).

El actuador es accionado por un pistón conectado a un generador hidráulico que bombea aceite a presión mediante una bomba impulsada por un motor eléctrico.

El servocontrolador es el sistema que controla la paleta. Un procesador de señal digital comandado por un programa de software de generación de oleaje en PC reemplaza al servoamplificador analógico típico de los sistemas tradicionales.

El control de la paleta se realiza mediante el paquete de software de control antes mencionado que permite también la adquisición de datos y su análisis posterior. El programa, que funciona mediante un menú de opciones, permite generar oleaje regular e irregular (en este caso, los ensayos fueron con oleaje regular) a través del control on-line ejercido sobre la paleta, a la vez que permite almacenar los datos medidos por los diferentes sensores instalados en el canal. Dichos datos pueden ser analizados y presentados en forma gráfica mediante la aplicación de las distintas rutinas estadísticas y de análisis de series temporales incorporadas en el paquete.

Tanto en la parte trasera del actuador como en el parte frontal del canal se colocan sistemas de amortiguación del oleaje que evitan las reflexiones no deseadas que pueden distorsionar los resultados de los ensayos.

Un puente grúa de 2 t capaz de moverse a lo largo de la instalación de ensayos se utiliza para transportar las maquetas y otros materiales y equipos necesarios.

Para el vaciado y llenado del canal se utiliza un depósito de almacenamiento de agua de 110 m³, junto con un equipo de presión asociado para transportar los caudales necesarios.

Adicionalmente, para permitir la reutilización y depuración del agua almacenada en dicho depósito, hay instalado un equipo de filtrado.

La instalación eléctrica es de 3 x 380 voltios y la potencia máxima es de 150 kW.

Con el fin de poder relacionar las variables de estudio con los parámetros correspondientes al oleaje incidente, ha sido desarrollado un software capaz de separar el campo de oleaje medido durante los ensayos experimentales en las partes correspondientes al oleaje incidente y al reflejado. Es por ello que se ha utilizado un total de 3 sensores de altura de ola tipo eléctrico-resistivo, ubicados en una zona lo suficientemente alejada del modelo físico y de la pala generadora como para no introducir efectos de contorno en los resultados.

Finalmente la calibración diaria de cada uno de estos sensores de oleaje se ha llevado a cabo mediante el ajuste a una función lineal de la señal recibida con distintos niveles de agua, a través de un osciloscopio.

5.3.- Sistema de instrumentación, observación y medida de datos

Las variables que se consideran necesarias analizar para llegar a conocer el comportamiento de la estructura, en función de los parámetros de diseño más representativos que se han mencionado anteriormente, son las siguientes:

- Fuerzas horizontales transmitidas a la base de los cilindros anteriores y posteriores.
- Momentos transmitidos a la base de los cilindros anteriores y posteriores.
- Presiones en diversos puntos de la estructura (en cilindros y en vigas).
- Rebase.

Los instrumentos y medios de observación y medición instalados en el canal de las instalaciones de INHA, para la adquisición de los datos correspondientes, han sido los siguientes:

- Un (1) sensor situado enfrente de la paleta generadora de oleaje, para conocer las condiciones de oleaje realmente incidentes sobre la estructura.
- Una (1) sonda de oleaje colocada en la parte dorsal de la estructura con el fin de analizar el oleaje transmitido en dicha zona.
- Una (1) sonda de oleaje colocada en la parte frontal de la estructura con el fin de analizar el oleaje total delante del dique.
- Dos (2) sondas de oleaje colocadas en la cámara de la estructura con el fin de analizar el oleaje transmitido en dicha zona.
- Un total de veinticuatro (24) sensores de presión: siete (7) instalados en la pared frontal de un cilindro delantero, seis (6) en la pared dorsal del mismo cilindro, siete (7) más en la pared frontal de un cilindro de la pantalla posterior alineado con el anterior, más tres (3) en la pantalla dorsal entre dos cilindros traseros, además de uno (1) en una viga riostra transversal entre dos

cilindros de la parte frontal, para estimar la distribución de presiones existente para un oleaje extremal.

- Dos (2) células de carga para medir las fuerzas horizontales y momentos en la base de un cilindro de la pantalla delantera y en otro cilindro alineado de la pantalla posterior.
- Bandeja para medir el rebase sobre el espaldón.
- Cámara de vídeo y fotos para registrar cada uno de los ensayos.

Los medidores de altura de ola que se utilizaron en los ensayos están formados por 2 varillas de acero inoxidable que actúan como electrodos de una resistencia. Mediante un mecanismo electrónico, el valor de la resistencia varía inversamente con la profundidad de inmersión de los electrodos (Figura 5.12).

Dichos sensores de altura de ola se han dispuesto en una zona lo suficientemente alejada tanto de la pala de generación de oleaje como del modelo reducido a fin de minimizar en lo posible los efectos de contorno generados por estos. Asimismo, se han instalado en el eje de simetría longitudinal del canal a fin de evitar la influencia de las paredes laterales de éste. Al mismo tiempo, la disposición de estos sensores de oleaje es tal que permite, en todo momento, conocer la altura de ola significativa correspondiente al oleaje incidente sobre el dique, dato de vital importancia de cara al posterior análisis de datos.

Figura 5.12. Fotografía de un medidor (sensor) de oleaje

Las células de carga son instrumentos que miden esfuerzos mediante la deformación de un puente de galgas extensiométricas (Puente de Wheatston). Estas células pueden medir los esfuerzos por tracción y compresión, así como las flexiones y torsiones a nivel de la base de los cilindros. Para ello, las células son ancladas en su parte inferior a la solera del canal, y conectadas mediante barras roscadas a la base de los cilindros, donde se instalan unas pletinas de conexión. Por su parte, los cilindros no están en contacto directo con la solera del canal sino que se deja una ligera separación para permitir que la célula pueda deformarse libremente en los seis grados de libertad (desplazamientos y giros en los tres ejes) de acuerdo a las cargas de oleaje que reciba. De esta manera, las células de carga, previamente calibradas antes de comenzar los ensayos, traducen dichas deformaciones en esfuerzos. Especial cuidado se ha puesto en los ensayos de la Fase 2, ya que en estos el modelo reproduce también la banqueta de escollera sobre la que se sitúa el cajón; en estos ensayos, pequeños desplazamientos de la escollera circundante, podrían provocar acodamientos que impidieran la libre

deformación del puente extensométrico de la célula de carga, falseando los resultados. Este riesgo se evita instalando alrededor de la célula y a suficiente distancia, una red de poro inferior al tamaño mínimo de la escollera colocada. Además de la anterior medida, la revisión de los registros temporales de las células de carga permite localizar eventuales errores de medición por este hecho, por ejemplo, si la tendencia del registro aparece en algún momento “truncado”, o las mediciones tienen valores constantes durante algún periodo de tiempo.

Por otra parte, con objeto de permitir el desplazamiento de ambos cilindros y, por consiguiente, la medición de cargas totales sobre cada uno de ellos, las riostras superior e inferior que unen el cilindro delantero con sus contiguos en la pantalla frontal, han sido cortadas de manera que no haya transmisiones de esfuerzos. Igualmente, los paneles de la pantalla trasera que unen los cilindros entre sí, también presentan una discontinuidad para permitir el libre movimiento del cilindro trasero central, independiente del resto de los cilindros de dicha pantalla.

Igualmente, los dos cilindros instrumentados (uno en la pantalla delantera y otro en la trasera) no se encuentran unidos por las vigas de conexión superior e inferior, pues el objeto de los ensayos es conocer la carga de oleaje que solicita a cada uno en cada instante mediante la deformación de las células instaladas en sus respectivas bases. Si estuvieran unidas a modo de pórtico rígido, cuando el oleaje impactase sobre el cilindro delantero, instantáneamente se registraría una deformación en la célula del cilindro posterior, traduciéndose dicha deformación como una carga adicional que, en realidad, no se produce. Además, no sólo se falsearían las cuantías de las mediciones de cargas totales sino que tampoco se podría conocer el patrón de desfase de estas entre ambas pantallas, aspecto fundamental que se quiere comprobar de cara a evaluar la eficacia del sistema.

Además de lo anterior, y de la necesaria certificación de los equipos, se debe hacer constar que ambas células de carga fueron convenientemente calibradas en laboratorio antes de la realización de los ensayos mediante la aplicación de cargas de valor conocido.

Finalmente, la frecuencia de adquisición de datos correspondiente a los sensores de nivel y células de carga ha sido de 100 Hz, al igual que los sensores de presión.

La cámara de vídeo y la cámara fotográfica han servido para dejar constancia de todos los ensayos realizados y poder así visualizar posteriormente cualquier tipo de incidencia de los mismos. El monitor ha estado conectado a la cámara de vídeo para visualizar en todo momento las incidencias del ensayo desde la posición del controlador de las paletas.

El ordenador PC, que tiene instalada una tarjeta de adquisición de datos, ha recibido y almacenado todas las señales de entrada adquiridas por los sensores de altura de ola, presión y por las células de carga.

El modelo ha sido construido con PVC (Poli-Vinil Cloruro). En la Figura 5.13. se muestra un esquema de la configuración general en planta de los modelos ensayados dentro del canal, especificando la posición de cada uno de los sensores de oleaje y presión que se utilizaron. Además de estos sensores, se instalaron las dos células de carga en la base de dos de los cilindros centrales, uno frontal y otro dorsal.

Figura 5.13. Planta con la disposición de los sensores de oleaje y presión en el modelo

En la Figura 5.14 se muestra la distribución de los sensores de presión distribuidos en los dos cilindros centrales, uno delantero y otro trasero.

Figura 5.14. Ubicación de los sensores de presión en los cilindros centrales

5.4.- Definición de los estados de mar ensayados

Los ensayos se realizan con incidencia normal a la estructura pues ésta reproduce las condiciones más desfavorables a que se podrán someter las secciones analizadas en cuanto a las máximas presiones totales sobre el conjunto del dique y el máximo rebase.

El oleaje generado ha sido regular, con el fin de poder analizar paramétricamente el comportamiento estructural del cajón. Asimismo, la duración de cada serie de oleaje ha sido la necesaria para reproducir un total de 20 olas, evitando de esta manera la presencia de re-reflexiones que pudieran introducir variaciones en los resultados finales, así como evitando la presencia de ondas transversales al canal por los efectos 3D que induce la geometría circular de los cilindros.

Para cada una de las Fases de la campaña se ensayaron un total de cinco escalones de altura de ola (H), cada uno asociado a un periodo, y un único nivel de mar en reposo para todas las tandas de ensayo.

A continuación se resumen las condiciones objetivo de los oleajes a ensayar para cada una de las Fases.

Tabla 5.2. Estados de mar objetivo. Fase 1

H (m)	T (s)
4,00	8,5
6,25	7,5
7,50	8,5
7,50	10,0
9,25	9,5
10,00	11,5
11,50	12,5

Tabla 5.3. Estados de mar objetivo. Fase 2

H (m)	T (s)
6,00	7,5
7,50	8,5
9,00	9,5
10,00	11,5
11,50	12,5

Al realizarse con ensayos con oleaje regular, las relaciones establecidas entre H - T para estos ensayos parten del supuesto inicial de que las máximas cargas son producidas por las mayores olas. Como se explicará más adelante, esta hipótesis queda abierta a futuras líneas de investigación basadas en ensayos con oleaje irregular. Pero en estos ensayos, podemos asumir que las alturas de ola ensayadas reproducen $H_{reg}=H_{max}\approx 1,8\cdot H_s$, de un determinado temporal. Si esto es así, las correlaciones entre H - T adoptadas en los ensayos son similares a las correspondientes a la costa mediterránea española. Sólo a título de ejemplo, la boya costera de Barcelona (Fuente: Puertos del Estado) presenta en régimen extremal una relación: $T_p= 5,15\cdot H_s^{0,43}$, pudiendo comprobar que los valores ensayados se ajustan bastante bien a dicha relación. Los dos escalones de oleaje mayores ensayados corresponderían respectivamente a periodos de retorno del orden de 40 años y 225 años aproximadamente para la citada localización.

Por otra parte, debe tenerse en cuenta que los estados de mar anteriores de la Fase 2 se simulaban para cada uno de los modelos empleados en dicha fase, es decir, con dos diámetros diferentes de los

cilindros delanteros y con tres alturas distintas de la viga riostra superior. Es decir, en la Fase 2 se reprodujeron 5 estados de mar x 2 modelos x 3 alturas de riostra = 30 series de oleaje.

5.5.- Calibración de ensayos

Con el fin de poder asegurar la fiabilidad de los ensayos y de los resultados obtenidos a través de ellos, ha sido necesaria una constante calibración de todo el equipo de generación de oleaje y de todos los instrumentos de medición y de adquisición de señales.

A continuación se procede a efectuar una breve descripción de la metodología empleada para la calibración de cada uno de estos equipos.

5.5.1.- Calibración de los sensores de oleaje

La calibración de los sensores de oleaje se ha llevado a cabo de modo que las variaciones de resistencia debidas a los cambios del nivel de agua se traduzcan en variaciones de tensión en función de la altura de ola.

Teniendo en cuenta que los oleajes generados pueden tener los senos más aplanados y las crestas más agudas, el nivel de cero, es decir, la superficie libre del agua en reposo (NMR ó SWL), se ha situado con el extremo final de la sonda sumergido a una profundidad de 6 m, y el valor máximo esperado de la amplitud positiva de las olas se ha estimado en 8 m (Figura 5.15).

Figura 5.15. Disposición de los sensores de oleaje respecto al nivel de agua en reposo (medidas en modelo)

Sabiendo que los márgenes de sensibilidad del sensor están comprendidos entre +/- 10V y considerando que el valor máximo de la cresta es de 0,32 m por encima de la superficie libre en

reposo, se obtiene un ajuste de ganancia que viene dado por una relación voltaje / nivel de agua de 10V/0,32m.

5.5.2.- Calibración de la paleta de generación de oleaje

La paleta de generación de oleaje tiene un recorrido de $\pm 0,50\text{m}$ que corresponde a una entrada de señal de $\pm 10\text{V}$.

De igual forma que en la calibración de los medidores de nivel resistivos, en la calibración de la paleta el ajuste del cero se fija de tal manera que el pistón se encuentre exactamente en la mitad de su recorrido.

Asimismo, el nivel de ajuste de la ganancia se realiza de tal manera que una variación de 0,50m de desplazamiento del pistón corresponda realmente a una variación de 10V en la entrada de señal.

5.5.3.- Generación de oleaje

Las aplicaciones informáticas empleadas tanto para la generación como para el procesado de los datos obtenidos experimentalmente, forman parte del paquete informático *Labview 5.1* de National Instruments.

La aplicación "Generacion.vi" ha generado las series temporales utilizadas en los ensayos según los estados de mar objetivo señalados anteriormente, dando lugar a series regulares de oleaje, formadas por ondas de igual amplitud y periodo todas ellas.

La generación de dichas series temporales se realiza en base a una serie de parámetros introducidos por el usuario: parámetros generales y parámetros específicos de la serie de ensayos.

Parámetros generales:

- Tipo de serie: en este caso la serie temporal generada es de oleaje regular.
- Frecuencia de muestreo: Este parámetro determina la frecuencia de muestreo con la que se adquieren las muestras de oleaje. Su valor ha sido en 100 muestras/segundo.
- Factor de escala de la pala: Determina la relación V/m de la pala que produce la generación de oleaje.

El fondo de escala de la pala en el canal es de $\pm 10\text{V}$, correspondiente a un desplazamiento de la pala de $\pm 0,5\text{m}$. Por lo tanto la sensibilidad es 20V/m.

- Escala del modelo: en nuestro caso la escala adoptada ha sido 1/25.
- Duración de la rampa: La puesta en marcha y paro de la pala se ha de realizar en forma de rampa, para así evitar la aparición de sobretensiones y sobrecorrientes que provocarían a la larga el mal funcionamiento del equipo. En este apartado el usuario debe introducir la duración en segundos que desea que tenga la rampa.
- Fichero 1 serie: Dirección y nombre del fichero en el que se desea se guarde la serie generada.

- Fichero n series: Dirección y nombre del fichero en el que se desea se guarde la serie generada repetida n veces.

Parámetros específicos de las series a generar:

Se han introducido de acuerdo a los parámetros objetivo incluidos en la Tabla 5.2 y Tabla 5.3 anteriores.

- Altura del prototipo – H : Altura de las olas en el prototipo, en metros.
- Periodo del prototipo – T : Periodo de las olas en el prototipo, en segundos.
- Número de olas: Número de olas que se desea compongan las series generadas. En nuestro caso $N \geq 20$ olas por cada serie. Debe tenerse en cuenta que, en realidad, en cada tanda de ensayo se genera un número de olas mayor, pero que para la de obtención e interpretación de resultados, se trunca la serie temporal, escogiendo únicamente las 20 olas una vez se ha comprobado que la serie y el patrón de cargas se ha estabilizado, con objeto de eliminar posibles efectos indeseados al inicio del ensayo.

Los resultados obtenidos son:

- Serie temporal en metros, incluyendo la representación gráfica de la serie temporal obtenida convertida al prototipo.
- Serie temporal en voltios, incluyendo la representación gráfica de la serie temporal en voltios, que es la señal con la que se va a excitar el sistema pala.

Todas las gráficas se han programado de forma que se pueda hacer diferentes tipos de análisis en las zonas de interés.

El análisis de los registros de los sensores consiste en la visualización mediante las gráficas correspondientes de las series de superficie libre de cada uno de los sensores de oleaje, el análisis estadístico de la superficie libre, obteniendo los histogramas y distribuciones gaussianas, así como los valores correspondiente a la máxima altura de ola, valor medio de las alturas de ola, desviación estándar, varianza y parámetro kurtosis; también se dispone de la separación de la ola incidente y reflejada. En estos ensayos, al realizarse con oleaje regular, estos análisis se simplifican muy significativamente.

5.5.4.- Sistema de absorción de oleaje reflejado

El sistema empleado ha sido el AWASYS, una aplicación desarrollada por el departamento de Ingeniería civil de la Universidad de Aalborg, que realiza tanto la generación de series de oleaje como la absorción de la ola reflejada en tiempo real.

La absorción del oleaje reflejado se basa en la separación en tiempo real del oleaje incidente y reflejado, a partir de la lectura de la altura del oleaje realizada por dos sensores de nivel situados en frente de la pala. Del resultado de realizar un procesamiento de estas señales basado en aplicar dos filtros digitales FIR, se determina el desplazamiento que debe tener la pala para que la ola reflejada sea absorbida. El estudio teórico en el que se basa lo antes comentado se describe en Frigaard y Brorsen (1995).

5.5.5.- Desviaciones respecto a las alturas de ola objetivo

En la siguiente Tabla 5.4. se muestran las desviaciones (en tanto por ciento) de las alturas de ola promedio (H) de la cada una de las series respecto a las alturas de ola objetivos (H_{objetivo}), que son las indicadas en las Tablas 5.2 y 5.3.

Tabla 5.4. Desviaciones de las alturas de ola de cada serie (H) respecto de las alturas de ola objetivo (H_{objetivo})

T (s)	H (m)	Diám. cil. del. (m)	Posición riostra	H objetivo (m)	Desv (%)
7,50	6,05	4,50	-6,00	6,00	0,83
8,50	7,60	4,50	-6,00	7,50	1,32
9,50	9,40	4,50	-6,00	9,00	4,26
11,50	10,28	4,50	-6,00	10,00	2,72
12,50	12,08	4,50	-6,00	11,50	4,80
7,50	5,80	4,70	-6,00	6,00	-3,45
8,50	8,25	4,70	-6,00	7,50	9,09
9,50	9,35	4,70	-6,00	9,00	3,74
11,50	10,18	4,70	-6,00	10,00	1,77
12,50	11,29	4,70	-6,00	11,50	-1,86
7,50	5,94	4,50	3,00	6,00	-1,01
8,50	7,84	4,50	3,00	7,50	4,34
9,50	9,28	4,50	3,00	9,00	3,02
11,50	10,02	4,50	3,00	10,00	0,20
12,50	11,82	4,50	3,00	11,50	2,71
7,50	5,10	4,70	3,00	6,00	-17,65
8,50	7,69	4,70	3,00	7,50	2,47
9,50	9,38	4,70	3,00	9,00	4,05
11,50	10,78	4,70	3,00	10,00	7,24
12,50	12,35	4,70	3,00	11,50	6,88
8,50	4,01	5,00	3,00	4,00	0,25
7,50	6,25	5,00	3,00	6,25	0,00
10,00	7,47	5,00	3,00	7,50	-0,40
8,50	7,36	5,00	3,00	7,50	-1,90
11,50	10,04	5,00	3,00	10,00	0,40
9,50	9,32	5,00	3,00	9,25	0,75
12,50	11,62	5,00	3,00	11,50	1,03
7,50	6,03	4,50	sin	6,00	0,50
8,50	7,57	4,50	sin	7,50	0,92
9,50	8,78	4,50	sin	9,00	-2,51
11,50	10,30	4,50	sin	10,00	2,91
12,50	12,08	4,50	sin	11,50	4,80
7,50	5,01	4,70	sin	6,00	-19,76
8,50	8,18	4,70	sin	7,50	8,31
9,50	9,10	4,70	sin	9,00	1,10
11,50	10,84	4,70	sin	10,00	7,75
12,50	12,31	4,70	sin	11,50	6,58

Como promedio del conjunto de la campaña de ensayos, las alturas de ola promedio de cada serie ha sido un 1,25% superior a las alturas de ola objetivo, con una desviación máxima en exceso de un 9,1% y por defecto de un 19,7%. La desviación estándar de la muestra de desviaciones porcentuales ha sido 5,7 unidades porcentuales.

En todo caso, los análisis y tratamientos de resultados, que se realizan en los Capítulos 6 y 7, se hacen siempre sobre la base de las alturas de ola realmente ensayadas, no sobre las alturas de ola objetivo previas.

5.6.- Metodología seguida en los ensayos

Una vez llevada a cabo la calibración de los oleajes a generar, la metodología común de cada ensayo comienza con la calibración diaria de los tres sensores de oleaje y de la paleta generadora.

Tal y como se ha dicho anteriormente, la adquisición de las series temporales de la elevación de la superficie libre se ha llevado a cabo a una frecuencia de muestreo de 100Hz, al igual que en los sensores de presión y células de carga.

La generación de oleaje regular en un canal experimental requiere de la caracterización del periodo y altura de ola a reproducir. Ahora bien, esta descripción matemática de las condiciones de oleaje debe ir acompañada por la función de transferencia de las paletas generadoras, que nos relaciona la elevación de la superficie libre del agua y el desplazamiento de dichas paletas.

Una vez convertido el registro temporal de la elevación de la superficie libre del agua en un registro de desplazamientos de las paletas, se está ya en disposición de proceder a la propia generación de los oleajes.

En un paso siguiente se han realizado los ensayos de estabilidad del dique, en los cuales se han analizado los esfuerzos que se producen sobre la estructura, mediante la medición de presiones en distintos puntos de la misma, tanto en la cara frontal como en la dorsal, y las mediciones realizadas con las células de carga ubicadas en la base de dos de los cilindros, como se describió anteriormente.

También se llevan a cabo los ensayos de rebase, en los cuales el almacenamiento del agua en una bandeja permite conocer el caudal de rebase sobre la estructura.

Paralelamente a cada uno de estos procesos, se han tomado fotografías del ensayo, haciendo hincapié en el estado final de la estructura después de la generación del oleaje, principalmente en cuanto al eventual movimiento de las escolleras de protección de la banqueta para los ensayos de Fase 2, y se han realizado filmaciones en vídeo.

5.7.- Caracterización paramétrica de la campaña de ensayos

Para una correcta interpretación de los resultados de los ensayos, conviene inicialmente catalogar las condiciones de ensayo con objeto de identificar el tipo de cargas de oleaje que afectarán al modelo: cargas cuasiestacionarias, en ligera rotura, cargas de impacto o cargas derivadas de oleaje roto. Para ello se emplea el mapa paramétrico McConell de PROVERBS (Figura 2.16).

Igualmente se analiza si los ensayos reproducen condiciones correspondientes a profundidades indefinidas, intermedias y reducidas, en función del siguiente criterio ya expuesto en el Capítulo 2:

Profundidades indefinidas: $1/2 < h/L$

Profundidades intermedias: $1/25 < h/L < 1/2$

Profundidades reducidas: $h/L < 1/25$

Por otra parte, también se comprueba si se reproducen condiciones que conlleven la rotura de oleaje, bien por fondo o bien por forma, pues en esta campaña de ensayos, y con objeto de evitar potenciales efectos de escala, se tratan de evitar condiciones de rotura de oleaje enfrente de la estructura.

Los modelos de rotura que se han empleado para esta comprobación, ya mencionados en el Capítulo 2, son los siguientes:

Modelo de rotura por fondo:

- Weggel:

$$\frac{H_b}{h} = \frac{b}{1 + \frac{a \cdot h}{g \cdot T^2}} \quad \text{ec (5.1)}$$

Donde:

$$a = 43,70 \cdot (1 - e^{-19 \cot g \alpha})$$

$$b = \frac{-1,56}{1 + e^{-19,5 \cot g \alpha}}$$

- Munk-McGowan:

$$\frac{H_b}{h} = 0,78 \quad \text{ec (5.2)}$$

Rotura por forma:

- Miche para profundidades indefinidas o intermedias y pendiente suave:

$$\frac{H_b}{L} = \frac{1}{7} \quad \text{ec (5.3)}$$

En la Tabla 5.5. se muestra la clasificación de las distintas tandas de ensayo de acuerdo a los anteriores criterios, teniendo en cuenta que los principales parámetros que cambian a lo largo de la campaña son el diámetro de los cilindros delanteros y el nivel del arriostamiento superior de la pantalla frontal.

Debe tenerse en cuenta que, a efectos de análisis de cargas de oleaje sobre la base conceptual del mapa paramétrico, el parámetro adimensional H_s^* según aparece definido en PROVERBS se define como $H_s^* = H_{si} / h$. Sin embargo, al realizarse esta campaña con oleaje regular (con altura de ola H), dicho parámetro debe adecuarse convenientemente, tomando para ello el valor H^* . En este sentido y con objeto de catalogar las condiciones de ensayo según el mapa de PROVERBS, se adopta la siguiente identificación:

$$H = H_{max} = 1,80 \cdot H_s \quad \text{ec (5.4)}$$

Es decir, identificando las alturas de ola de los ensayos con oleaje regular como las alturas máximas de un temporal. Por lo que resulta $H^* = H_s / h = (H / 1,80) / h$. Con lo cual todos los estados de mar

ensayados se encuentran fuera del riesgo de presentación de presiones de impacto, si bien en algunas circunstancias se alcanzan valores de H^* muy cercanas a 0,35 y, por lo tanto, con mayor riesgo potencial de ocurrencia de estos fenómenos.

Tabla 5.5. Clasificación paramétrica de las condiciones de la campaña de ensayos

Diám. Cilindro del. (m)	Riostra	Oleaje			Mapa PROVERBS			Profundidad relativa	Tipología según PROVERBS	Tipo de olas según altura de ola relativa	Tipo de carga de oleaje	Rotura de oleaje	
		T (seg)	H (m)	L (m)	$h_b^*=h_b/h_s$	$H^*=H_s/h$	$B^*=B_{eq}/L$					$H_{max,b}$	¿Rompe?
4,50	-6,00	7,50	6,05	81,99	0,09	0,15	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,50	-6,00	8,50	7,60	99,58	0,09	0,19	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,50	-6,00	9,50	9,40	116,76	0,09	0,24	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,50	-6,00	11,50	10,28	150,02	0,09	0,26	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,50	-6,00	12,50	12,08	166,22	0,09	0,31	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	-6,00	7,50	5,80	81,99	0,09	0,15	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,70	-6,00	8,50	8,25	99,58	0,09	0,21	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,70	-6,00	9,50	9,35	116,76	0,09	0,24	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,70	-6,00	11,50	10,18	150,02	0,09	0,26	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	-6,00	12,50	11,29	166,22	0,09	0,29	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,50	3,00	7,50	5,94	81,99	0,09	0,15	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,50	3,00	8,50	7,84	99,58	0,09	0,20	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,50	3,00	9,50	9,28	116,76	0,09	0,23	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,50	3,00	11,50	10,02	150,02	0,09	0,25	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,50	3,00	12,50	11,82	166,22	0,09	0,30	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	3,00	7,50	5,10	81,99	0,09	0,13	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,70	3,00	8,50	7,69	99,58	0,09	0,19	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,70	3,00	9,50	9,38	116,76	0,09	0,24	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,70	3,00	11,50	10,78	150,02	0,09	0,27	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	3,00	12,50	12,35	166,22	0,09	0,31	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
5,00	3,00	8,50	4,01	99,58	0,09	0,10	0,04	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
5,00	3,00	7,50	6,25	81,99	0,09	0,16	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
5,00	3,00	10,00	7,47	125,21	0,09	0,19	0,03	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
5,00	3,00	8,50	7,36	99,58	0,09	0,19	0,04	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
5,00	3,00	11,50	10,04	150,02	0,09	0,25	0,03	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
5,00	3,00	9,50	9,32	116,76	0,09	0,24	0,03	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
5,00	3,00	12,50	11,62	166,22	0,09	0,29	0,02	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,50	sin	7,50	6,03	81,99	0,09	0,15	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,50	sin	8,50	7,57	99,58	0,09	0,19	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,50	sin	9,50	8,78	116,76	0,09	0,22	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,50	sin	11,50	10,30	150,02	0,09	0,26	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,50	sin	12,50	12,08	166,22	0,09	0,31	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	sin	7,50	5,01	81,99	0,09	0,13	0,10	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	11,37	No
4,70	sin	8,50	8,18	99,58	0,09	0,21	0,09	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	13,23	No
4,70	sin	9,50	9,10	116,76	0,09	0,23	0,07	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	14,95	No
4,70	sin	11,50	10,84	150,02	0,09	0,27	0,06	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No
4,70	sin	12,50	12,31	166,22	0,09	0,31	0,05	Intermedias	Dique Vertical	Pequeñas	Cuasiestacionaria	15,60	No

Como conclusión, de los resultados de la tabla anterior puede comprobarse que las condiciones de todos los ensayos corresponden a:

- La tipología de dique vertical.
- Ubicación en profundidades intermedias ($1/25 < h/L < 1/2$).
- Los oleajes no se encuentran en condiciones de rotura, ni por fondo ni por forma.
- En estos ensayos se ha cumplido $0,04 < H/L < 0,08$. Es decir se cumple $H/L \ll 1$, y según se describe en el apartado 2.1. es de aplicación la teoría lineal de ondas.
- Las cargas de oleaje esperables son cuasiestacionarias. Por lo tanto, a efectos de comparación en la magnitud de las cargas máximas de esta tipología de cajón perforado con otras tipologías de diques verticales, serán de aplicación las formulaciones habituales, por ejemplo: Goda (1985) para el paso de las crestas, y Sainflou (1928) para el de los senos. No obstante, en algunos ensayos en particular las condiciones se encuentran próximas a los dominios de cargas de impacto.

5.8.- Discusión previa sobre los posibles efectos de escala

5.8.1.- Criterios de semejanza y relaciones

Los criterios para que los resultados del modelo se correspondan con los del prototipo implican tres semejanzas:

- Semejanza geométrica
- Semejanza cinemática
- Semejanza dinámica

Respecto a la semejanza geométrica, se ha trabajado con un modelo no distorsionado, es decir, la misma relación entre longitudes horizontales y verticales.

Si se define la escala de longitudes n_L de un modelo por:

$$n_L = L_m / L_p = 1/\lambda \quad \text{ec. (5.5)}$$

donde L es la longitud (horizontal o vertical), y los subíndices m y p indican, respectivamente, modelo y prototipo.

Por su parte, la semejanza cinemática implica que el movimiento y las trayectorias de partículas homólogas deben estar en proporción. Definiendo, de modo similar a la escala de longitudes n_L , las escalas de aceleración n_a , velocidad n_v y tiempo n_t como:

$$n_a = a_m / a_p \quad n_v = v_m / v_p \quad n_t = t_m / t_p \quad \text{ec (5.6)}$$

Para que se cumpla la semejanza cinemática, deben satisfacerse las siguientes relaciones:

$$n_v = n_a \cdot n_t \quad n_L = n_v \cdot n_t \quad \text{ec (5.7)}$$

Para un caso determinado, fijada la escala de longitudes n_L , y tomando $n_a=1$, procedimiento habitual, dado que, por ejemplo, la aceleración de la gravedad no puede variarse, se obtiene de las relaciones (5.7) las escalas de velocidad (n_v) y de tiempo (n_t) necesarias para que se verifique la semejanza cinemática:

$$n_v=(n_L)^{1/2} \quad n_t=(n_L)^{1/2} \quad \text{ec (5.8)}$$

Por su parte, la semejanza dinámica requiere que la masa y las fuerzas sobre las partículas de un fluido en el modelo y en el prototipo estén en proporción.

Una condición necesaria, pero no suficiente, para que se cumpla la semejanza dinámica es que deben cumplirse al mismo tiempo las semejanzas cinemática y geométrica. Sin embargo, no siempre es posible alcanzar las tres similitudes al mismo tiempo.

Las fuerzas que actúan sobre una partícula de fluido, expresadas en términos de las mismas unidades físicas, son:

$$\text{inercia:} \quad F_i=m \cdot a=\rho \cdot L^3 \cdot v^2/L=\rho \cdot L^2 \cdot v^2 \quad \text{ec (5.9)}$$

$$\text{gravedad:} \quad F_g=m \cdot g=\rho \cdot L^3 \cdot g \quad \text{ec (5.10)}$$

$$\text{viscosidad:} \quad F_v=\tau \cdot A=\nu \cdot dv/dy \cdot L^2=\nu \cdot v/L \cdot L^2=\nu \cdot v \cdot L \quad \text{ec. (5.11)}$$

$$\text{tensión superficial:} \quad F_s=\sigma \cdot L \quad \text{ec (5.12)}$$

$$\text{elasticidad:} \quad F_p=p \cdot A=p \cdot L^2 \quad \text{ec (5.13)}$$

$$\text{presión:} \quad F_e=K \cdot A=K \cdot L^2 \quad \text{ec (5.14)}$$

donde ρ es la densidad del fluido, L es una dimensión de longitud, τ es la tensión tangencial, ν es la viscosidad dinámica, dv/dy es la velocidad diferencial a través de un espesor dy de fluido, σ es la tensión superficial, K es el módulo de elasticidad del fluido, a es la aceleración de una partícula de fluido, p es la presión media y A es el área sobre la que actúa dicha presión. Según la segunda ley de Newton se cumplirá:

$$F_i=F_g+F_v+F_s+F_e+F_p \quad \text{ec (5.15)}$$

En sentido global, existirá semejanza dinámica entre el fluido del modelo y del prototipo si se cumple:

$$(F_i)_m/(F_i)_p=(F_g+F_v+F_s+F_e+F_p)_m/(F_g+F_v+F_s+F_e+F_p)_p \quad \text{ec (5.16)}$$

En un sentido más estricto, la semejanza dinámica exige que se cumpla además:

$$(F_i)_m/(F_i)_p=(F_g)_m/(F_g)_p=(F_v)_m/(F_v)_p=(F_s)_m/(F_s)_p=(F_e)_m/(F_e)_p=(F_p)_m/(F_p)_p \quad \text{ec (5.17)}$$

Sin embargo, no existe ningún fluido que satisfaga la ec. (5.17) en un modelo construido a escala inferior a la real ($n_L<1$), es decir, la escala de todas las fuerzas no es siempre la misma.

Por esta razón, es necesario realizar una cuidadosa elección de escalas, priorizando aquellas fuerzas que son más relevantes y decidiendo cuáles pueden ser despreciadas. Así, puede simplificarse la condición de semejanza dinámica seleccionando las fuerzas predominantes y despreciando la influencia de las fuerzas secundarias. Con lo cual, se admitirán *a priori* unas desviaciones entre el comportamiento del modelo y del prototipo, definidas como efectos de escala.

Es obvio que, de las fuerzas presentes en el comportamiento de un fluido en movimiento, las de inercia sean las más relevantes. Para determinar, entre las restantes, qué fuerzas podrán considerarse predominantes o secundarias, se compara la importancia relativa de cada una de ellas con las de inercia. Para ello, se definen previamente los siguientes parámetros adimensionales:

- a) Número de Froude: Fuerzas inerciales/Fuerzas de gravedad:

$$F_i/F_g = \rho \cdot v^2 \cdot L^2 / (\rho \cdot L^3 \cdot g) = v^2 / (L \cdot g) \quad \text{ec (5.18)}$$

- b) Número de Reynolds: Fuerzas inerciales/Fuerzas viscosas:

$$F_i/F_v = \rho \cdot v^2 \cdot L^2 / (\mu \cdot L \cdot v) = v \cdot L \cdot \rho / \mu \quad \text{ec (5.19)}$$

- c) Número de Weber: Fuerzas inerciales/Fuerzas de tensión superficial:

$$F_i/F_s = \rho \cdot v^2 \cdot L^2 / (\sigma \cdot L) = v^2 \cdot L \cdot \rho / \sigma \quad \text{ec (5.20)}$$

- d) Número de Cauchy: Fuerzas inerciales/Fuerzas elásticas:

$$F_i/F_e = \rho \cdot v^2 \cdot L^2 / (K \cdot L^2) = v^2 \cdot \rho / K \quad \text{ec (5.21)}$$

- e) Número de Euler: Fuerzas inerciales/Fuerzas de presión:

$$F_i/F_p = \rho \cdot v^2 \cdot L^2 / (p \cdot L^2) = \rho \cdot v^2 / p = v^2 / (L \cdot g) \quad \text{ec (5.22)}$$

En los modelos hidráulicos de ingeniería de costas, las fuerzas de presión son consideradas dependientes de las demás fuerzas en la ecuación (5.17), por lo que no se utiliza para la determinación de la escala de trabajo. En lo que respecta a las fuerzas elásticas, son relevantes si son suficientemente grandes como para dar lugar a cambios de compresibilidad en el fluido. Dado que el fluido es considerado incompresible en problemas de ingeniería costera, pueden ser despreciadas a la hora de escalar el modelo. Una excepción a este caso podría darse en el caso de compresión del aire atrapado en las olas cuando rompen. En la modelización física programada, el riesgo de presentación de este tipo de fenómenos (impulsiones “tipo martillo”) ha sido analizada anteriormente.

Es decir, la conservación de los tres números siguientes, Froude (Fr), Reynolds (Re) y Weber (We) es, en general, la regla para obtener la semejanza dinámica en los modelos de ingeniería. Sin embargo, esto sigue siendo imposible, por lo que esta condición debe descartarse. Para ilustrarlo supóngase, por ejemplo, que el número de Froude y el número de Reynolds valen lo mismo en el modelo y en el prototipo. Tendría que cumplirse, al mismo tiempo la siguiente igualdad:

$$Fr_m / Fr_p = Re_m / Re_p = 1 \quad n_{Fr} = n_{Re} = 1 \quad \text{ec (5.23)}$$

Considerando que la gravedad no varía ($n_g=1$), se obtiene para la conservación del número de Froude que $n_v=(n_L)^{1/2}$, y sustituyendo esta relación en la condición para que se conserve el número de Reynolds, se obtendría que:

$$n_L^{3/2} = n_v / n_p = n_\delta \quad \text{ec (5.24)}$$

Es decir, para que se mantuvieran proporcionales las fuerzas de gravedad y las viscosas con respecto a las de inercia, necesitaríamos modelos con un fluido cuya viscosidad $\delta = \nu/\rho$ cumpliera la ecuación (5.24), siendo n_L la relación existente entre longitudes del modelo y del prototipo.

De este modo, partiendo inicialmente de la conservación de uno de los tres números (en nuestro caso el número de Froude), debe tenerse en cuenta que no se conservarán ninguno de los otros dos (Reynolds y Weber), dando lugar a efectos de escala para las fuerzas viscosas y de tensión superficial,

respectivamente, los cuales deberán evaluarse para comprobar que no influyen en la validez de los resultados obtenidos en los ensayos con la escala empleada.

Semejanza de Froude

En los movimientos asociados a un fluido de superficie libre, las fuerzas de inercia son principalmente equilibradas por las de gravedad. Por este motivo, en un modelo de ingeniería de costas no pueden despreciarse estas fuerzas, siendo esencial mantener la relación existente entre fuerzas de inercia y de gravedad. Esto significa que el fluido utilizado en el modelo mantenga el mismo número de Froude que el prototipo (semejanza de Froude):

$$Fr_m/Fr_p=1 \quad n_{(v^2/(g \cdot L))} = 1 \quad \text{ec (5.25)}$$

Es decir, las velocidades, longitudes y gravedad deben cumplir una relación de escala $n_{(v^2/(g \cdot L))} = 1$. Dado que la gravedad no varía entre modelo y prototipo ($n_g=1$), es necesario que $n_v^2=n_L$, lo cual se cumple con la semejanza cinemática ec. (5.8).

Suponiendo que se cumple la semejanza de Froude ecuación (5.25), que la escala seleccionada es $n_L=n_m/n_p=1/\lambda$ y considerando que $(\rho/\mu)_m = (\rho/\mu)_p$, salvando las diferencias debidas a la salinidad del agua y la temperatura, cuya influencia se discutirá más adelante en este Capítulo, la proporcionalidad entre los números de Reynolds del fluido del modelo y prototipo (relación entre fuerzas de inercia y viscosas) sería:

$$Re_m/Re_p=(1/\lambda)^{3/2} \quad Re_p=\lambda^{3/2} \cdot Re_m \quad \text{ec (5.26)}$$

En el caso de nuestro modelo, que se ha diseñado con una escala $1/\lambda=1/25$, para mantener la proporcionalidad de las fuerzas viscosas se requeriría un fluido con un número de Reynolds 125 veces menor que el del prototipo, es decir, 125 veces menos viscoso para reproducir el comportamiento real del fluido. Al utilizarse agua en el modelo, se reproducen mal los límites entre régimen turbulento (valores de Re altos) y laminar (valores de Re bajos) reales. Si los procesos a estudiar se realizan bajo régimen turbulento, las fuerzas viscosas pueden despreciarse frente a las de inercia, si no es así, se requerirá trabajar con escalas más grandes, disminuyendo así las diferencias de viscosidad entre modelo y prototipo.

En un mismo modelo, pueden utilizarse diferentes escalas en distintas secciones del sistema de estudio, según sea necesario conseguir reproducir un régimen turbulento o laminar lo más cerca posible al prototipo. Así, es necesario determinar la zona influida por los efectos de escala, al ser falseada la proporcionalidad de las fuerzas viscosas, asegurando que se trabaja con una turbulencia suficiente como para despreciarlos o tenerlos en cuenta al extrapolar los resultados al prototipo.

Relación de escalas empleadas

La selección de la escala utilizada en los ensayos experimentales se realizó en base a distintos factores: posicionamiento del dique en el canal, profundidad del agua, máxima altura de ola generada, etc, contemplando siempre la idoneidad de emplear la mayor escala posible para conseguir evitar los indeseables efectos de escala.

La escala geométrica finalmente empleada ha sido $1/\lambda=1/25$, con lo que se cumplen las siguientes relaciones:

Escalas geométricas

Escala de longitudes:	$n_L=1/25=(1/\lambda)$
Escala de áreas:	$n_{L2}=1/25^2=(1/\lambda)^2$
Escala de volúmenes:	$n_{L3}=1/25^3=(1/\lambda)^3$

Escalas cinemáticas

Escala de aceleraciones:	$n_a=n_g=1$
Escala de tiempo:	$n_t=n_{L1/2}=1/25^{1/2}=(1/\lambda)^{1/2}$
Escala de velocidades:	$n_v=n_{L1/2}=1/25^{1/2}=(1/\lambda)^{1/2}$

Escalas de los elementos estructurales

Escala de densidades*:	$n_p=1$
Escala de pesos*:	$n_W=1/25^3=(1/\lambda)^{1/2}$
Escala de D_{n50} *:	$n_{Dn}=1/25=(1/\lambda)$
Escala de fuerzas:	$n_F=1/25^3=(1/\lambda)^3$
Escala de presiones:	$n_P=1/25=(1/\lambda)$

Las escalas señaladas con un * pueden verse modificadas por efectos de escala.

5.8.2.- Influencia del empleo de la similitud de Froude en el número de Reynolds y en la reproducción de las fuerzas de arrastre

Como se ha visto, al mantener el número de Froude se modifica el números de Reynolds, pero también se modifica el número de Weber, es decir, la relación entre fuerzas inerciales y de tensión superficial, entre el modelo y el prototipo.

Es decir, al emplear agua en el modelo, se reproducen mal los límites entre régimen turbulento (valores de Re altos) y laminar (valores de Re bajos) reales. Por lo tanto, si los procesos a estudiar se realizan bajo régimen turbulento, las fuerzas viscosas pueden despreciarse frente a las de inercia, pero si no es así, se requiere trabajar con una escala suficientemente grande que haga que las diferencias de viscosidad entre modelo y prototipo sean suficientemente pequeñas para que puedan ser despreciadas.

Como se ha visto en 2.6, la presión sobre un cilindro vertical sometido a un flujo oscilatorio tiene dos sumandos; el primero tiene carácter estacionario y es proporcional a $U^2(t)$, donde $U(t)$ es la velocidad horizontal de las partículas; mientras que el segundo es un término de inercia y es proporcional a la aceleración del flujo $\frac{dU(t)}{dt}$.

De acuerdo a la ecuación de Morison *et al.* (ec. 2.128), el primer sumando corresponde a la fuerza de inercia, que se describe según aparece en la ec (2.129) y es función del coeficiente de inercia C_M , el cual a su vez puede relacionarse con el coeficiente de masa añadida (C_m) de acuerdo a:

$$C_M = 1 + C_m \quad \text{ec (5.27)}$$

Por su parte, el segundo término corresponde a la fuerza de arrastre y puede ser descrito según aparece en la ec (2.130), siendo función del coeficiente de arrastre C_d , el cual a su vez es dependiente del número de Reynolds: $C_d(Re)$.

Para un cilindro de paredes lisas y potencial de flujo continuo $C_M=2$.

Por su parte, el número de Reynolds representa la relación entre las fuerzas de masa y las viscosas, pudiendo definirse para un cilindro vertical esbelto sometido a flujo continuo como:

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu} \quad \text{ec (5.28)}$$

Donde D es el diámetro del cilindro y ν es la viscosidad cinemática del agua. Por lo que, como se ha explicado, la aplicación de la similitud de Froude implica una distorsión en el número de Reynolds entre modelo y prototipo. Desde un punto de vista del análisis dimensional, se cumple:

$$Re = \frac{F_{mass}}{F_{visc}} = \frac{\rho \cdot v^2 \cdot L^2}{\nu \cdot L \cdot \nu} = \frac{v \cdot L \cdot \rho}{\nu} \quad \text{ec (5.29)}$$

donde ρ es densidad, v es velocidad, L es longitud y ν es viscosidad cinemática.

Tal como se ha comentado, como la escala empleada en estos ensayos ha sido 1:25 ($\lambda=25$), Re en el modelo es unas 125 veces más pequeño que en prototipo.

De hecho, Re en el modelo está en el entorno $O(10^5)$ mientras que en prototipo lo está en $O(10^7)$. Por lo tanto, hay una distorsión o efecto de escala en el valor de $C_d(Re)$ y es necesario evaluar cómo la parte de las fuerzas de arrastre han sido distorsionadas en la estimación de las fuerzas totales de oleaje.

Por otra parte, tanto C_d como C_M muestran una gran variabilidad en el entorno de $Re \sim 10^5$. En el caso de un flujo pasando alrededor de un cilindro liso, la separación o desprendimiento de la capa límite sucede para dichos valores de Re , coexistiendo una parte del flujo que permanece laminar y otra que se convierte parcialmente en turbulenta, así como los vórtices que se generan aguas abajo del cilindro (transición súbita entre los dominios subcrítico y supercrítico).

La Figura 5.16 muestra la variación de C_d con el número de Reynolds.

Figura 5.16. Variación de C_d con el número de Reynolds (Shore Protection Manual, 1984)

Por lo tanto, cualquier aproximación al problema debe basarse en la estimación de las relaciones C_d^{prot}/C_d^{mod} y C_M^{prot}/C_M^{mod} .

Pero además de lo anterior, las variaciones de C_M y C_d con Re son también dependientes del número de Keulegan-Carpenter (KC), que es la relación entre la amplitud del movimiento orbital de las partículas y el diámetro del cilindro:

$$KC = \frac{A}{D} = \frac{u_{max} \cdot T}{D} \quad \text{ec (5.30)}$$

donde A es la amplitud del movimiento orbital del oleaje, D es el diámetro del cilindro, u_{max} es la máxima velocidad horizontal y T es el periodo del oleaje.

Estas variaciones fueron descritas por Sarpkaya en función del factor β :

$$\beta = \frac{Re}{KC} = \frac{D^2}{\nu \cdot T} \quad \text{ec (5.31)}$$

Figura 5.17. Coeficiente de arrastre C_d en función de KC para valores constantes de Re ó β para cilindros lisos (Sarpkaya, 1976)

Figura 5.18. Coeficiente de inercia C_M en función de KC para valores constantes de Re ó β para cilindros lisos (Sarpkaya, 1976)

En nuestro caso, los valores de KC están en el entorno de 15-20 tanto en modelo como en prototipo. Como puede apreciarse, C_M es casi constante ($C_M \approx 2.0$) si $\beta > 6000$, como ocurre en el modelo; mientras que presenta una gran variabilidad cuando β disminuye. Además, las curvas β presentan diferentes formas y una fuerte influencia en la estimación de C_d .

Además, la propia estructura conlleva un incremento en la altura de ola delante del cajón, el cual también afecta a los coeficientes C_M y C_d . Chakrabarti (1987) estudió cómo C_d puede verse modificado en función de variaciones del grado de densidad de la pantalla de cilindros, Φ , debido al *blockage effect* inducido por la presencia de varios cilindros esbeltos en línea (Tabla 2.10).

En dicha tabla se comprueba que, para valores bajos de Φ , hay una diferencia en el coeficiente de arrastre efectivo, C_e , en función de Re . Mientras que cuando $\Phi > 0.5$ y, por lo tanto, comienza a haber interacción entre cilindros, el valor de C_e tiende a igualarse para diferentes valores de Re .

Por otra parte, si la rugosidad no está representada correctamente en el modelo, modelo y prototipo se mueven a lo largo de diferentes curvas C_d vs Re . Nikuradse (1933) introdujo el concepto de rugosidad relativa (K), definido de la siguiente manera:

$$K = \frac{k_s}{D} \quad \text{ec (5.32)}$$

Donde k_s es el diámetro equivalente del grano de arena. Las citadas curvas fueron posteriormente presentadas por Sarpkaya del siguiente modo.

Figura 5.19. Coeficiente de arrastre C_d en función del número de Reynolds para $KC=50$ y diferentes valores de la rugosidad relativa (Sarpkaya, 1976)

La influencia de k_s/D en C_d debería plantearse si se tuviera en consideración el efecto de las incrustaciones marinas (*marine growth*) sobre la superficie de los cilindros.

Como principales conclusiones de los posibles efectos de escala que puede presentar una campaña de ensayos en modelo físico reducido de esta tipología de diques verticales perforados cabe, por lo tanto, mencionar:

- La evaluación de la distorsión del número de Reynolds es compleja ya que depende tanto de la velocidad horizontal como de la aceleración, por lo que es variable tanto en el tiempo como, para un mismo instante, en profundidad a lo largo de la generatriz de los cilindros. Por otra parte, el análisis como cilindros individuales aislados sometido a un flujo estacionario tampoco es plenamente aplicable, debido a que el cajón dispone de una cámara interior y a que el máximo de carga horizontal en el conjunto del cajón no ocurre en el mismo instante que el máximo de carga en los cilindros de la pantalla delantera.
- La distorsión en el número de Reynolds entre modelo y prototipo implica la variación del coeficiente C_d . Para un cilindro vertical esbelto y aislado y en las condiciones de ensayo efectuadas, el valor del número de Reynolds en el prototipo es $O(10^7)$ mientras que en el modelo Re es $O(10^5)$ lo que lo localiza en la zona de transición con una alta variabilidad del valor de C_d . No obstante, las diferencias dependen también del coeficiente de densidad de cilindros, Φ , y tienden a reducirse en el rango de valores empleados en estos ensayos.

- c) Para ensayos con cilindros lisos y bajo grado de densidad de cilindros Φ , las cargas de oleaje son gobernadas principalmente por las fuerzas de inercia y los efectos de escala son menores.
- d) Es recomendable cubrir mediante ensayos específicos un amplio rango en valores de Φ (siempre para $\Phi \geq 0,50$), ya que la velocidad del flujo, y por lo tanto Re , a través de los huecos de los cilindros frontales se incrementa conforme lo hace Φ .
- e) La influencia de la rugosidad de los cilindros debe ser evaluada para cada aplicación particular de esta tipología por medio de ensayos específicos, pues afecta al valor de C_d .

5.8.3.- Los efectos de aireación e influencia del empleo de agua dulce en la reproducción de cargas de impacto

En los ensayos llevados a cabo, se ha podido comprobar una gran cantidad de aire y la presencia de vórtices tanto en el interior de la piscina como delante del cajón. Estos remolinos son debidos a la superposición o al choque entre la onda incidente y reflejada, o más concretamente, a los flujos inducidos por dichas ondas incidente y reflejada, flujos que alternativamente son llenantes y vaciantes, y cuyo patrón depende principalmente de las variables geométricas que han servido para elaborar el modelo de predicción de cargas.

Si se introduce gran cantidad de aire en el agua que hay en el interior de la piscina, la compresibilidad del fluido resultante puede llegar a ser importante. En estos casos, los términos principales de la ecuación de Navier-Stokes (conservación de la cantidad de movimiento), o de la ecuación de Reynolds, si la turbulencia se toma en consideración, son los términos de la fuerza de inercia y fuerzas elásticas, cuyas relaciones deberían mantenerse, al menos aproximadamente, entre modelo y prototipo. Eso significaría el empleo de la similitud de Cauchy.

En nuestro caso, el análisis se centra en la determinación de las cargas máximas totales sobre la estructura, no se está tratando de reproducir el historial de cargas $F(t)$ a lo largo de un ciclo completo. La Figura 22 del Apéndice 2 presenta el esquema de la aplicabilidad de las diferentes similitudes en función del tipo de carga de impacto (según PROVERBS, 1998). Para el pico dinámico, correspondiente al instante en que las bolsas de aire atrapadas son comprimidas por la masa de agua incidente sobre el paramento, las similitudes de Mach-Cauchy y de Froude, si bien de aplicación, presentan ciertas diferencias según las relaciones siguientes:

$$F_{h,prototipo} = N_L^{\alpha_F} \cdot F_{h,modelo} \quad \text{ec (5.33)}$$

$$t_{prototipo} = N_L^{\alpha_t} \cdot t_{modelo} \quad \text{ec (5.34)}$$

donde en la similitud de Froude: $\alpha_F = 3$ $\alpha_t = 0,5$

y en la similitud de Mach-Cauchy: $\alpha_F = 2$ $\alpha_t = 1,0$

En las Figuras 6.2 a 6.8 se comprueba que el máximo de carga total sobre el cajón es coincidente en el tiempo con el pico máximo en la pared trasera sólo para algunos casos. En dicho Capítulo 6 se discute el patrón en el historial de cargas que se observa en los ensayos, poniendo de manifiesto la importancia del periodo en el proceso de generación de cargas y el patrón general en la pantalla trasera: cargas pulsátiles con oleaje estacionario o en proceso de peraltamiento para los oleajes menores y generación de picos de impacto con oleaje en *plunging* para los mayores. Este patrón, sin embargo, no es tan claro ni regular como podría caber esperar, pues los picos se observan más

nítidamente para los oleajes que no son los mayores. Esto se comprueba comparando las Figuras 6.7 y 6.8. Además, las condiciones de ensayo corresponden, desde un punto de vista de aplicación del mapa paramétrico de PROVERBS, a cargas cuasi-estacionarias y oleajes no rotos (Tabla 5.5). Por lo cual se deduce que la forma de las cargas sobre la pared trasera, continua en estos ensayos, está influida por el proceso de peraltamiento y rotura del oleaje que induce la pantalla delantera, así como por la configuración de la riostra superior, que influye en los procesos de llenado y vaciado de la piscina.

El efecto de la influencia del aire en la compresibilidad del fluido y, por tanto, en el registro de cargas en ensayos en laboratorio fue analizado desde un punto de vista matemático por Peregrine y Thais (1996) y con ensayos físicos por Oumeraci y Hewson (1997), entre otros. De dichos estudios se concluye que incluso pequeñas cantidades de aire en el agua pueden llegar a hacer reducir significativamente las presiones de impacto sobre un paramento vertical, aumentando por el contrario la duración de las cargas máximas. Este hecho, unido a la problemática de los efectos de escala referidos anteriormente ponen de manifiesto la necesidad de estudios específicos sobre la estimación de la cantidad de aire que puede quedar atrapada en el agua en estos procesos.

Como conclusiones generales que pueden ser asumidas al respecto, cabe destacar:

- Mayores cantidades de aire pueden producir un “efecto colchón” que reducen las cargas de pico dinámicas sobre la estructura. Diferentes niveles de aireación entre agua dulce y agua de mar puede derivar en diferencias en las cargas de oleaje que se produce en estas situaciones.
- El proceso de introducción, dispersión y salida de aire en una masa de agua es diferente para agua dulce que para agua de mar, más allá de la diferencia de densidades del entorno de un 2,5% entre ambas. Las burbujas de aire tiende a ser mayores en agua dulce, teniendo más facilidad para unirse entre ellas y ascender más rápidamente a la superficie, por donde escapan. Por lo que la aireación en agua de mar es mayor que en agua dulce.
- Estudios específicos basados en ensayos en laboratorio (G.N. Bullock *et al.* 2000) en la Universidad de Plymouth mostraron que los registros de cargas de impacto sobre un monolito vertical eran del entorno de un 10% mayores en el caso de empleo de agua dulce que con agua de mar. Mientras que el *time rise* (t_r) eran del mismo orden en ambos casos.
- Esta problemática está llevando en los últimos años al desarrollo de sistemas de instrumentación específicos para la estimación de los niveles de aireación. La correcta aplicabilidad de estas herramientas requiere de un adecuado proceso de calibración previa.
- Más allá de las interpretaciones que puedan obtenerse de la aplicación de las similitudes de Froude o de Mach-Cauchy, o de una combinación de ambas en función del historial de cargas (Kortenhaus y Oumeraci, 1999), a los registros de unos ensayos, el proceso está fuertemente influido por los efectos de aireación que determina la compresibilidad del fluido mixto resultante.
- PROVERBS recomienda el empleo de una aproximación más simple y práctica para estos problemas, sobre la base de los trabajos de Hewson *et al.* (1998), que estiman un factor de reducción de carga (k_{ra}) Esta metodología debe entenderse sólo como un punto de partida para futuros estudios, cuya aplicabilidad debe evaluarse de manera particular en cada tipología. Este factor se determina en función de la relación empírica entre niveles de aireación (en %) y número de olas que rompen o llegan rotas al monolito en un cierto espacio de tiempo.

La aireación en el instante de impacto puede estimarse como:

$$P_a = 2,0 + 5,3 \cdot N_i \quad \text{ec (5.35)}$$

donde N_i es el número de olas en rompiente por minuto y P_a es el porcentaje de aireación. La aplicabilidad de esta formulación requiere del empleo de N_i , que no puede ser conocido a priori pues es función del porcentaje de olas rompientes (P_i), el cual a su vez depende de la tipología particular de cada caso. Una vez conocido P_i , resulta:

$$N_i = P_i \cdot \frac{N_w}{t_{tot}} \quad \text{ec (5.36)}$$

donde N_w es el número total de olas durante el ensayo y t_{tot} es la duración total del ensayo en minutos (o número de olas de un temporal y tiempo total de la tormenta, para escala de prototipo). El factor de reducción de carga (k_{fa}) puede estimarse, de acuerdo a Hewson et al. (1998) del siguiente modo:

$$k_{fa} = \frac{7.726}{[(2.5 + p_a) \cdot (97.5 - p_a)]^{0.372}} \quad \text{ec (5.37)}$$

Por el contrario el impulso total, o área que queda por debajo del pico durante el tiempo t_{di} (ver Figura 22 del Apéndice 2) tiende a ser muy similar independientemente del nivel de aireación, pues el *time rise* t_r crece con ella. En nuestro caso este hecho puede tener cierta importancia, pues puede alterar el desfase de cargas máximas entre ambas pantallas de cilindros, modificando la carga resultante.

5.8.4.- Conclusiones

El empleo de la similitud de Froude, si bien adecuada para los objetivos perseguidos en esta Tesis, pueden conllevar la introducción de ciertos efectos de escala en la interpretación de los registros obtenidos en los ensayos. Estos efectos de escala se refieren principalmente a dos aspectos:

- La distorsión en el número de Reynolds y, por lo tanto, en la proporción de las fuerzas de arrastre. Este efecto puede tener importancia en cuanto que el valor del número de Reynolds en el prototipo es $O(10^7)$ mientras que en el modelo Re es $O(10^5)$ lo que lo localiza en la zona de transición con una alta variabilidad del valor de C_d . Para ensayos con cilindros lisos y bajo grado de densidad de cilindros, Φ , las cargas de oleaje son gobernadas principalmente por las fuerzas de inercia y los efectos de escala son menores. Sin embargo, queda abierta para futuras líneas de investigación el efecto de diferentes rugosidades para valores altos de Φ , situaciones en las que las fuerzas de arrastre pueden comenzar a tener influencia.
- La reproducción de las cargas de impacto, que en nuestro caso se dan en la pantalla trasera y sólo para algunas condiciones muy particulares, son de muy difícil identificación *a priori* por la complejidad del comportamiento hidrodinámico. Estos picos impulsivos podrían requerir del empleo de la similitud de Mach-Cauchy, mientras que el resto del historial de cargas puede ser reproducido mediante Froude. Esto, sin embargo, es sumamente complejo, pues como se ha dicho, no todas las condiciones de oleaje suponen la aparición de picos impulsivos y de registros gobernados por la compresibilidad del fluido mixto agua-aire. El hecho de que los ensayos se reproduzcan con agua dulce en lugar de salada añade otro factor más a las posibles diferencias en la interpretación de los resultados del modelo y su paso a prototipo. El estudio de este aspecto, cuyo análisis en paramentos verticales ya es complejo, habiendo dado

lugar a formulaciones simplificadas que tratan de estimar los niveles de aireación, permanece abierto también para futuras líneas de investigación para esta tipología, siendo además conveniente combinarlos con oleajes irregulares.

Como conclusión, se considera adecuado para los objetivos de esta Tesis, descritos en el Capítulo 1, el empleo de la similitud de Froude. Mediante su empleo se han obtenido resultados coherentes y una formulación con un ajuste razonable para la estimación de las cargas máximas totales sobre el cajón. No obstante, los anteriores efectos de escala permanecen abiertos para futuras líneas de investigación para esta tipología u otras similares. Dichos efectos de escala pueden afectar a la magnitud real en prototipo de las cargas máximas totales y, por tanto, requieren ser tenidos en cuenta en cada caso particular en que se considere adecuada la aplicación de la presente tipología de cajones perforados.

CAPÍTULO 6. RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS DE LA SERIE DE ENSAYOS

6.1.- Tasas de rebase

Para el cálculo experimental del rebase se ha procedido a la instalación de una bandeja de 0,60 m de ancho y 300 litros de capacidad que, dispuesta detrás del espaldón del modelo en su parte central, fuera capaz de almacenar el agua rebasada. La duración de cada una de estas series ha correspondido con el tiempo necesario para la generación de un total de 20 olas. Una vez conocido el volumen de agua almacenado en la bandeja durante los ensayos, se ha procedido a obtener la tasa de rebase (caudal por unidad de longitud del dique) a escala de prototipo, teniendo en cuenta en cada caso la duración de la serie de oleaje correspondiente, la anchura de la bandeja y la escala geométrica de los ensayos (1/25).

Las tasas de rebase han sido medidas en los ensayos de la Fase 2, es decir, para los modelos cuyos diámetros de cilindros delanteros eran 4,50 m y 4,70 m. En ambos casos los resultados de rebase fueron medidos en los modelos con la viga riostra a la cota +3,00 m. En las siguientes tablas se muestran los valores de las tasas de rebase resultantes a escala de prototipo.

Tabla 6.1: Tasas de rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,50 m registradas con oleaje regular

H (m)	T (s)	Rebase (l/s/m)(*)
6,00	7,5	0,00
7,50	8,5	0,00
9,00	9,5	0,00
10,00	11,5	16,80
11,50	12,5	55,23

(*) Resultados correspondientes a prototipo

Tabla 6.2: Tasas de rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,70 m registradas con oleaje regular

H (m)	T (s)	Rebase (l/s/m)(*)
6,00	7,5	0,00
7,50	8,5	0,00
9,00	9,5	0,00
10,00	11,5	13,47
11,50	12,5	51,77

(*) Resultados correspondientes a prototipo

El análisis y discusión de estos resultados, como de los siguientes relativos a cargas máximas de oleaje sobre la estructura, se incluye en el Capítulo 7.

6.2.- Máximas cargas horizontales sobre la estructura

En las tablas 6.3 y 6.4 se muestran los valores de las cargas máximas totales sobre la estructura $(F_1+F_2)_{\max}$, obtenidas en los ensayos. En la primera de ellas se muestran las cargas máximas en el sentido de la propagación del oleaje, que corresponde con el paso de las crestas de oleaje (+ve). Mientras que la Tabla 6.4 muestra las máximas fuerzas en el sentido contrario, correspondiente al paso de los senos de oleaje (-ve). Los datos son ya mostrados a escala de prototipo, de acuerdo a las

relaciones establecidas en el Capítulo 5 entre las medidas en modelo y las correspondientes a escala real.

En ambos casos, por una parte se muestran las cargas concomitantes sobre cada uno de los cilindros instrumentados (F_1 para el cilindro delantero y F_2 para el trasero) en dichos instantes de $(F_1+F_2)_{\max}$. Igualmente, y con objeto de homogeneizar las cargas totales sobre la estructura y que sean comparables con los estimados según los modelos de cálculo más extendidos para diques verticales convencionales (Goda para las crestas y Sainflou para los senos), se divide la carga registrada por las células en la base de los cilindros entre la longitud en la que está modulado la distribución de estos, que en todos los modelos ensayados es de 7,00 m para los cilindros de ambas pantallas, obteniendo así la magnitud de las cargas máximas horizontales en t/m ó kN/m.

Debe tenerse en cuenta que los valores de $(F_1+F_2)_{\max}$ son obtenidos como el promedio de los máximos obtenidos en la serie total en cada ensayo, una vez analizada la serie y eliminados los primeros oleajes cuyos valores pueden alterar la muestra, al no ser significativos hasta que la serie está estabilizada y muestra un patrón regular.

Tabla 6.3. Cargas máximas horizontales totales (+ve) $((F_1+F_2)_{\max})$ registradas durante los ensayos

T (s)	H (m)	Diám. cil. del. (m)	Posición riostra	(F_1+F_2) máx (t)	(F_1+F_2) máx (t/m)	(F_1+F_2) max (kN/m)	F1 (t)	F2 (t)
7,50	6,05	4,50	-6,00	215,49	30,78	301,99	3,50	211,99
8,50	7,60	4,50	-6,00	283,83	40,55	397,77	19,44	264,39
9,50	9,40	4,50	-6,00	464,82	66,40	651,41	64,55	400,27
11,50	10,28	4,50	-6,00	591,60	84,51	829,09	237,33	354,26
12,50	12,08	4,50	-6,00	689,82	98,55	966,73	255,61	434,21
7,50	5,80	4,70	-6,00	241,11	34,44	337,90	-7,91	249,02
8,50	8,25	4,70	-6,00	224,93	32,13	315,22	17,50	207,43
9,50	9,35	4,70	-6,00	463,09	66,16	648,99	133,64	329,45
11,50	10,18	4,70	-6,00	586,68	83,81	822,19	260,02	326,67
12,50	11,29	4,70	-6,00	616,57	88,08	864,08	316,14	300,43
7,50	5,94	4,50	3,00	249,75	35,68	350,01	37,33	212,42
8,50	7,84	4,50	3,00	380,97	54,42	533,90	80,23	300,73
9,50	9,28	4,50	3,00	435,74	62,25	610,66	99,55	336,20
11,50	10,02	4,50	3,00	647,87	92,55	907,94	161,38	486,50
12,50	11,82	4,50	3,00	674,48	96,35	945,24	297,86	376,62
7,50	5,10	4,70	3,00	206,46	29,49	289,34	0,91	205,56
8,50	7,69	4,70	3,00	303,05	43,29	424,70	46,66	256,39
9,50	9,38	4,70	3,00	410,90	58,70	575,85	149,71	261,19
11,50	10,78	4,70	3,00	584,64	83,52	819,33	288,40	296,24
12,50	12,35	4,70	3,00	660,93	94,42	926,25	359,69	301,24
8,50	4,01	5,00	3,00	133,67	19,10	187,33	111,76	21,91
7,50	6,25	5,00	3,00	153,65	21,95	215,33	159,87	-6,23
10,00	7,47	5,00	3,00	380,78	54,40	533,64	178,72	202,07
8,50	7,36	5,00	3,00	343,05	49,01	480,76	-32,69	375,74
11,50	10,04	5,00	3,00	561,61	80,23	787,06	189,37	372,24
9,50	9,32	5,00	3,00	455,12	65,02	637,82	108,55	346,56
12,50	11,62	5,00	3,00	729,03	104,15	1021,68	470,33	258,71
7,50	6,03	4,50	sin	159,21	22,74	223,12	-24,76	183,97
8,50	7,57	4,50	sin	241,99	34,57	339,13	-29,42	271,41
9,50	8,78	4,50	sin	416,44	59,49	583,61	54,57	361,87
11,50	10,30	4,50	sin	518,22	74,03	726,24	102,01	416,20
12,50	12,08	4,50	sin	562,09	80,30	787,73	248,61	313,48
7,50	5,01	4,70	sin	171,35	24,48	240,13	-30,07	201,42
8,50	8,18	4,70	sin	197,47	28,21	276,74	-16,20	213,67
9,50	9,10	4,70	sin	365,19	52,17	511,79	75,31	289,89
11,50	10,84	4,70	sin	529,19	75,60	741,62	177,19	352,00
12,50	12,31	4,70	sin	502,29	71,76	703,92	294,49	207,80

Tabla 6.4. Cargas máximas horizontales totales en sentido lado mar (-ve) $((F1+F2)_{min})$ registradas durante los ensayos

T (s)	H (m)	Diám. cil. del. (m)	Posición riostra	(F1+F2) mín (t)	(F1+F2) mín (t/m)	(F1+F2) mín (kN/m)	F1 (t)	F2 (t)
7,50	6,05	4,50	-6,00	-162,45	-23,21	-227,66	-49,64	-112,81
8,50	7,60	4,50	-6,00	-233,42	-33,35	-327,12	-193,13	-40,29
9,50	9,40	4,50	-6,00	-310,83	-44,40	-435,61	-391,71	80,88
11,50	10,28	4,50	-6,00	-301,71	-43,10	-422,83	-85,42	-216,29
12,50	12,08	4,50	-6,00	-353,69	-50,53	-495,67	-134,54	-219,14
7,50	5,80	4,70	-6,00	-202,33	-28,90	-283,55	-58,46	-143,87
8,50	8,25	4,70	-6,00	-241,35	-34,48	-338,23	-259,89	18,53
9,50	9,35	4,70	-6,00	-289,68	-41,38	-405,97	-344,66	54,98
11,50	10,18	4,70	-6,00	-339,56	-48,51	-475,87	-233,83	-105,73
12,50	11,29	4,70	-6,00	-316,00	-45,14	-442,85	-236,04	-79,97
7,50	5,94	4,50	3,00	-111,99	-16,00	-156,95	-15,81	-96,17
8,50	7,84	4,50	3,00	-201,74	-28,82	-282,72	-76,60	-125,13
9,50	9,28	4,50	3,00	-263,85	-37,69	-369,77	-119,51	-144,34
11,50	10,02	4,50	3,00	-298,97	-42,71	-418,99	-30,46	-268,51
12,50	11,82	4,50	3,00	-323,74	-46,25	-453,70	-101,36	-222,38
7,50	5,10	4,70	3,00	-82,17	-11,74	-115,16	-10,76	-71,41
8,50	7,69	4,70	3,00	-145,94	-20,85	-204,52	-172,39	26,46
9,50	9,38	4,70	3,00	-171,63	-24,52	-240,53	-118,60	-53,03
11,50	10,78	4,70	3,00	-245,99	-35,14	-344,74	-139,34	-106,65
12,50	12,35	4,70	3,00	-270,12	-38,59	-378,55	-179,52	-90,59
8,50	4,01	5,00	3,00	-157,83	-22,55	-221,19	-121,76	-36,07
7,50	6,25	5,00	3,00	-188,27	-26,90	-263,85	-129,57	-58,69
10,00	7,47	5,00	3,00	-339,90	-48,56	-476,35	-268,48	-71,42
8,50	7,36	5,00	3,00	-376,83	-53,83	-528,10	-231,20	-143,60
11,50	10,04	5,00	3,00	-472,57	-67,51	-662,27	-303,93	-183,95
9,50	9,32	5,00	3,00	-433,76	-61,97	-607,88	-427,19	-6,57
12,50	11,62	5,00	3,00	-586,87	-83,84	-822,46	-379,33	-207,53
7,50	6,03	4,50	sin	-77,35	-11,05	-108,40	-41,61	-35,75
8,50	7,57	4,50	sin	-129,19	-18,46	-181,05	-200,52	71,32
9,50	8,78	4,50	sin	-161,18	-23,03	-225,88	-25,79	-135,39
11,50	10,30	4,50	sin	-246,53	-35,22	-345,49	-109,27	-137,27
12,50	12,08	4,50	sin	-286,68	-40,95	-401,76	-92,29	-194,40
7,50	5,01	4,70	sin	-99,05	-14,15	-138,81	-10,63	-88,42
8,50	8,18	4,70	sin	-180,78	-25,83	-253,35	-284,51	103,74
9,50	9,10	4,70	sin	-253,61	-36,23	-355,42	-437,98	184,37
11,50	10,84	4,70	sin	-267,69	-38,24	-375,15	-184,45	-83,24
12,50	12,31	4,70	sin	-295,60	-42,23	-414,26	-164,36	-131,24

6.3.- Registros de las series temporales de cargas horizontales sobre la estructura y primeras reflexiones sobre los resultados obtenidos

No sólo es necesario determinar las cargas máximas registradas. También es conveniente presentar el patrón de los registros de fuerzas medidos por las células de carga instaladas en la base de los dos cilindros centrales del modelo, uno de la pantalla delantera y otro el correspondiente de la pantalla trasera.

En las figuras 6.2 a 6.8 se muestran los registros de ambas células de carga para algunos de los ensayos llevados a cabo en la Fase 1. Si bien la duración de los ensayos ha sido tal que se han reproducido en cada uno de ellos 20 olas con patrón estabilizado, en las gráficas se representan únicamente una parte de los registros, correspondiente a la parte central de la serie temporal.

Debe tenerse en cuenta que estos registros tuvieron una frecuencia de muestreo de 100 Hz para las dos células de carga. Igualmente, ambas fueron sincronizadas con objeto de poder evaluar correctamente el desfase en la aplicación de las cargas de oleaje en ambas pantallas, así como su duración.

Algunas de las principales conclusiones derivadas de la observación de los registros se exponen a continuación. Debe tenerse en cuenta que todos ellos corresponden a los ensayos de la Fase 1, es decir, con diámetro de cilindros delanteros de 5.00 m:

- Se aprecia claramente el desfase temporal en la aplicación de cargas entre la pantalla delantera (Fuerza 1 en el gráfico o F_1 en adelante) y la trasera (Fuerza 2 ó F_2).
- Este desfase reduce significativamente la magnitud de las cargas totales máximas sobre la estructura ($(F_1+F_2)_{\max}$) pues el pico en ambas pantallas no es coincidente en el tiempo.
- Con alturas de ola menores de 7,00 m y para los periodos ensayados, la carga máxima sobre la estructura es sensiblemente coincidente con el máximo en la pantalla delantera.
- Las cargas de las crestas (+ve) es mayor que la de los senos (-ve) conforme mayor va siendo el oleaje.
- En el instante de cargas máximas horizontales totales sobre la estructura, la distribución de cargas entre la pantalla delantera y trasera es muy sensible al periodo de oleaje, poniendo de manifiesto la complejidad del comportamiento hidráulico.
- La forma de los picos de carga en la pantalla delantera tienden a ser más regulares que en la pantalla trasera. El hecho de que la pantalla posterior sea continua, favorece la aparición sobre ella y para algunos de los oleajes ensayados de un patrón con un doble pico de presiones, de la misma forma que aparecen sobre los paramentos verticales conforme va aumentando el peralte del oleaje (evolución en las figuras 6.1.a, 6.1.b y 6.1.c), cuando la onda incide sobre la estructura en el momento de rotura (6.1.d) o con un doble pico casi simétrico tras la rotura (6.1.e), según los modelos de análisis de las presiones sobre paramentos verticales. en oleajes en proceso de rotura. Este doble pico de presiones correspondería a los máximos de las fases de carga hidrodinámica y pseudohidrostática que refieren Martín *et al.* (1995) en el estudio de cargas de oleaje sobre espaldones de diques en talud.

Figura 6.1. Distribuciones de presiones sobre un paramento vertical en función del proceso de peraltamiento y rotura del oleaje (obtenido de Martín y Losada, 1995)

- El patrón anterior en 6.1.a, b y c reproducen las cargas pulsátiles con oleaje estacionario o en proceso de peraltamiento (con sus coeficientes α_1 y α_2 según el modelo de Takahashi) mientras que el pico en 6.1.d. reproduce la carga de impacto con oleaje en *plunging* (con sus coeficientes α_1 y α_l). Dichos efectos en la pantalla delantera no son de aplicación, al ser perforada y de geometría cilíndrica. De ahí que el patrón de los registros de presiones sea diferente en ambas pantallas. Pero a su vez, en cada caso ensayado el patrón en la pantalla trasera es diferente: correspondiente al caso c para los oleajes menores, y a los casos d ó e para los mayores. Sin embargo, el hecho de que paramétricamente la situación de los ensayos debiera corresponder a oleajes cuasiestacionarios, según se justifica en el apartado 5.7, demuestra que, para algunos oleajes, la presencia de la pantalla delantera induce la rotura del oleaje, la cual puede llegar a suceder en el instante de incidencia sobre la pantalla trasera, o bien en la propia piscina, llegando el oleaje a la pantalla trasera ya roto.
- Los efectos anteriores influyen decisivamente en la forma de las cargas horizontales totales sobre el conjunto de la estructura, poniendo de manifiesto de nuevo la importancia del periodo de oleaje en el patrón de la absorción de cargas por la estructura, su forma de rotura, la disipación en la cámara interior por la turbulencia generada y, derivado de todo ello, en la transmisión de presiones al cimiento. Resulta, por lo tanto, necesario el análisis en función de la combinación conjuntamente de altura de ola máxima y periodo, pues la combinación de ambas es decisiva en la forma del registro de empujes totales.
- Parece igualmente necesario el análisis en función de B/L , en cuanto que dicho monomio gobierna el desagüe de la piscina interior, afectando así al incremento de altura del oleaje incidente delante del dique.

- Además, la posición de la viga riostra superior parece ser otra variable que afecta también al patrón de llenado/vaciado de la cámara interior, por lo que es de esperar que tenga influencia como variable descriptiva del proceso.

En el Capítulo 7 se incluye el tratamiento y análisis de los datos obtenidos en la campaña de ensayos con objeto de lograr un modelo de cálculo que estime de manera suficientemente aproximada las cargas horizontales totales sobre la estructura.

Figura 6.2. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. $H=4,01$ m. $T=8,5$ s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
 con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.3. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=6,25 m. T= 7,5 s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.4. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. $H=7,47$ m. $T=10,0$ s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.5. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=7,36 m. T= 8,5 s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.6. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. H=10,04 m. T= 11,5 s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.7. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. $H=9,32$ m. $T=9,5$ s (Datos a escala de prototipo)

Análisis del comportamiento hidrodinámico de un dique vertical formado por cajones
con patio interior y geometría cilíndrica

Figura 6.8. Registro de las células de carga delantera y trasera. Ensayos Fase 1. $H=11,62$ m. $T=12,5$ s (Datos a escala de prototipo)

CAPÍTULO 7. TRATAMIENTO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS. DESARROLLO DE UN MODELO DE ESTIMACIÓN DE CARGAS

7.1.- Introducción

En el presente Capítulo se lleva a cabo el correspondiente tratamiento e interpretación de los resultados obtenidos en la campaña de ensayos, sobre la base de los objetivos de la Tesis expuestos en el Capítulo 1.

Inicialmente se presentan aquellas variables principales que se han considerado para este análisis y que sustancialmente son las empleadas usualmente por otros estudios análogos según se puede comprobar en el Capítulo 2 acerca de la revisión del estado del arte. No obstante, también entra en juego, derivado de las particularidades de esta tipología de cajón, la adaptación o la inclusión de algunas variables principales propias.

A continuación, es necesario establecer aquellas hipótesis sobre las que se sustenta el análisis de los resultados. Este contenido es especialmente importante en este caso, en el que los ensayos se han llevado a cabo con oleaje regular y es imprescindible definir las equivalencias con oleajes irregulares asumidas *a priori*, así como las bases de partida que permitan discutir la validez de los procedimientos de tratamiento y análisis posterior de los datos.

Una vez establecido este marco de trabajo, el análisis que le sigue se estructura en dos partes principales:

- Una comparación de las magnitudes objeto de estudio medidas en los ensayos, que fundamentalmente son el rebase y las cargas horizontales máximas, respecto a las esperables en un dique vertical convencional (no perforado). Para ello se emplean determinados modelos y formulaciones contrastadas y de uso extendido, cuyos fundamentos se encuentran descritos en el Apéndice 2.

Igualmente se lleva a cabo la comparación de los resultados de estudios existentes referidos en el Capítulo 2 de esta Tesis en relación con el comportamiento de otras tipologías de diques perforados, de manera que se permita cuantificar de alguna manera las ventajas de la presente tipología de cajones perforados con geometrías cilíndricas respecto a aquéllas.

- El desarrollo de un modelo de cálculo sencillo de estimación de cargas horizontales máximas sobre la estructura, como una posible herramienta de prediseño de este tipo de cajones para el futuro. Finalmente, se definen los rangos de los valores de las variables empleadas para el presente estudio, de manera que se encuadren las condiciones de aplicabilidad de la nueva formulación y sea posible definir líneas de investigación que permanecen abiertas para el futuro.

7.2.- Variables tenidas en cuenta en el análisis

Las correlaciones entre el coeficiente de reflexión y las cargas horizontales de oleaje han sido analizadas en diversos estudios anteriores y son conocidas, de manera que puede afirmarse que a menor coeficiente de reflexión delante de la estructura, menores cargas de oleaje.

Desde un punto de vista teórico y asumiendo teoría lineal y oleaje estacionario, el desarrollo de las expresiones que determinan las presiones y fuerzas resultantes sobre un paramento vertical suponiendo reflexión perfecta ($C_R=1$) o reflexión parcial ($C_R<1$) son las que aparecen en las ecuaciones 2.100 a 2.102, que parten de las expresiones del potencial de la onda incidente y reflejada y concluyen con la expresión de la fuerza como integral del campo de presiones sobre dicho paramento. Las expresiones citadas asumen incidencia normal y que la propia reflexión no induce desfase entre la onda incidente y reflejada.

A partir de este encuadre teórico, y mientras algunos modelos (Nagai, 1969) suponen reflexión perfecta, otros modelos estimativos relacionan las presiones de oleaje con el coeficiente de reflexión, como por ejemplo, los de Miche-Rundgren y Goda generalizado (1985) en el que la reflexión afecta al concepto H_0^* .

Para la tipología de cajones perforados con cámara interior, la reflexión es tratada en un gran número de modelos de cálculo, como los descritos en el Capítulo 2. En concreto, el modelo de Canel (1995) estima las cargas de oleaje afectando la altura de ola incidente por un coeficiente reductor, función del coeficiente de reflexión, para su introducción en la formulación clásica de Goda, si bien alcanzando valores de correlación experimentales bastante bajos.

Ante esta situación, no ha sido objeto de la presente investigación la cuantificación del coeficiente de reflexión en los ensayos, debido a la existencia de numerosos estudios que ya predicen su variación en función del valor de B/L (Jarlan, Ijima, Sawaragi, Tanaka y Okuzono, Tanimoto y Yoshimoto, y Matteoti, entre otros). Por lo tanto, el presente análisis empleará directamente el monomio B/L como variable explicativa del modelo de estimación de cargas, debiendo tener en cuenta que el ajuste al que se llegue será de aplicación para un rango concreto de valores de B/L , fuera del cual será requerido otro ajuste derivado de futuros estudios.

En este sentido, en esta Tesis se ha trabajado en el rango de valores de B compatibles con las capacidades de los diques flotantes actuales para su empleo en la fabricación de estos cajones. Este condicionante implica que el rango de valores de B/L que se ha ensayado sea relativamente limitado: $0,09 \leq B/L \leq 0,19$. No obstante, es conocido por los estudios referidos anteriormente que el mínimo de los coeficientes de reflexión (y por tanto cargas asociadas) suele situarse en el entorno de $B/L \approx 0,20$, por lo que el rango estudiado está en ese entorno para varios ensayos y permite sacar conclusiones sobre el comportamiento para valores menores de dicho parámetro.

Otra de las variables empleadas para el análisis de los resultados ha sido el “coeficiente de densidad de cilindros” de la pantalla delantera (ϕ). Este concepto representa la relación entre la proyección frontal de los cilindros de la pantalla delantera respecto al total, es decir, es un indicador de la opacidad de dicha pantalla de cilindros.

$$\phi = \frac{n_{cil} \cdot D_{front}}{n_{cil} \cdot D_{front} + n_{gap} \cdot G} \quad \text{ec (7.1)}$$

donde n_{cil} es el número de cilindros que tiene el cajón en la pantalla delantera, D_{front} (ó D en adelante) es el diámetro de los cilindros de la pantalla delantera, n_{gap} es el número de aberturas entre cilindros de un cajón y G es la anchura de dichas aberturas.

Por lo tanto, puede considerarse como un concepto análogo al complementario a la porosidad, n , expresada en tanto por uno, empleada para otras tipologías de diques perforados. Es decir, ϕ podría asumirse como el equivalente a $1-n$. Esta consideración puede tenerse en cuenta para comparar con los rangos de porosidades empleadas en otros estudios de cajones perforados. Sin embargo, se considera preferible emplear para esta tipología el concepto de ϕ pues:

- Por una parte, pone de manifiesto el carácter cilíndrico del paramento frontal perforado del cajón, a diferencia de los paramentos verticales de otras tipologías. Este hecho es decisivo en la magnitud de las cargas que recibe dicha pantalla delantera y, además, condiciona el comportamiento hidrodinámico de entrada y salida del flujo de oleaje hacia y desde la cámara interior.
- Por otro, es un concepto empleado en otros trabajos acerca de conjuntos de estructuras cilíndricas, principalmente por Chakrabarti (1987) en el estudio de su influencia sobre el “*blockage effect*” para estructuras offshore tipo Jackets, es decir, el efecto de bloqueo al paso del oleaje que supone la presencia de una serie de cilindros en línea, así como para el análisis de los efectos de escala (ver Capítulo 5).

Otras de las variables que pueden gobernar el comportamiento hidrodinámico es la altura de la riostra superior que une los cilindros delanteros entre sí. Estas vigas tienen función estructural y son necesarias para garantizar la viabilidad de la estructura. Sin embargo, la cota a la que se sitúa tiene influencia en algunos de los factores que ya se han señalado anteriormente: el efecto bloqueo al paso del flujo de oleaje y al tiempo de desagüe de la cámara interior.

La otra variable analizada es H/h , la cual permite acotar las condiciones de profundidad relativa en que tienen lugar los ensayos que, como se ha presentado en la Tabla 5.5, corresponden en todos los casos a profundidades intermedias.

El resto de variables analizadas tienen en cuenta la magnitud del oleaje. En este sentido, y debido a que en este tipo de estructuras el periodo de oleaje tiene una influencia decisiva en el patrón de desarrollo y magnitud de las presiones, se considera necesario establecer el análisis teniendo en cuenta conjuntamente H y L , las cuales pueden desarrollarse según la fórmula expresada en (2.58), y que se repite a continuación, representando la energía total del oleaje por unidad de anchura del frente:

$$E_L = \rho g \frac{H^2}{8} L = \frac{\rho g}{2} A^2 L \quad \text{ec (7.2)}$$

7.3.- Hipótesis de equivalencia y bases de partida asumidas

Al tratarse de un dique vertical perforado con influencia importante de los fenómenos de disipación de energía que se dan en el interior de la piscina y el desfase entre los instantes de impacto del oleaje sobre las pantallas delantera y trasera, no se puede garantizar *a priori* que las cargas máximas totales sobre la estructura correspondan a la altura máxima de ola de un registro.

La relación entre las cargas máximas que se han obtenido en la presente serie de ensayos, llevadas a cabo con oleaje regular, con las correspondientes a oleaje irregular, no entra dentro del alcance de esta Tesis y queda abierta para futuras líneas de investigación. Sin embargo, en el marco de este trabajo, deben asumirse algunas hipótesis de partida útiles para la interpretación de los resultados obtenidos.

Así, para el análisis de los resultados de rebase, se ha empleado la formulación de Goda (2010) que relaciona las tasas de rebase obtenidas en campañas de ensayo con oleaje regular a las correspondientes a series irregulares, para las cuales se asume una distribución de Rayleigh para la variable “altura de ola”. Esta metodología se considera aceptable a efectos de comparación relativa y en nuestro caso una asunción de este tipo es imprescindible como paso inicial, pues sirve para determinar la cota de coronación que, para un dique vertical convencional sometido a condiciones equiparables, dieran como resultado tasas de rebase similares. Una vez determinada dicha cota de coronación o francobordo, R_c , según la formulación de Franco *et al.* (1999) es posible llevar a cabo el análisis posterior acerca de la comparación de cargas horizontales para ambas tipologías.

De esta manera, el análisis que se lleva a cabo es parecido al llevado a cabo en otros estudios de cajones perforados con oleaje regular, como los referidos en la Tabla 2.11.

Igualmente, el hecho de ser una estructura sometida a rotura rígida, esto es, susceptible de daño con una única ola, permite llevar a cabo este análisis ola a ola, asumiendo que H (altura de ola en el ensayo) es equivalente a $H_D=H_{max}$ para un oleaje espectral:

$$H = H_D = H_{max} = 1,80 \cdot H_s \quad \text{ec (7.3)}$$

Esta equivalencia en la ec. (7.3) es aplicada para el análisis de cargas de oleaje y, como se ha dicho, es una hipótesis que queda abierta a futuras líneas de investigación.

Igualmente, se asume que $T=T_p$, siendo T el periodo del oleaje regular y T_p el periodo de pico del oleaje irregular.

En cuanto a las condiciones de ensayo y como se ha expuesto en la Tabla 5.5, se han reproducido en todos los casos oleajes cuasiestacionarios, profundidades relativas intermedias, tipología de dique vertical, olas pequeñas (*small waves*) según el mapa del PROVERBS, pues $H^*<0,35$ en todos los casos.

Con estas hipótesis, se considera aceptable el empleo de los modelos de Goda (1985) y Sainflou (1928) para el análisis comparativo de cargas con un dique vertical convencional.

Finalmente, se ha asumido que el cajón en su conjunto se comporta como un sólido rígido, no teniendo en cuenta posibles deformaciones de elementos estructurales que pudieran modificar el patrón de distribución de cargas entre las pantallas delantera y trasera tenidas en cuenta en el registro de datos de los ensayos. Con la rigidez habitual de este tipo de elementos, esta hipótesis es completamente aceptable.

7.4.- Rango de las principales variables sobre las que se ha desarrollado el presente estudio

Se resume en la Tabla 7.1 a continuación los rangos de las principales variables en los cuales se ha desarrollado la serie de ensayos objeto de estudio, la cual debe ser tenida en cuenta en trabajos futuros que se basen en los resultados de la presente Tesis.

Tabla 7.1. Rango de las variables durante los ensayos

Variable	Rango de valores en los ensayos	Comentarios
Coeficiente de densidad de cilindros ϕ	0,68-0,74	<ul style="list-style-type: none"> Para un mismo diámetro y separación de cilindros, el valor de ϕ puede variar en función del número de estos. El análisis de esta Tesis está basado en el número de cilindros (7) que realmente se han dispuesto en el modelo Según Akilly y Atakan (2004) para $\phi \leq 0,50$ puede considerarse que los cilindros no interactúan para modificar el patrón del flujo entre ellos. En dichas situaciones, es esperable que la pantalla delantera fuese solicitada por cargas de oleaje mucho menores que la trasera, perdiendo gran parte de la efectividad en el comportamiento hidrodinámico de la estructura Chakrabarti (1987) relaciona la variación del coeficiente de arrastre con ϕ en función del número de Reynolds. Ver discusión en el Capítulo 5
Cota de la riostra superior de la pantalla delantera	Cotas +3,00 m, -6,00 m y sin riostra	<ul style="list-style-type: none"> Los cilindros delanteros coronan para todos los modelos ensayados a la cota +3,00 m Todas las cotas referidas al nivel de lámina de agua en reposo
D_{front} (ó D)	4,50 – 5,00 m	Siempre para una modulación de 7,00 m entre ejes de cilindros contiguos
H/h	0,18 – 0,55	En esta campaña de ensayos con oleaje regular $H_r=H$. Queda por confirmar en futuras líneas de investigación si se cumple la hipótesis de equivalencia asumida y las conclusiones a las que se llegan son también válidas para $H=H_D=1.8 \cdot H_s$
H/L	0,04 – 0,08	Mismo comentario anterior
B/L	0,09 – 0,19	
d'/d	0,85	En todos los modelos ensayados las perforaciones en la pantalla delantera (espacio entre cilindros) se prolonga hasta la cota inferior del cajón. Estrictamente la abertura se prolonga hasta nivel de la riostra inferior, por lo que en estos ensayos $d'/d = 0,85 < 1,00$. No obstante, la profundidad en el interior de la cámara es igual que delante del cajón
d/h	0,91	
Energía del oleaje incidente	2.012 – 31.865 kJul/m	Energía total por unidad de anchura de la estructura de acuerdo a la ecuación 7.2
Dirección de incidencia del oleaje	Incidencia normal a la estructura	El análisis de la incidencia oblicua queda abierta para futuras líneas de investigación

Por su parte, en la Tabla 5.5 se presenta la clasificación paramétrica de las condiciones de oleaje durante la campaña de ensayos.

7.5.- Interpretación de los resultados de rebase. Influencia en la cota de coronación de la estructura

Según describe Pullen *et al.* en el Eurotop Manual (EurOtop, 2007) el rebase (*wave overtopping*) es un proceso dinámico y discontinuo, gobernado principalmente por la relación de las alturas de ola individuales frente al francobordo del dique, en este caso, de su espaldón.

Debido a que estos ensayos se han realizado con oleaje regular y que las formulaciones habituales de estimación de rebase son de aplicación para oleajes irregulares, es necesario “traducir” mediante una hipótesis de equivalencia los resultados de estos ensayos a unas condiciones homólogas de oleaje irregular.

Inicialmente se muestran los registros de las tasas de rebase en los ensayos en que se han medido.

Tabla 7.2. Rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,50 m. Registros con oleaje regular

H (m)	T (s)	Rebase (l/m/s)
6,00	7,50	0,00
7,50	8,50	0,00
9,00	9,50	0,00
10,00	11,50	16,80
11,50	12,50	55,23

Tabla 7.3. Rebase para cilindros delanteros de diámetro 4,70 m. Registros con oleaje regular

H (m)	T (s)	Rebase (L/m/s)
6,00	7,50	0,00
7,50	8,50	0,00
9,00	9,50	0,00
10,00	11,50	13,47
11,50	12,50	51,77

Por otra parte, según se ha adelantado en 2.3.1, según Goda (1985, 2010), y tal como se ha explicado en el Capítulo 2 (ver ecs. 2.74, 2.75 y 2.76), cuando se dispone de una serie de registros de tasas de rebase obtenidas en ensayos con oleaje regular (q_0) con varias combinaciones de alturas de ola y periodos, un valor aproximado de las tasas de rebase equivalente para oleaje irregular (q) puede ser estimada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$q \approx \int_0^{\infty} q_0(H|T) \cdot p(H) dH \quad \text{ec (7.4)}$$

Donde $q_0(H|T)$ es la tasa de rebase obtenida con oleaje regular de altura H y periodo T ; y $p(H)$ es la función de distribución de la altura de ola, para la cual puede asumirse una función tipo Rayleigh. La expresión anterior, para un número limitado de ensayos, se convierte en un sumatorio. De acuerdo con Goda la ecuación 7.4, o su equivalente en forma de sumatorio, proporciona valores aceptablemente aproximados a los obtenidos en laboratorio para series de oleaje irregular sobre diques verticales para profundidades relativas intermedias y profundas, resultando por lo general $q > q_0$, tal como ya fue inicialmente evaluado por Paape en 1960. La anterior asunción es correcta si la influencia del periodo para las diferentes alturas de ola simuladas es pequeña o insignificante.

Por su parte, los valores de $p(H)$ son conocidos para una distribución tipo Rayleigh.

Mientras que la equivalencia de altura de ola, se ha asumido, a efectos de comparación estimativa de rebases, que $H_{reg}=H=H'$, siendo $H_{reg}=H$ la altura de ola regular en cada uno de los ensayos; y H' es la media aritmética de las alturas de ola de un temporal.

Igualmente, para una distribución de tipo Rayleigh se cumplen las dos siguientes relaciones:

$$H_s \approx 1,60 \cdot H' \quad \text{ec (7.5)}$$

$$H_{max} \approx 1,80 \cdot H_s \quad \text{ec (7.6)}$$

como se explica en el apartado 2.2.2.

De este modo, para la estimación de q en la ec. (7.4), se han empleado los registros de q_0 para cada escalón de (H/T) ensayado, así como los correspondientes valores de la función de distribución de Rayleigh, es decir, los valores de $p(H|H')$, mientras que para la estimación de los rebases según la fórmula de Franco *et al.* (MAST III, ecuación 2.77.b, que a continuación se repite) se han empleado los valores de H_s según la ecuación 7.5.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0,082 \cdot e^{-3,00 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}} \quad \text{ec. (7.7)}$$

A efectos de comparación de las tasas de rebase con un dique vertical de paramento plano y con botaolas, se ha adoptado un valor de $\gamma_s=0,78$ mientras que $\gamma_\beta=1,00$ al ser incidencia normal.

Podrían haberse empleado otras hipótesis de equivalencia para esta comparación rebases, por ejemplo $H_{reg} = H_s$ ó $H_{reg} = H_{max}$, como es la equivalencia a efectos de fuerzas. En estos casos, los valores que resultarían de q se verían modificados tanto para la estimación de los rebases con oleaje irregular para esta tipología de cajones perforados como para la estimación de rebases para un dique vertical, pues habría que modificar correspondientemente los valores de entrada de H_s en la fórmula anterior. Pero la relación entre ambas estimaciones del rebase se conservaría, llegando a las mismas conclusiones en cuanto a cotas de coronación necesarias del espaldón.

Por lo tanto, los resultados que a continuación se muestran deben ser tenidos en cuenta únicamente a efecto de comparación relativa entre ambas tipologías, y no como un método preciso de estimación cuantitativa de las tasas de rebase.

Así, en la Figura 7.1. se muestran las tasas de rebase resultantes para los registros obtenidos en las Tablas 7.2. y 7.3. Dichas tasas de rebase resultan de la aplicación de la ecuación 7.4. a los registros obtenidos en los ensayos, con lo que representan las tasas de rebase equivalente para oleaje irregular. Igualmente y de acuerdo a lo expresado anteriormente en cuanto a la posible influencia del periodo en los diferentes escalones de altura de ola ensayada, estos resultados deben tomarse sólo a efectos de estimación aproximada.

Figura 7.1. Comparación de tasas de rebase equivalentes con oleaje irregular, referidos a $R_c = +8,35$ m

Los resultados hacen referencia a un francobordo de $+8,35$ m sobre el nivel de mar en reposo ($R_c = 8,35$ m, ver Figura 2.13 para la definición de R_c), y los resultados son comparados con los estimados por el modelo de Franco para un dique vertical convencional de mismo valor de R_c .

Mediante el mismo procedimiento de cálculo, con objeto de obtener tasas de rebase equivalentes similares, un dique vertical en las mismas condiciones debería coronar su espaldón a una cota aproximada $+15,00$ m respecto al nivel de mar en reposo ($R_c = 15,00$ m).

7.6.- Comparación con otras tipologías de dique vertical

7.6.1.- Definición geométrica del modelo de comparación

Una vez conocido aproximadamente el valor de R_c que ofrece unas tasas de rebase similares y por tanto una funcionalidad parecida, se toma este valor ($R_c = 15,00$ m) a efectos del cálculo de las cargas de oleaje para el caso de un dique vertical convencional.

El resto de parámetros (según la definición de la Figura 2.13) permanecen iguales a los correspondientes a los modelos aquí ensayados:

- Espesor de la banqueta: $h_b = 2,00$ m
- Profundidad del fondo natural: h ó $h_s = 22,00$ m
- Profundidad de agua sobre la berma delantera de la banqueta: $d = 20,00$ m
- Anchura de berma delante del dique: $B_b = 7,50$ m
- Pendiente del fondo natural: $\tan \alpha = 0,015$

Respecto a la manga del dique vertical (B_c) se adopta $26,00$ m. Esta magnitud tiene influencia sólo en las tensiones transmitidas a la cimentación por el cajón vertical. Este valor de B_c proporciona valores de

coeficientes de seguridad adecuados frente a los modos de fallo geotécnicos y de equilibrio para la tipología vertical clásica y se considera adecuado a los efectos comparativos que se persiguen.

7.6.2.- Comparación de las cargas horizontales máximas de oleaje

Los siguientes resultados se refieren a las medidas máximas de cargas totales horizontales sobre el modelo registradas durante la ejecución de los ensayos en los instantes de diseño críticos, es decir, cuando se producen las mayores componentes horizontales tanto en el sentido de propagación del oleaje ($F_{h+ve\ max}$, o empujes máximos en el paso de las crestas) y en el sentido opuesto ($F_{h-ve\ max}$, o empujes máximos en el paso de los senos en sentido hacia el mar).

Las cargas máximas registradas en los ensayos se han presentado en las Tablas 6.3 y 6.4.

Existen otros instantes críticos en relación con el comportamiento estructural del cajón, como los instantes en que se hacen máximos $F_{1h+ve} + F_{2h-ve}$ y viceversa, correspondientes a los instantes de máximas compresiones y tracciones en las vigas de conexión superiores entre cilindros delanteros y traseros. Estos instantes no obstante no son tratados en el marco de esta Tesis, al suponer implicaciones estructurales pero no geotécnicas.

Tal como se ha mencionado en el Capítulo 5, las medidas de cargas horizontales han sido registradas por las células de carga instaladas en la base de los cilindros centrales delantero y trasero y que, no obstante, se han dispuesto de los registros temporales de los sensores de presión instaladas según la Figura 5.14. para comprobar, mediante integración aproximada, la no existencia de errores o truncamiento en las medidas de las células.

La peor configuración, en cuanto a máximas cargas horizontales obtenidas, resulta para el caso de $D_{front} = 4,50$ m, con 2,50 m de aperturas entre cilindros contiguos, y con riostra delantera a cota +3,00 m. Tal como se ha comentado, la posición de la viga de arriostamiento superior de cilindros en la pantalla delantera tiene influencia en el patrón de cargas totales registradas, llevando a cabo el análisis correspondiente en el apartado 7.8, con el desarrollo del modelo de cargas para esta tipología.

La comparación aproximada de cargas de oleaje se lleva a cabo con los modelos de Goda (1985) y Sainflou (1928) para los casos de paso cresta y paso seno respectivamente, ambos modelos presentados en el Apéndice 2.

Por lo tanto, en las Figuras 7.2 y 7.3, así como en las Tablas 7.3 y 7.4 siguientes, se muestran los resultados comparativos de cargas horizontales totales de oleaje que corresponden a un dique vertical convencional frente a las mismas condiciones de oleaje que las reproducidas en los ensayos para el dique perforado objeto de estudio. Los resultados de la tipología vertical convencional corresponden a la aplicación de los modelos de Goda (1985) y Sainflou (1928), mientras que los resultados para el cajón perforado corresponden a los registros obtenidos en los ensayos. Para ambos casos, los resultados de las cargas se muestran referidos por metro lineal de dique.

Figura 7.2. Comparación de máximas cargas horizontales totales (sentido positivo)

Figura 7.3. Comparación de máximas cargas horizontales totales (sentido negativo, hacia lado mar)

Tabla 7.4. Reducción (%) de la máxima carga horizontal total sobre la estructura

H (m)	T (s)	Reducción en máximas cargas horizontales (%)
6,0	7,5	56
7,5	8,5	52
9,0	9,5	60
10,0	11,5	55
11,5	12,5	63

Tabla 7.5. Reducción (%) de la máxima carga horizontal total negativa (sentido mar) sobre la estructura

H (m)	T (s)	Reducción en máximas cargas horizontales (%)
6,0	7,5	74
7,5	8,5	64
9,0	9,5	62
10,0	11,5	63
11,5	12,5	50

Además de las importantes reducciones que significan los resultados anteriores, otra diferencia fundamental respecto a la tipología vertical clásica es que existe un patrón claro por el cual las máximas cargas horizontales en el paso de las crestas suele ser mayor, para casi todos los valores de H/h ensayados, al correspondiente al paso de los senos en valor absoluto, es decir:

$F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max} < 1,00$, como puede observarse en la siguiente figura.

Figura 7.4. $F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max}$ en función de H/h para el cajón objeto de estudio

El análisis de este parámetro supone una de las principales diferencias respecto al comportamiento descrito en PROVERBS para diques verticales convencionales (Figura 7.5): en el caso de cajones convencionales, para valores de profundidades relativas $h/L < 0,25$ y ola relativas pequeñas ($H_s/h < 0,30$) las fuerzas negativas máximas (paso seno, sentido hacia el mar) suelen ser mayores que las positivas para la mayor parte de peraltes de oleaje: $F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max} > 1,00$ ó $F_{hmin(1/250)}/F_{hmax(1/250)} > 1,00$, según la nomenclatura original equivalente de PROVERBS.

Figura 7.5. $F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max}$ en función de H_s/h para un dique vertical convencional (PROVERBS, Final Report. Vol I. 1998)

Por lo tanto, el patrón comprobado para esta tipología de cajones perforados se aleja del descrito en PROVERBS para diques verticales clásicos, tal como queda reflejado en las figuras anteriores, pudiendo centrar el análisis en los resultados de las cargas de las crestas de oleaje, que suelen ser más desfavorables en casi todos los casos.

7.7.-Consideraciones generales sobre la estabilidad de la estructura

7.7.1.- Evaluación de la seguridad frente a deslizamiento

A pesar de la reducción en cargas que ponen de manifiesto los resultados de los ensayos, se hace necesaria la evaluación de la estabilidad frente al modo de fallo de deslizamiento, ya que el peso propio estabilizador de la estructura es, a su vez, mucho menor que el que corresponde a un dique vertical convencional.

De hecho, la presente no puede considerarse como una tipología de gravedad pura, en cuanto que su estabilidad no se consigue únicamente por el peso propio sino que trata de alcanzar un equilibrio entre un peso estabilizador optimizado y unas cargas de oleaje que se ven reducidas debido al comportamiento hidrodinámico que tiene lugar en la interacción oleaje-estructura.

Así, adoptando un cajón como la geometría descrita en el Capítulo 4 y con una eslora de 49 m, resulta un peso propio ligeramente superior a 19.000 t, peso sin considerar el la disminución por empuje ascensional al estar parcialmente sumergido, en el cual se incluye el peso del hormigón armado, con una densidad de 2,5 t/m³, y el relleno interior de los cajones, con una densidad correspondiente a un material saturado, de 2,1 t/m³.

Al peso anterior hay que sumarle unas 3.250 t correspondiente al espaldón, con lo que resulta un peso total de unas 22.250 t, o lo que es lo mismo, 455 t/m.

Un cajón convencional conformado por un cajón paralelepípedo clásico de las dimensiones descritas en 7.6.1. y 49 m de eslora puede alcanzar las 56.000 t (al igual que el anterior, sin considerar empuje vertical ascensional por desplazamiento de agua), lo que supone un peso de alrededor de unos 1.140 t/m.

A la vista de estas magnitudes, adquiere sentido la necesidad de evaluar la estabilidad de esta tipología frente al citado modo de fallo de deslizamiento. Dentro del Programa ROM (Puertos del Estado, Ministerio de Fomento) la ROM 0.5-05 (Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias) establece el coeficiente de seguridad frente a deslizamiento como:

$$F_{desl} = \mu \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \quad \text{ec (7.8)}$$

donde μ denota el coeficiente de fricción estática entre el cajón y la banqueta donde apoya, cumpliendo $\mu = \text{tg } \phi_c$, siendo ϕ_c el ángulo de rozamiento entre banqueta y cajón a lo largo de la superficie de contacto. Por otra parte ΣV y ΣH representan las fuerzas verticales y horizontales totales que solicitan a la estructura, estando conformadas cada una de ellas por las correspondientes cargas de diseño, es decir, las cargas características afectadas por los coeficientes γ y de mayoración de acciones, así como de los coeficientes de combinación Ψ_i cuando corresponda.

Asumiendo $\mu = \text{tg}(32^\circ) = 0,62$, y evaluando la estabilidad en el momento de mayores cargas horizontales según los registros de los ensayos, resulta un valor de $F_{desl}=1,41$, mayor que el valor mínimo de 1,30 que recomienda la ROM para combinaciones cuasipermanentes de carga.

Hay que tener en cuenta que las cargas verticales de oleaje sobre la estructura son muy escasas para la geometría de cajón ensayada, debido a que la cámara interior no dispone de solera, la cual sólo

existe bajo las hileras delanteras y traseras de cilindros, por lo que dichas cargas verticales actúan sobre una superficie muy reducida. Además, y como sucede con las cargas horizontales, las cargas verticales en ambas hileras de cilindros están desfasadas en el tiempo, con lo que la componente vertical total que afecta al cajón es muy reducida en todo momento, siendo la carga de oleaje principalmente horizontal.

7.7.2.- Tensiones máximas transmitidas al cimiento

Prosiguiendo en el análisis inicial del comportamiento de esta tipología, se lleva a cabo una evaluación aproximada de las tensiones máximas transmitidas a la cimentación (σ) con objeto de valorar si la disminución de cargas de oleaje se ve traducida en una reducción significativa de las máximas tensiones transmitidas al terreno, tanto en los instantes de mayores cargas en el sentido de avance del oleaje (+ve) como en el sentido contrario (-ve).

Dicha evaluación inicial es interesante pues uno de los principales objetivos que pueden perseguirse al adoptar esta tipología de dique vertical es su adecuación y aplicabilidad a terrenos con escasa capacidad portante.

Para ello, se ha realizado el análisis de las tensiones transmitidas al cimiento en función del parámetro H/h , con objeto de que pueda ser comparado con esta u otras tipologías similares en investigaciones futuras. Los resultados, al igual que en la evaluación de la seguridad frente a deslizamiento, tienen en cuenta todas las acciones que actúan sobre la estructura, no sólo las cargas de oleaje, es decir, también se tiene en cuenta el peso propio del dique.

Los resultados se muestran a continuación en las Tablas 7.6. y 7.7, así como en la Figura 7.6. en comparación con la tipología vertical clásica ya descrita y ponen de manifiesto la reducción de tensiones máximas transmitidas al cimiento, reducción que es consistente con el patrón observado en la comparación de cargas horizontales de oleaje en ambos sentidos.

Tabla 7.6. Comparación de tensiones transmitidas al cimiento. Paso cresta

Paso cresta	Convencional (+ve)	Perforado (+ve)	
H/h	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	Reduccion $\sigma_{\max}$ (%)
0,27	381,37	239,46	37%
0,34	425,89	246,56	42%
0,41	483,82	239,56	50%
0,45	549,96	255,21	54%
0,52	644,60	268,68	58%

Tabla 7.7. Comparación de tensiones transmitidas al cimiento. Paso seno

Paso seno	Convencional (-ve)	Perforado (-ve)	
H/h	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	Reduccion $\sigma_{\max}$ (%)
0,27	425,05	240,00	44%
0,34	490,90	271,80	45%
0,41	560,10	308,00	45%
0,45	641,94	332,81	48%
0,52	710,29	337,15	53%

Figura 7.6. Comparación de las máximas tensiones transmitidas a la cimentación

Se observa que para el cajón perforado las tensiones máximas en el paso seno y en las crestas son muy similares para la geometría analizada, acaso ligeramente superiores en los senos cuanto mayores son los oleajes, lo cual es debido a que la excentricidad de las cargas es algo mayor en estos casos, si bien las diferencias son tan pequeñas en este sentido que no se consideran representativas.

En la tipología vertical clásica, las tensiones son mayores en los senos para todos los oleajes, si bien este hecho se basa en la asunción de una ley triangular de subpresiones bajo el cajón.

En todo caso, hay que tener en cuenta que en ausencia de oleaje, la diferencia en peso propio entre ambas tipologías ya induce una diferencia en tensiones transmitidas en el entorno de un 25%, y que esta diferencia tiende a aumentar conforme crece el oleaje.

No obstante se debe hacer constar que estas magnitudes y las relaciones entre ellas podrían cambiar sustancialmente si se adoptasen geometrías diferentes para el cajón perforado. Principalmente en la proporción de piscina interior con solera, debido a la importancia que tiene la subpresión como componente vertical de la carga, la cual a efectos de las tensiones máximas transmitidas al cimiento es desfavorable.

7.8.- Modelo de estimación de máximas cargas horizontales totales. Desarrollo de la formulación

Además de las consideraciones anteriores, en relación con las geometrías cilíndricas Morison *et al.* (1950) estableció el modelo de cálculo para la estimación de cargas de oleaje en cilindros esbeltos aislados, la cual es estrictamente de aplicación cuando la relación D/L es pequeña, mientras que cuando $D/L > 0,20$ deja de ser válida aparecen fenómenos de difracción.

La fórmula de Morison, así como los modelos desarrollados en trabajos posteriores que en él se basan tienen su aplicación en problemas con cilindros verticales aislados o en grupos. Algunos de dicho

modelos son: Keulegan y Carpenter (1958), Sarpkaya (1976), Sarpkaya e Isaacson (1981), Ochi y Tsai (1984) y los trabajos de Chakrabarti (1987, 2005).

Sin embargo, quedan fuera de aplicación para la tipología objeto de estudio, con una piscina interior y una pared impermeable trasera.

Así pues, se afronta un análisis paramétrico con objeto de desarrollar un posible modelo de estimación de cargas. El objeto de este proceso de estudio es la determinación de los parámetros o variables que gobiernan el fenómeno y el establecimiento de algunas conclusiones que puedan ser generalizables. Algunos de estos parámetros son simplemente geométricos pero otros pueden estar fuertemente influidos por condicionantes constructivos.

En todo caso, el eventual establecimiento de un modelo de estimación de cargas tiene un carácter meramente indicativo, útil para llevar a cabo prediseños que no excluyen la necesidad futura de ensayos específicos en modelo reducido para localizaciones y condiciones concretas, así como para su aplicación en tipologías similares que puedan basarse en esta aplicándole algunas variaciones.

Inicialmente, en este proceso se define el dominio en los cuales se han llevado a cabo los ensayos en términos de las tres variables principales: coeficiente de densidad de cilindros (Φ) definido según ec. (7.1), altura de ola relativa (H/h) y anchura relativa de la cámara interior (B/L). Todo ello además de las condiciones generales de ensayo, definidas en el Capítulo 5 y, más concretamente, en la Tabla 5.5.

En esta campaña de ensayos Φ ha variado entre 0,68 y 0,74. De acuerdo a Akily et al. (2004) en relación con la influencia de un grupo de cilindros verticales situados en línea, para situaciones donde $\Phi \leq 0,5$, puede considerarse que los cilindros no interactúan entre ellos y que, por tanto, la acción del oleaje sobre cada cilindro puede evaluarse como si se tratasen de cilindros individuales. Por lo tanto, en esta situación la energía del oleaje incidente que se disiparía en la pantalla delantera sería pequeña en relación con la que incidiría sobre la pantalla trasera, perdiendo así parte de las ventajas que este concepto de dique perforado pretende ofrecer.

En relación con los valores de Φ hay que tener en cuenta que puede sufrir alguna variación en función del número de cilindros que se simulen en el modelo, para un mismo diámetro de los cilindros y un mismo espacio entre ellos; así, si calculamos Φ teniendo en cuenta que en el modelo hay siete cilindros, el rango es $0,68 \leq \Phi \leq 0,74$. Si por el contrario se asumiera una misma distribución con un número ilimitado de cilindros, el rango sería $0,64 \leq \Phi \leq 0,71$. Debe aclararse que en adelante en esta Tesis, se asume el primer criterio para la definición de Φ . Debe tenerse en cuenta este aspecto, cuya relevancia tampoco parece ser muy significativa.

Igualmente, en el caso de que Φ adoptase valores altos, se vería incrementado el “*blockage effect*” o efecto bloqueo por el cual, y debido a la obstaculización del flujo entre cilindros delanteros, se incrementaría el coeficiente de reflexión y, por tanto, la altura de ola resultante delante del dique, dando lugar a un aumento de cargas.

En relación con el comportamiento en términos del parámetro altura de ola relativa, el rango de los ensayos cumple $0,18 \leq H/h \leq 0,55$, o lo que es lo mismo, $0,10 \leq H^* \leq 0,31$, según se define H^* en la Tabla 5.5 de acuerdo a las relaciones de equivalencia asumidas para esta campaña de ensayos con oleaje regular. La Figura 7.7 muestra los máximos de cargas horizontales normalizados en relación con las resultantes en un cajón convencional ($F_{perf,max}/F_{conv,max}$) de acuerdo a los valores reflejados en las Figuras 7.2. y 7.3, análisis similar al llevado a cabo por Takahashi et al. (1991) para otras tipologías de cajones perforados en los rangos $0,5 \leq d/h \leq 0,7$; $0,5 \leq d'/d \leq 1,0$, mostrado en la Figura 7.8.

Figura 7.7. Comparación de cargas horizontales entre cajón objeto de investigación y cajón convencional, en términos de H/h

Figura 7.8. Comparación de cargas horizontales entre cajones perforados y cajón convencional (Takahashi et al. 1991)

Las Figuras 7.7 y 7.8 ponen de manifiesto una mayor reducción de cargas relativas para esta nueva tipología de cajones perforados, donde $F_{perf,max} / F_{conv,max}$ ronda alrededor de 0,40, (es decir, una reducción del 60%) que en los cajones ensayados por Takahashi, donde $F_{perf,max} / F_{conv,max}$ ronda alrededor de 0,90 a 0,70 (reducciones del 10% 30%).

Hay que tener en cuenta que en los modelos de ensayo en esta Tesis se cumple $d/h=0,91$ y $d'/d=0,85$ (estrictamente no $d'/d=1,00$ por la presencia de la viga riostra inferior). También puede observarse en la Figura 7.8. la tendencia de mayor disminución de carga conforme H/h va aumentando para los casos donde d/d' es 1,00, lo cual es lógico pues la pared delantera supone una menor superficie que confrontar al oleaje incidente.

De manera similar se puede presentar el análisis en función del parámetro B/L (Figura 7.9), teniendo en cuenta que los ensayos se han realizado dentro del rango $0,09 \leq B/L \leq 0,19$.

Figura 7.9. Comparación de cargas horizontales entre cajones perforados y cajón objeto de investigación, en términos de B/L

Confrontando los valores de la Figura 7.9 con los de la Figura 8, debe hacerse constar que para valores altos de H/h , los valores de B/L en los ensayos de Takahashi eran de 0,06, es decir, menores que los aquí ensayados.

A la vista de la comparación con los resultados del trabajo de Takahashi, las reducciones en cuanto a cargas observadas en comparación con un dique vertical convencional quedan justificadas pues:

- Las geometrías cilíndricas reducen sustancialmente las cargas en la pantalla delantera respecto a un paramento perforado plano.
- Se ha adoptado una anchura relativa de la cámara interior mucho más cercana a la óptima que la empleada en algunos ensayos del citado estudio de referencia.

De manera resumida y en base al rango de valores de las principales variables que se han simulado, puede resumirse que cuando $H/h < 0,55$, una situación donde $0,10 \leq B/L \leq 0,20$ conlleva una reducción en cuanto a las cargas horizontales máximas de oleaje del entorno $F_{perf,max}/F_{conv,max} \approx 0,40$.

Esta disminución mejora ligeramente las referidas por Bergamnn y Oumeraci en PROVERBS, donde esta relación oscilaba alrededor de 0,80-0,60 para cajones perforados de una cámara (OCS) y alrededor de 0,50 para cajones de múltiples cámaras (MSC).

El presente rango de valores del monomio B/L ensayado responde a las conocidas conclusiones de un gran número de trabajos existentes, referidos en el Capítulo 2, que demuestran un comportamiento óptimo en cuanto a la reducción de cargas de oleaje, o de coeficientes de reflexión delante de la estructura, en el entorno $B/L \approx 0,20$ para cajones de simple cámara.

Queda como objeto de futuras líneas de investigación determinar si los rangos descritos para los citados monomios permanecen similares para el caso de oleajes irregulares, en base a las hipótesis de equivalencia asumidas, es decir, si se cumplen para los rangos: $H_D/h = < 0,55$, siendo $H_D = 1,8 \cdot H_s$.

Una vez establecidos los rangos de las principales variables que se han cubierto en este estudio, el siguiente paso es el establecimiento de una formulación que estime las cargas máximas horizontales sobre el conjunto de esta nueva tipología.

Para conformar la estructura de la ecuación y obtener los coeficientes experimentales de mejor ajuste, se adoptan para el estudio las variables definidas en el apartado 7.2 anterior. Para ello, además de los monomios anteriormente definidos, H/h y B/L , se emplea el concepto de energía total incidente por unidad de longitud de la estructura, según la ecuación 7.2.

El empleo del término de energía está, en realidad, implícito en la expresión del modelo de Bergmann y Oumeraci (1998) en su estudio de cajones perforados, según aparece en la ec. 2.120. Por su parte, el desarrollo de la teoría lineal de ondas, concluye como resultante de fuerzas horizontales de oleaje sobre un paramento vertical un término proporcional a $\rho g \cdot H^2$.

Desde un punto de vista formal, E' queda expresada en kJ/m cuando ρg es introducida en la fórmula en kN/m^3 . Además, el segundo término de la ec. 7.2 también puede expresar una fuerza en kN y puede ser empleada como una variable descriptiva de las cargas de oleaje contra la estructura.

La citada expresión de fuerza necesita ser escalada o referida por unidad de longitud del dique, para lo cual podemos afectarla por un factor $1/D_{\text{front}}$, siendo D_{front} el diámetro de los cilindros de la pantalla delantera.

Además, el término anterior requiere ser afectado por otros factores correctores los cuales, a su vez, dependerán de dos variables adimensionales anteriormente descritas: H/h y B/L . Estos factores presentan un ajuste exponencial de acuerdo a los resultados de los ensayos.

De esta manera, la formulación que presenta un mejor ajuste queda con la siguiente forma:

$$F_{\text{calc}}(\text{kN/m}) = a \frac{1}{D_{\text{front}}} \frac{\rho g}{2} \left(\frac{H_i}{2} \right)^2 \cdot L \cdot e^{\left(b \cdot \frac{H_i}{h} + c \cdot \frac{B}{L} \right)} \quad \text{ec (7.9)}$$

Los valores de a , b y c dependen de la configuración de la viga riostra superior de la pantalla delantera de cilindros. Como se ha comentado, la presencia de esta riostra es imprescindible por motivos estructurales pero la cota a la que se disponga debe ser decidida por el diseñador.

Como se ha expuesto anteriormente, se han ensayado tres configuraciones diferentes de dicho elemento. Asumiendo que $\rho g = 10,06 \text{ kN/m}^3$ en la ec. 7.9, en ese caso los valores de los coeficientes a , b y c son los que se muestran en la Tabla 7.8 para conseguir el mejor ajuste de acuerdo a los resultados de los ensayos.

Tabla 7.8. Coeficientes a , b y c en función de la configuración de la viga superior en la pantalla delantera

Cota superior de la viga riostra*	a	b	c
-6,00	1,26	-3,77	-1,41
+3,00	1,43	-3,90	-1,47
Sin viga riostra	12,94	-6,81	-10,88

*Referido a un nivel de mar en reposo $\pm 0,00 \text{ m}$

Los valores de la Tabla 7.8. reflejan una influencia del nivel de elevación de dicha viga de conexión, mostrando cierta variabilidad en función de su cota, mientras que en los ensayos en que no se ha dispuesto dicha viga los valores de dichos factores son muy diferentes.

En todo caso, la ecuación 7.9. muestra un comportamiento y un ajuste muy parecido en los tres casos. En la Figura 7.10 se representa el ajuste y las líneas de tendencia de cada caso, comparando los valores estimados con la nueva formulación respecto a los resultados registrados en los ensayos.

Figura 7.10. Ajuste de la nueva formulación propuesta

Se entiende que los ajustes obtenidos son buenos, con unos coeficientes de correlación R^2 en el rango $0,939 \leq R^2 \leq 0,961$ para los tres ajustes en función de la configuración de la viga delantera superior y unas funciones de correlación entre los resultados obtenidos con la fórmula y los registrados en los ensayos del tipo $y=x+k$, siendo $-0,95 \leq k \leq +8,03$. Se entiende que estos valores, para la magnitud de las cargas donde se mueven los resultados, son más que aceptables. Y en todo caso, presentan ajustes al menos tan aceptables como los de otros trabajos de referencia descritos en el Capítulo 2.

Por lo tanto, y en base al análisis llevado a cabo en el marco de esta Tesis Doctoral, se propone el empleo de la ecuación 7.9 para la estimación inicial de cargas horizontales máximas sobre cajones perforados con geometrías similares a la del objeto de estudio. Dicha formulación debe ser empleada a nivel de prediseño y servir para la adecuada definición de las imprescindibles campañas de ensayo en modelo físico que deben ser llevadas a cabo para cada situación y proyecto en concreto. Se hace especial hincapié en el rango de las principales variables en las cuales se ha llevado a cabo este trabajo y que se han descrito a lo largo de este Capítulo, quedando resumidas en la Tabla 7.1.

En relación con el anterior comentario, se debe tener en cuenta que cualquier análisis de sensibilidad que se haga sobre las variables que entran en juego en la ec (7.9) deben permanecer dentro de los rangos descritos en la Tabla 7.1. Por ejemplo, puede comprobarse la variación de las fuerzas máximas si se modifica el valor de B/L , aumentando las cargas de manera moderada, no abrupta, conforme se reduce el valor de la anchura relativa de cámara. Sin embargo, si aplicásemos esta misma fórmula con valores todavía más bajos de B/L , inferiores a los adoptados en estos ensayos, se mantendría este mismo patrón en la reducción de fuerzas, pudiendo llegar a malinterpretar la influencia de esta variable y presuponer la aplicabilidad de este tipo de estructuras a condiciones de oleaje más energéticas. Por lo tanto, se insiste en la necesidad de tener en cuenta los rangos de las variables asumidas en esta investigación, y se insiste en la necesidad de nuevos ensayos cuando se pretenda analizar la viabilidad de esta tipología, o similares, en condiciones diferentes.

Igualmente, se menciona la importancia de tener en cuenta las condiciones de ensayo adoptadas y que han sido descritas en el Capítulo 5. Futuras líneas de investigación permanecen abiertas en lo referente a la comparación de resultados a partir de ensayos con oleaje irregular; dichas campañas,

aplicadas a aplicaciones concretas de esta tipología, podrán evaluar la fiabilidad de la formulación aquí propuesta. En concreto, los factores de ajuste a , b y c deberán ser calibrados de nuevo para diferentes condiciones a las adoptadas en este trabajo.

Asimismo, las hipótesis de equivalencia asumidas, según quedan descritas en 7.3, deben ser confirmadas o, en su caso, modificadas en función de los resultados que puedan obtenerse en ensayos con oleaje irregular. Con ese fin, se recomienda asumir inicialmente la hipótesis $H=H_D=\min \{H_{1/250}, H_b\}$, siendo H la altura de ola con oleaje regular adoptada en estos ensayos. Es de esperar que la asunción de esta hipótesis sea válida con el simple ajuste de los factores a , b y c , y la estructura de la formulación resultante sea la misma que la presentada en la ecuación 7.9. En todo caso, esta hipótesis permanece como el aspecto más relevante abierto a futuras investigaciones.

Además se recalca la necesidad tener en cuenta los posibles efectos de escala que el empleo de los resultados de modelos físicos puede conllevar en cajones de esta tipología. Estos efectos de escala se han presentado de manera general en el Capítulo 5.

CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1.- Conclusiones

El trabajo de investigación de la presente Tesis Doctoral ha perseguido el cumplimiento de los objetivos planteados en el Capítulo 1.

Para ello se ha llevado a cabo el estudio de una nueva tipología de cajón perforado con patio interior, cajón tipo “Apolonio”, conformado mediante dos filas de cilindros verticales separados para controlar las cargas de oleaje y laminar las componentes energéticas del oleaje incidente. De la revisión del estado del arte se ha comprobado que el comportamiento de este tipo de estructuras en su empleo como diques está sometido a las particularidades de sus configuraciones concretas, existiendo una casuística variada que dificulta la generalización de conclusiones entre diversas tipologías. En este marco, la tipología planteada se considera original respecto a las referencias existentes.

A la vista de los resultados de la serie de ensayos realizada en esta investigación, se ha comprobado una importante reducción de las cargas horizontales máximas de oleaje respecto de un dique vertical convencional así como en comparación con otras tipologías de cajones perforados. Igualmente, las tasas de rebase son más reducidas. Todo lo anterior supone importantes ventajas en cuanto a su aplicabilidad en localizaciones con terrenos blandos y en aquellas zonas donde la disminución de la cota de coronación de la estructura sea un objetivo por motivos estéticos, sociales y paisajísticos.

Con ello se da cumplimiento a los dos primeros objetivos declarados al comienzo de la investigación: planteamiento de una nueva tipología de cajón perforado susceptible de presentar ciertas ventajas para su empleo en diques, y caracterización de su comportamiento hidrodinámico mediante un análisis comparativo con un dique vertical clásico de paramento plano continuo.

Por su parte, los resultados obtenidos en los ensayos han sido empleados para el desarrollo de una nueva formulación de estimación de cargas horizontales de oleaje sobre diques conformados por cajones de esta tipología o similar, consiguiendo así el tercero de los objetivos planteados inicialmente.

Esta nueva formulación supone una aportación al estado del conocimiento, a la vez que presenta unos ajustes muy adecuados a los registros de los ensayos. La expresión, de aplicación sencilla, identifica las principales variables geométricas de la estructura y del oleaje incidente que influyen en la determinación de las cargas, abriendo la posibilidad de nuevas líneas de investigación en su aplicabilidad a tipologías similares a esta, con los debidos ajustes de los coeficientes experimentales.

Este nuevo modelo de estimación de cargas permite llevar a cabo diversos análisis de sensibilidad respecto a la influencia de las variables que entran en juego. En este sentido, es la componente energética del oleaje, proporcional al término $H^2 \cdot L$, la que gobierna principalmente la magnitud de las cargas de oleaje. Mientras que los términos geométricos de la estructura, B/L y H/h , definen el proceso de laminación de energía incidente de oleaje en el cajón.

Partiendo de la anterior conclusión, se insiste en la necesidad de tener en cuenta los rangos de las variables asumidas en los ensayos llevados a cabo en esta investigación, y se insiste en la necesidad de nuevos ensayos cuando se pretenda analizar la viabilidad de esta tipología, o similares, en condiciones diferentes. Igualmente, deben tenerse también en cuenta las condiciones de oleaje aquí asumidas, correspondientes a cargas cuasiestacionarias que solicitan a una tipología de dique vertical y oleaje incidente no roto, de acuerdo al Mapa paramétrico de McConell *et al.* de PROVERBS (1998).

En el marco de esta Tesis también se han tratado de identificar aquellos condicionantes constructivos que pueden ser relevantes en la viabilidad práctica de esta tipología.

Particularmente importante es la definición de las condiciones de la anchura de cámara relativa, influida por lo general por motivos constructivos y estructurales, y que pueden afectar significativamente a las cargas resultantes de oleaje si se mueven en rangos muy diferentes de los aquí ensayados.

En este sentido, la investigación ha concebido el posible empleo de esta tipología en ubicaciones sometidas a oleajes propios del arco mediterráneo. Su extrapolación a otras ubicaciones con oleajes más energéticos deben ser discutidas sobre la base de estas conclusiones, pues quedan fuera de los rangos aquí analizados.

También derivado de estas consideraciones constructivas, caben plantearse en el futuro variaciones en la disposición y configuración de algunos elementos problemáticos, dando lugar a modificaciones que requerirían de estudios similares al llevado a cabo aquí, sobre todo al haber demostrado la influencia de la cota de los arriostramientos superiores entre cilindros delanteros en la magnitud de las cargas de oleaje registradas. En particular, dicha influencia se traduce en la introducción en la fórmula de unos coeficientes de ajuste que han sido ponderados de acuerdo a los registros de los ensayos.

A este respecto, la introducción en la nueva fórmula obtenida de dichos parámetros experimentales que dependen de la configuración adoptada para estos elementos del cajón, puede considerarse como una aportación singular.

Con la presente Tesis, el autor pretende haber planteado una aproximación original a los problemas planteados al inicio del trabajo, al igual que haber expuesto la problemática de manera que puedan abrirse líneas de investigación futuras en este campo, algunas de las cuales han sido explicitadas a lo largo de los diversos capítulos y quedan resumidas a continuación, o bien pueden surgir de acuerdo a otros criterios que no hayan sido aquí contemplados.

8.2.- Nuevas líneas de investigación

Las condiciones en las que se han llevado a cabo los estudios de esta Tesis son específicas y han sido concretadas a lo largo de los Capítulos 5 a 7, mientras que la metodología de la investigación ha estado orientada a la consecución de los objetivos enunciados en el Capítulo 1.

En este contexto y relacionados con la tipología de cajones perforados aquí propuesta han quedado fuera del alcance de esta Tesis, y por tanto abiertos a futuras líneas de investigación, algunos aspectos relevantes. Algunos de ellos se enuncian a continuación, tratando de relacionarlos en un posible orden de ejecución que, partiendo de los resultados de esta Tesis, permitiera obtener de manera progresiva sucesivas conclusiones para un mejor conocimiento de estas tipologías de diques verticales.

a) Oleajes impulsivos

En relación con las condiciones particulares del dique y la caracterización del oleaje incidente queda por comprobar el comportamiento en condiciones de oleajes impulsivos. Como se ha expuesto en el Capítulo 5, los ensayos han reproducido condiciones de dique vertical en profundidades intermedias y

cargas cuasiestacionarias, correspondientes a oleajes en situación de no rotura. Por el contrario, condiciones de ensayo en situaciones de oleaje rompiente o riesgo de existencia de picos impulsivos deberían ser comparados con los diferentes patrones de historial de cargas que se han mostrado en el Capítulo 6.

b) Oleaje irregular

Además del anterior aspecto, que podría ser estudiado con oleaje regular tomando como base los ensayos de esta Tesis, y como línea de investigación principal, queda abierta la ejecución de ensayos físicos con oleaje irregular. Principalmente estos ensayos deben perseguir dos objetivos específicos:

- La comprobación de las hipótesis de equivalencia asumidas en el Capítulo 7, en cuanto a las relaciones entre H_{reg} y H_s , y por tanto, entre H_{reg} y el resto de alturas de ola características de un oleaje espectral según la distribución de Rayleigh.
- La caracterización de las tasas de rebase, en cuanto a fenómeno discontinuo gobernado por el número de olas susceptible de producir rebase sobre una determinada cota de coronación del dique, la cual puede ser evaluada de nuevo respecto a lo planteado para estos ensayos. Relacionado con este aspecto, aunque de una importancia menor, podría ser analizada también la influencia de la forma del botaolas en las tasas de rebase registradas para esta tipología.

c) Rangos de valores de los parámetros principales

Igualmente, los ensayos se han llevado a cabo adoptando valores de los principales parámetros geométricos (en particular Φ , B/L y d'/d) que *a priori* optimizaban la reducción de cargas horizontales de acuerdo a las referencias encontradas en la literatura existente. Sin embargo, queda por caracterizar el comportamiento en el caso de que las citadas variables adopten valores fuera de los rangos analizados. Dichas investigaciones podrían confirmar la hipótesis de que los valores adoptados en la presente investigación están cercanos al óptimo en cuanto a reducción de cargas para condiciones de clima marítimo extremal.

d) Evaluación del coeficiente de reflexión

La caracterización del coeficiente de reflexión en función de los diferentes aspectos señalados hasta aquí es otro aspecto que podría ser de interés, aunque sólo sea a modo de confirmación de la coherencia esperable en relación con los resultados obtenidos en un número elevado de estudios al respecto e incluidos en el Capítulo 2.

e) Comportamiento frente a cargas verticales dinámicas

Por otra parte, los ensayos se han centrado en la caracterización de las cargas horizontales. No obstante, para una completa caracterización hidrodinámica, queda por analizar en detalle la generación de cargas verticales dinámicas. La configuración adoptada para estos ensayos, en los que la solera inferior queda limitada al apoyo de ambas filas de cilindros, provoca que la resultante de dichas cargas verticales sea mucho menor que si la solera es continua. Por esta razón, el comportamiento frente a

este aspecto de los modelos aquí estudiados no es significativo respecto al que pueda presentar en el caso de un cajón similar pero con solera continua.

f) Evaluación de la influencia de la rugosidad superficial

Permanece también abierto para futuras líneas de investigación el empleo de distintas rugosidades en las superficies de los cilindros delanteros, con objeto de determinar su influencia en las cargas registradas, tanto en la fila delantera como en el conjunto del cajón. Este aspecto permitiría evaluar de una manera algo más aproximada la proporción e influencia de la componente de arrastre y los posibles efectos de escala relacionados.

g) Oleajes oblicuos

También está por evaluar el efecto de los oleajes oblicuos sobre esta tipología. No obstante, esta problemática suele ser común en las campañas de ensayos en modelo físico debido a la dificultad de adoptar escalas suficientemente grandes en ensayos en piscina (3D), los cuales serían necesarios con objeto de evitar fenómenos de difracción y efectos de borde que alteren las características de los oleajes generados. El empleo de modelos numéricos para obtener resultados representativos sobre esta cuestión está condicionado al coste computacional que ello implique.

h) Estudio estructural de elementos auxiliares

Derivado de todas las anteriores investigaciones debiera obtenerse un mejor conocimiento de las cargas de oleaje que afectan a la estructura en las diversas situaciones de diseño a lo largo de su vida útil y, en consecuencia, del estado tensional de los diversos elementos que la componen: cilindros, vigas y paredes de conexión. El conocimiento de estos esfuerzos característicos permitiría tomar decisiones sobre aspectos clave en la configuración óptima de tales elementos tanto desde un punto de vista funcional como constructivo.

Derivado de este aspecto podrían concluirse alternativas a la configuración estudiada, algunas de las cuales, junto con sus condicionantes constructivos, quedan esbozadas en el Apéndice 3.

i) Ajuste y generalización de la nueva formulación frente a otras configuraciones

Se propone como línea de investigación el estudio de la aplicabilidad y confrontación de la nueva fórmula propuesta para la estimación de las cargas horizontales totales frente a las nuevas situaciones anteriormente descritas. Dichos estudios deben valorar la conveniencia en la elección de las variables geométricas escogidas como descriptoras del proceso y la estructura propuesta para dicha expresión, con las correspondientes modificaciones en los factores de ajuste a , b y c de la Tabla 7.8. Igualmente, dicho análisis podría llevarse a cabo para otras tipologías de diques perforados.

j) Efectos de socavación de la banquetta de cimentación

De manera paralela se ha detectado un posible campo de investigación en cuanto a la estabilidad de las escolleras de protección frente a socavación de la banquetta para estas tipologías de diques verticales perforados. El empleo de tipologías similares a la propuesta aquí puede suponer ventajas en

cuanto a una reducción en el peso necesario de las piezas para conseguir niveles de daño equivalentes en comparación con diques verticales convencionales, con una importante repercusión económica desde el punto de vista de ejecución y mantenimiento.

CAPÍTULO 9. REFERENCIAS

CAPÍTULO 9. REFERENCIAS

- Akilly, H.; Akar, A.; Atakan, A.; Huseyin, A.; Karaukus, C.; Cuma, K. (2004). Flow Characteristics of Circular Cylinders Arranged Side-by-side in Shallow Water. *Journal of Flow Measurement and Instrumentation*, Vol. 15 (4), pp. 187-197
- Allsop, N.W.H. (1995). Vertical walls and breakwaters: optimization to improve vessel safety and wave disturbance by reducing wave reflections. Chapter 10 in *Wave forces and vertical wall structures*, pp 232-258. (Kobayashi, N; Demirbilek, Z. (eds)). Task committee on forces on inclined vertical wall structures, American Society of Civil Engineers, New York, USA
- Allsop, N.W.H.; Vicinanza, D; McKenna, J.D. (1996). Wave forces on vertical and composite breakwaters. HR Wallingford Report SR 443
- Allsop, N.W.H. (2010). Historical experience of vertical breakwater in the U.K. Presentación de HR Wallingford & University of Southampton
- American Petroleum Institute. (2000). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms". API-RP2A. 21st ed. Washington, D.C.
- Aristodemo, F.; Meringolo, D.; Groenenboom, P.; Lo Schiavo, A. (2015). Assessment of dynamic pressures at vertical and perforated breakwaters through diffusive SPH schemes. Hindawi Publishing Corporation. *Mathematical Problems in Engineering*. Volume 2015, Article ID 305028
- Battjes, J.A.; Jansen, J.P.F.M. (1978). Energy loss and set-up due to breaking of random waves. *Proc. 16th Coastal Engineering Conference*. Vol. 1. Pp. 563-587
- Bennet, G.S.; McIver, P.; Smallman, J.V. (1992). A mathematical model of a slotted wave screen breakwater". *Coastal Engineering*, Vol. 18. Elsevier
- Berenguer, J.M. (2003). Pieza artificial para la construcción de diques, riberas y muelles de baja reflectividad. Patente 2183671. Oficina Española de patentes y marcas
- Bergmann, H. and Oumeraci, H. (2000). Wave loads on perforated caisson breakwaters. *Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering*. ASCE. pp. 1622-1635
- Bruun, P. (1989). *Port Engineering Vol. I*, 4th Edition Gulf Publishing Company
- Bullock G.N.; Hewson P.; Crawford A.R. ; Bird, P.A.D. (2000). Field and laboratory measurements of wave loads on vertical breakwaters. *Proceedings of Coastal Structures '99*. Santander. CRC Press, pp 613-621
- Canel, M. (1995). Dissipative monolithic breakwaters: some aspects of the hydrodynamics. Final Proceedings, MAST II, MSC Project: Monolithic (vertical) Coastal Structures. Alderney, U.K. Paper, 4.11.
- Chakrabarti, S. K. (1987). *Hydrodynamics of Offshore Structures*. Computational Mechanics Publications. Southampton (UK)
- Chakrabarti, S. K. (2005). *Handbook of Offshore Engineering*. Elsevier. Ocean Engineering series

- Chang-Hwan, J.; Sang-Ho, O. (2014). Experimental investigation of horizontal wave forces on the perforated caisson with single and double wave chambers. Proceedings of 34th Conference on Coastal Engineering, Seoul, Korea, 2014
- Chen, H.B.; Tsai, C.P.; Chiu, J.R. (2006). Wave reflection from vertical breakwaters with porous structure. Ocean Engineering Volume 33. Issue B. September 2006. Pp. 1705-1717
- Chen, X.; Li, Y.; Yong, L. (2010). Simulation of irregular wave pressure on perforated breakwaters. Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China, 2010
- CIRIA, CUR, CETMEF. (2007). The rock manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition) (C683). CIRIA, CUR Centre For Civil Engineering and CETMEF, project managed by Nick Bean, CIRIA
- Coastal Engineering Manual. (2005). Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington D.C. 20314-1000
- Díaz, M.; Rodríguez, F.; Plaza, J.C.; Martín, J. (2015). Revisión de las leyes de diseño de diques verticales basada en la instrumentación del prototipo, el modelado físico y el modelado numérico del dique de Botafoc (Ibiza, España). Ponencia de las XIII Jornadas Españolas de Ingenierías de Costas y Puertos. Avilés. 24-25 de Junio de 2015
- EuroOtop (2007). EurOtop: Wave Overtopping of Sea Defenses and Related structures: Assessment Manual. Heft 73. Editors: Pullen T.; Allsop, N.W.H.; Bruce T.; Kortenhaus A.; Schüttrumpf H.; Van der Meer, J.W. Hamburg
- Feys, S.; De Rouck, J.; Medina, J.R. (2009). Design of a new anti-reflective caisson. Master dissertation. Universidad Politécnica de Valencia – School of Civil Engineering. Universiteit Gent – Faculty of Engineering
- Franco, L.; de Gerloni, M.; Passoni, G.; Zaccaroni, D. (1998). Wave forces on solid and perforated caisson breakwaters: comparison of field and laboratory measurements. Proceedings of 26th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, 1998. Pp. 1945-1958
- Franco C.; Franco L. (1999). Overtopping formulae for caisson breakwaters with no breaking 3-d waves. Journal of Waterway, Port, Coastal & Ocean Engineering, vol. 125, no. 2, March/April 1999, ASCE, New York. pp 98-107
- Frigaard P.; Brorsen M. A. (1995). A time-domain method for separating incident and reflected irregular waves. Coastal Engineering. Vol. 24. Pp. 205-215
- Fugazza, M.; Natale, L. (1992). Hydraulic design of perforated breakwaters. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engr., ASCE. Vol. 118, no. 1. pp 1-14
- García Espinel, J.D.; Álvarez García, R.; González Herrero, J.M.; Castro, D. (2015). Glass fiber-reinforced polymer caissons used for construction of mooring dolphins in Puerto del Rosario harbor (Fuerteventura, Canary Islands). Coastal Engineering. Vol. 98, April 2015, pgs 16–25.
- Garrido, J. de M.; Medina, J.R. (2011). Análisis y estimación de la reflexión del oleaje en estructuras marítimas antirreflejantes tipo Jarlan. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia
- Goda, Y. (1969). Re-analyses of laboratory data on wave transmission over breakwaters. Report of the Port and Harbour Research Institute. Vol. 8, No. 3. Sept. 1969
- Goda, Y. (1970). A synthesis of breaker indices. Proc. JSCE, No 180. Pp. 39-49

- Goda, Y. (1985). Random seas and design of maritime structures. University of Tokio Press
- Goda, Y. (2010). Random seas and design of maritime structures. 3rd edition. Advanced Series on Ocean Engineering. Volume 33. World Scientific Publishing
- Gonzalez Madrigal, B. (1999). El mar como acción predominante en las obras marítimas. Modelización. Curso realizado por CEDEX y Puertos del Estado
- Gutiérrez, R. (2005). Ensayos en modelo físico a escala reducida para el análisis de soluciones de cajones de baja reflexión en muelles y diques de abrigo. Informe del CEDEX. Presentación en el Congreso "International Waves 2005". Madrid
- Guy, H.; Lin, P.; Li, Y.; Hsu, T. (2003). Wave characteristics in front of vertical sea-walls. International Conference on Estuaries and Coasts. November 9-11, 2003. Hangzhou, China
- Heijn, K.M. (1997). Wave transmission at vertical breakwaters. Final Report. Delft University of Technology. December 1997
- Hewson, P.J.; Crwaford, A.R.; Walkden, M.J.A. (1998). Effect of aeration on wave impact forces. Proc. 2nd Overall Project Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Naples, Italy. Chapter 1.5a), 5 pp.
- Hofland, B.; Lech Kaminski, M.; Wolters, G. (2010). Large scale wave impacts on a vertical wall. Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China, 2010
- Hotta, S.; Isobe, M.; Izumiya, T. (1984). Breaking criterion on a natural beach. Proc. 31st Japanese Conf. on coastal Eng. Pp. 44-48
- Ijima, T.; Tanaka, E.; Okuzono, H. (1976). Permeable Seawall with Reservoir and the Use of "Warock". Proceedings of the 15th Coastal Engineering Conference, Honolulu, Hawaii, pp. 2623-2642. American Society of Civil Engineers
- Iribarren, R. (1938). Cálculo de diques verticales. M. Bermejillo Usabiaga y Hnos. Pasajes.
- Iribarren, R.; Nogales, C. (1954). Obras marítimas. Oleajes y diques. Ed. Dossat, 1954
- Isaacson, M.; Baldwin, J.; Allyn, N.; Cowdell, S. (2000). Wave interactions with perforated breakwater. Journal Waterways Port Coast. Ocean Eng., ASCE, 126(5). Pp. 229-235
- Jarlan, G.E. (1961). A perforated vertical wall breakwater. Dock and Harbour Authority. Vol. 41. No. 488. pp. 394-398
- Kakuno, S.; Oda, K.; Liu, P.L.F. (1992). Scattering of water waves by vertical cylinders with a backwall. Proc. 23th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE. Pp. 1258-71
- Keulegan, G. H.; Carpenter, L. H. (1958). Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid. Journal of Research of the National Bureau of Standards, vol. 60, No. 5. pp. 423-440
- Kinsman, B. (1965). Wind Waves: Their Generation and Propagation on the Ocean Surface. Prentice-Hall, Inc.; 1st edition
- Kirca, V.S.; Kabdasli, M.S. (2009). Reduction of non-breaking wave loads on caisson type breakwaters using a modified perforated configuration. Ocean Engineering, vol. 36, no. 17-18. Pp. 1316-1331

- Kondo, H.; Sato, I. (1964). A study on the required elevation of breakwater crown. Hokkaido Development Bureau, Civil Engineering Institute. Monthly report 117. Pp. 1-15
- Kondo, H. (1979). Analysis of breakwaters having two porous walls. Proc. Coastal Structures 1979, Vol. 2, pp. 962-977
- Kortenhaus, A.; Oumeraci, H. (1995). Displacement of caisson breakwaters induced by breaking wave impacts. Thomas Telford Publications. Institution of Civil Engineers. Coastal structures and Breakwaters
- Landgren, H. (1986). Development of caisson breakwater technology. PIANC, Bulletin 50
- Liu, Y.; Li, Y. (2011). Wave interaction with a wave absorbing double curtain-wall breakwater. Ocean Engineering Vol. 38. Issue 10. July 2011. Pp. 1237-1245
- Longuet-Higgins, M.S. (1952). On the statistical distribution of the height of sea waters. J. Marine Res., 11, 3, 245-266
- Losada, I. J.; Losada, M. A.; Baquerizo, A. (1993). An analytical method to evaluate the efficiency of porous screens as wave dampers. Appl. Ocean Res., 15. Pp. 207-215
- Martín, F. L.; Vidal, C.; Losada, M. A.; Medina, R. (1995). Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas. Revista Ingeniería del Agua. Vol. 2. Núm. 3. Septiembre 1995. Pp. 37-52
- McBride, M.W.; Allsop, N.W.H.; Besley, P.; Colombo, D.; Madurini, L. (1995). Vertical walls and low reflection alternatives. Results of wave flume tests. Report IT 417. HR Wallingford
- McConnell, K.J.; Allsop, N.W.H.; Flohr, H. (1999). Seaward wave loading on vertical coastal structures. Proc. Coastal Structures 1999, Santander. Pp 447-454, ISBN 90 5809 092 2, publ. Balkema, Rotterdam
- Miche, M.R. (1944). Les digues maritimes de tipe vertical. Sci. Ind. Pp. 23-27
- Morison, J. R.; O'Brien, M. P.; Johnson, J. W.; Schaaf, S. A. (1950). The force exerted by surface waves on piles. Petroleum Transactions (American Institute of Mining Engineers). Vol. 189: pp. 149-154
- Negro, V.; Varela, O. (2000). Technological innovations in the conceptual design of vertical breakwaters. Proceedings of the International Conference Coastal structures'99. Santander, Spain. Losada (ed.). 2000. Balkema, Rotterdam
- Negro, V.; Varela, O.; García, J.; López-Gutiérrez, J.S. (2008). Diseño de Diques Verticales. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Senior
- Negro, V. (2012). Empujes hidrodinámicos sobre diques verticales. Interacción ola-estructura y subpresiones. Ponencia del Curso sobre geotecnia portuaria. CEDEX-UPM. Madrid. Junio 2012
- Negro, V.; López-Gutiérrez, J.S.; Polvorinos, J.I. (2013). Comparative study of breakwater Crown Wall – Calculation Methods. Maritime Engineering Journal. Institution of Civil Engineers (ICE). Vol. 166. Issue MA-1. Pp. 25-41
- Nelson, R. (1997). Height limits in top down and bottom up wave environments. Technical Note. Coastal Engineering. Vol. 32. No. 2-3. Pp. 247-254

- Nikuradse, J. (1933). *Stromungsgesetz in rauhren rohren*. English translation: *Laws of flow in rough pipes*. Technical Report, NACA Technical Memorandum 1292. National Advisory Commission for Aeronautics (1950), Washington, DC.
- Numata, A. (1976). Laboratory formulation for transmission and reflection at permeable breakwaters of artificial blocks. *Coastal Engineering in Japan*. Vol. 19. Pp, 47-58
- Ochi, M.K.; Tsai, C.H. (1984). Prediction of impact pressure induced by breaking waves on vertical cylinders in random seas. *Applied Ocean Research*, Vol. 6. No. 3, pp.157-165
- Oumeraci, H.; Hewson, P. (1997). Tentative recommendations for scaling wave impact loading. Proc. 2nd Task 1 Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Edinburgh, U.K.
- Oumeraci, H.; Allsop, W.; de Groot, M.; Crouch, R.; Vrijling, H.; Kortenhaus, A.; Voortman, H. (1998). Wave impact loading and dynamic response of vertically faced breakwaters. Final Report. Volume I. European Research Project Mast III/PROVERBS. Braunschweig. Germany
- Paape, A. (1960). Experimental data on the overtopping of seawalls by waves. Proc. of the VII Conf. on Coastal Engineering. Delft Hydr. Lab. Publication No. 23. Experimental Hydraulic Research. Delft. Netherlands
- Peregrine, D. H.; Thais, L. (1996). The effect of entrained air in violent water wave impacts. *Journal of Fluid Mechanics*. Vol. 325. October 1996. Pp. 377-397
- Pérez, D.; Correa, M.; Ortega-Sánchez, M.; Clavero, M.; Losada, M.A.. (2010). Pressure distribution on a vertical breakwater: experimental study and scale effects. *Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering*, Shanghai, China
- Peset, L.; Domínguez-Adame, E.; Alonso, E.; Monsó, J.L.; Vázquez, M.; Corrons, A. (2005). Geometrías innovadoras en el diseño de diques verticales: Cajón Apolonio. VIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Art. 103. Sitges, 2005
- PIANC (2003). Breakwaters with vertical and Inclined Concrete Walls. Maritime Navigation Commission. PIANC Report WG 28. International Navigation Association. Brussels, Belgium
- Puertos del Estado. Min. Fomento. Gobierno de España (2005). ROM 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Madrid
- Requejo, S.; Vidal, C.; Losada, I.J. (2002). Modelling of wave loads and hydraulic performance of vertical permeable structures. *Proceedings of 28th Conference on Coastal Engineering*, Wales, United Kingdom. Pp. 249-276
- Ripoll, E.; Pardo, V.; Zarranz, G.; González-Escribá, J.A.; Medina, J.R. (2011). Experiencias españolas en la construcción de diques y muelles de cajones antirreflejantes. XI Jornadas Españolas de Costas y Puertos. 6.6.4. 871-877. Las Palmas. 5-6 Mayo. 2011
- Rodríguez, A.M.; Sánchez, J.F.; Gutiérrez, R.; Negro, V. (2015). Overtopping of harbour breakwaters: a comparison of semi-empirical equations, neural networks, and physical model tests. *Journal of Hydraulic Research*
- Sainflou, G. (1928). *Essai sur les digues maritimes verticales*. Vol. 98, Annales des Ponts et Chaussées, Paris

- Sang-Ho, O.; Chand-Hwan, J. (2013). Change in Wave Pressure at the Front and Rear Walls According to the Porosity of Perforated Caisson Breakwater. ICE Coasts, Marine Structures and Breakwaters. From Sea to Shore - Meeting the Challenges of the Sea. Edinburg
- Sarpkaya, T. (1976). Vortex shedding and resistance in harmonic flow about smooth and rough circular cylinders at high Reynolds numbers. Naval Postgraduate School, Monterey, CA, USA, Report No. NPS-59SL76021
- Sarpkaya, T.; Isaacson, M. (1981). Mechanics of wave forces on offshore structures. New York: Van Nostrand Reinhold, ISBN 0-442-25402-4
- Sarpkaya, T. (1990). On the effect of roughness on cylinders. Proc. 9th Offshore Mech. and Artic Engineering Conference. Feb. 18-22, 1990, Houston, TX, 1(A):47-55
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1978). Wave attenuation of a vertical breakwater with two air chambers. Coastal Engineering in Japan, JSCE, Vol. 21, pp. 63-74
- Schmidt, R.; Oumeraci, H.; Partenscky, H.-W. (1992). Impact loads induced by plunging breakers on vertical structures. Chapter 118. Proceedings of 23rd Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, 1992. Pp. 1545-1558
- Shore Protection Manual. Volume II. (1984). Coastal Engineering Research Center. Department of the Army. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers
- Smit, S.B. (1999). Wave damping characteristics of Dynamic Breakwaters. Master's thesis. Final Report. Delft
- Suh, K.D.; Park, J.K.; Park, W.S. (1995). Wave reflection from perforated-wall caisson breakwater. Ocean Engineering, 26. pp. 177-193
- Suh, K.D.; Park, J.K.; Park, W.S. (2006). Wave reflection from partially perforated-wall caisson breakwater. Ocean Engineering, 33(2), pp. 264-280
- Takahashi, S.; Y. Kotake, R.; Fujiwara, Isobe, M. (2002). Performance evaluation of perforated-wall caissons by VOF numerical simulations. Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering, ASCE. Pp. 1365-1376
- Takahashi, S. (2002). Design of vertical breakwaters. Revised Version 2.1. (July, 2002). Marine Environment and Engineering Department. Port and Airport Research Institute. Nagase, Yokosuka, Japón
- Takahashi, S.; Tanimoto, K.; Shimosako, K. (1994). A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters. Proceedings of International Conference on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbour Construction. pp. 489-504. Port and Harbour Research Institute. Yokosuka. Japan
- Takahashi, S.; Shimosako, K.; Sasaki, H. (1991). Experimental study on wave forces acting perforated wall caisson breakwaters. Port and Harbour Research Institute, Vol. 30, No. 4. Yokosuka, Japan
- Tanimoto, K.; Takahashi, S.; Kimura, K. (1987). Structures and hydraulic characteristics of breakwaters. The state of the art of breakwaters design in Japan. Report of Port and Harbour Research Institute

- Tanimoto K.; Yoshimoto Y. (1982). Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front wall. Report of the Port and Harbour Research Institute. Vol 21, 3. Yokosuka. Japan
- Vázquez, M., Negro, V., López-Gutiérrez, J.S., Monsó, J.L. (2016). Evaluation of wave loads on a new type of perforated caisson. Maritime Engineering Journal. Institution of Civil Engineers (ICE). Volume 169. Issue 3. September 2016. Pp. 124-139
- Vázquez, M.; Negro, V.; Monsó, J.L., López-Gutiérrez, J.S. (2014). Analysis of the Performance of Caissons with a Yard and Cylindrical Geometry as a Breakwater. ICE Coasts, Marine Structures and Breakwaters. From Sea to Shore - Meeting the Challenges of the Sea. Edinburg . pp 275 – 284
- Vázquez, M. (2005). Cajón antirreflejante con patio interior. Presentación en las III Jornadas del Comité de Jóvenes Portuarios de la Asociación Técnica de Puertos y Costas -ATPYC. Palma de Mallorca, 2005
- Zhu, S.T.; Cwang, A.T. (2001). Investigations on the reflection behaviour of a slotted seawall. Coastal Engineering. Vol. 43, Issue 2, pp. 93-104

APÉNDICE 1. Índices de calidad

APÉNDICE 1. Índices de calidad

[Home](#) > [Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering](#) > [List of Issues](#) > Volume 169, Issue 3

Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering

ISSN 1741-7597 | E-ISSN 1751-7737

Maritime Engineering publishes technical papers relevant to civil engineering in port, estuarine, coastal and offshore environments.

Relevant to consulting, client and contracting engineers as well as researchers and academics, the journal focuses on safe and sustainable engineering in the salt-water environment and comprises papers regarding management, planning, design, analysis, construction, operation, maintenance and applied research. The journal publishes papers and articles from industry and academia that conveys advanced research that those developing, designing or constructing schemes can begin to apply, as well as papers on good practices that others can learn from and utilise.

Awards: Each year, the paper rated best by the Editorial Panel is given the ICE's prestigious [Halcrow Prize](#).

[Editorial panel](#)

Key: Open access content Subscribed content Free content Trial content

Evaluation of wave loads on a new type of perforated caisson

- 1 Miguel Vázquez** MSc Civil Engineer
Dragados, S.A. Technical Directorate, Marine Works, Madrid, Spain
(corresponding author: m vazquezr@dragados.com)
- 2 Vicente Negro** PhD
Associate Professor, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain

- 3 José Santos López-Gutiérrez** PhD
Assistant Professor, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain
- 4 José Luis Monsó** PhD
Associate Professor, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC),
Barcelona, Spain; Senior Advisor, SENER, Basque Country, Spain

A new type of perforated breakwater has been tested combining the advantages of cylindrical geometry with stepped wave energy dissipation. Thus, the new type of caisson implies a significant reduction of maximum wave forces, as well as loads transmitted to the foundation in comparison with conventional vertical breakwater and other types of perforated caissons. Starting from a brief description of the model and test results, this paper describes the development of a methodology for the estimation of maximum wave loads on this type of breakwater, in order to become a generalisable tool for predesign purposes. Construction and installation constraints of this new type of caisson are also assessed. These need to be taken into account in order to keep some advantages from the proposed design, while noting the key factors from a practical point of view.

Notation

A	orbital amplitude of the wave movement
B	chamber width
B_{eq}	width of rubble berm, averaged over height of berm (h_b)
B^*	relative berm width (McConnell)
B/L	relative chamber width
C_d	drag coefficient
C_e	effective drag coefficient
C_M	inertia coefficient, $C_M = 1 + C_m$
C_m	added mass coefficient
D, D_{front}	cylinder's diameter in the front wall
d	water depth over berm in front of the caisson
d'	water depth inside the caisson chamber
E'	incident wave energy per unit length
F_{calc}	estimated horizontal wave force according to the predictive model for this new type of caisson
F_{conv}	peak horizontal wave loads in a conventional vertical wall
F_d	drag force
$F_{h+ve \max}$	maximum horizontal wave forces on the structure
$F_{h-ve \max}$	maximum seaward wave forces on the structure

F_i	inertia force
F_{inn}	peak horizontal wave loads in the present innovative caisson
F_R	Froude number
F_{slid}	sliding safety factor
$F1_{h+ve}$	horizontal wave forces on the front cylinder
$F1_{h-ve}$	seaward wave forces on the front cylinder
$F2_{h+ve}$	horizontal wave forces on the rear cylinder
$F2_{h-ve}$	seaward wave forces on the rear cylinder
G	width of the gap between adjoining cylinders in the front wall
g	gravity acceleration (9.81 m/s^2)
H or H_{reg}	regular wave height
H_b	wave height at breaking
H_D	design wave height
H_i	incident wave height
H_{max}	maximum regular wave height tested
H_s	significant wave height
H^*	relative wave height
H'	arithmetic mean wave height
H/L	wave steepness
$H_{1/250}$	mean of the 4% largest wave heights

h, h_s	water depth in front of the structure
h_b	rubble berm height
h^*	relative berm height
h_s/L	relative water depth
K	relative roughness
KC	Keulegan–Carpenter number
k_s	equivalent sand diameter
L	wavelength at toe of the structure
$M_{+ve \max}$	maximum overturning moment due to wave forces
$M_{-ve \max}$	maximum seaward overturning moment
n	area porosity
n_{cil}	number of cylinders in the front wall
n_{gap}	number of gaps in the front wall
$p(H)$	probability density function of wave height
q	mean rate of random wave overtopping
$q_0(H T)$	overtopping rate by regular waves with height H and period T
R^2	regression coefficient
Re	Reynolds number
T	regular wave period
U	horizontal particle velocity
$U_{\max}$	maximum horizontal wave velocity
v	velocity
β	frequency parameter, according to Sarpkaya (1976)
γ	relevant partial load factor
λ	scale factor
μ	coefficient of static friction
ρ_w	water density: $1.025 \text{ t/m}^3 = 10.06 \text{ kN/m}^3$
σ	bearing pressures transmitted to the foundation
ν	kinematic viscosity of water
Φ	coefficient of cylinder density
Φ_c	internal friction angle

1. Introduction

Perforated caissons, as well as other innovative alternatives to classical vertical wall breakwaters, have been developed under different approaches over the last decades. Usually new structure types pursue reduction in wave forces, which implies, as a major advantage, lower loads transmitted to foundations. In addition, short-duration impact loads have been demonstrated in some cases as the key factor leading to breakwater failures. This fact, among others, was dealt with in the report of the International Navigation Association (Pianc) working group 28 (Pianc, 2003), where four breakwater failures (within a set of 14 existing breakwaters under study) were reported due to smaller waves than design waves.

The decrease in wave reflection is another objective, in this case for functional reasons, strongly linked with the performance of the breakwater against wave action.

Conceptually, the first endeavour is focused on the evaluation of the reduction in pressures transmitted to the foundation

for a new type of caisson. This reduction is driven by two main contributions: the structure's dead weight and limited maximum wave loads.

Two main factors may be highlighted as the key design features of this new type of caisson: cylindrical geometry in the perforated front wall and a single open chamber. Derived from these features are the advantages regarding hydraulic performance: reduction in maximum wave pressures in the front wall, stepped incident wave energy dissipation (dividing the impact on the structure between front and rear walls, lagging them in time) and wave energy dissipation due to turbulence within the chamber itself.

In this paper, first, reductions in loads transmitted to the foundation are briefly summarised according to specific physical model tests. Then, the development of a new model for wave load predictions is presented. For this purpose, the results from previous reference works are taken as a starting point, in order to focus on those descriptive variables that may lead to more relevant conclusions. Potential scale effects are also discussed and evaluated and, finally, major constructive and installation constraints are identified. Thus, further minor design adaptations could be adopted to enhance the practical applicability of this new breakwater type for different locations.

2. Brief description of the new type of caisson

The work is based on a physical model test campaign which Dragados, S.A., the new product's owner, undertook in the Barcelona Applied Hydrodynamics Institute's (INHA) laboratory in co-operation with the Universidad Politécnica de Madrid, the Universitat Politècnica de Catalunya and the International Centre for Numerical Engineering Methods (CIMNE).

Figure 1. Conceptual picture of the caisson

The innovative type of caisson (Figure 1) consists of two vertical, parallel, cylinder walls separated from each other, shaping a chamber between them.

As with other types of perforated caissons, the front wall is partially porous. The front cylinders are separated so that some of the incident wave energy can pass through the gaps. This wave energy is then dissipated both in the caisson chamber and on the rear wall, which is also formed by separated vertical cylinders. The rear wall may likewise be discontinuous (as the front wall) or continuous (with plane walls connecting adjoining cylinders), as is the case in the present research.

Both walls are made of reinforced hollow cylinders, which are filled with granular materials (sand or gravel). The thickness of the cylinders' walls may range from 0.40 to 0.45 m. Indeed, the thickness may be conditioned by the filling process of the cylinders, as will be discussed later when assessing the construction constraints. The cylinders are closed at the bottom and top ends with 2.00 m thick mass concrete plugs.

Every cylinder is braced at the top and bottom against the cylinder of the opposite wall. So the distance between centre lines of adjoining cylinders must therefore be the same in both walls. In addition, all the cylinders in the front wall must be braced at top and bottom. The top and bottom tie beams connecting the cylinders can be prefabricated (prestressed concrete beams) but they may also be constructed and connected to cylinders during the caisson fabrication.

Caissons must have a modular design to be manufactured with the current construction techniques. Specifically, the caisson can be adapted to be built in a floating dock with a sliding formwork technique. Caissons with seven front and seven rear cylinders have been constructed under such conditions, with a distance of 7 m between the centres of adjacent cylinders in both walls, so the total length of the caisson is close to 49 m, since the diameter of the back cylinders is 6.25 m. This is compatible with the capacities of the majority of current floating docks. However, the caisson width, which is a major parameter in hydraulic performance since it defines the dimension of the chamber, is also highly constrained by the usual capacities of floating docks, and it has been taken into account in the model tested.

This is a complex system and so effort should not be focused on seeking an absolute optimum but on a validation of the new type, identifying the most influential variables. For this purpose, initial values were adopted within the usual ranges for key geometrical parameters according to scientific literature, mainly the works by Takahashi (2002) and Takahashi *et al.* (1991, 1994) and those referred to by Oumeraci *et al.* (1998) in the European Union 'Proverbs' project. Owing to the

specific design based on cylindrical elements, some concepts will be specifically adapted. First the 'coefficient of cylinder density' (Φ) of the front perforated wall can be defined as follows

$$1. \quad \Phi = \frac{n_{\text{cil}} D}{(n_{\text{cil}} D) + (n_{\text{gap}} G)}$$

where D is the cylinder's diameter in the front wall, G is the width of the gap between adjoining cylinders in the front wall, n_{cil} is the number of cylinders in the front wall and n_{gap} is the number of gaps in the front wall. This factor is equivalent to the wall density concept, complementary of wall porosity (n) for perforated caissons. So for the sake of clarity, Φ is used here instead of $(1-n)$, noting also that it refers to cylindrical and not plane geometry.

Another reason for the use of this density concept Φ instead of the classical porosity is due to the evaluation of the blockage effect of the structure as it is dealt with by Chakrabarti (1994) in the discussion of scale effects in the Appendix at the end of the paper, in order to be consistent with other existing studies on the influence of a group of vertical cylinders.

Thus, the front wall was tested with three different cylinder diameters: 5.00, 4.70 and 4.50 m, in order to evaluate the influence of the gaps' width on wave loads. Thus, Φ , defined according to Equation 1, ranged from 0.64 to 0.71 (i.e. equivalent values from 0.36 to 0.29 of the porosity concept for perforated vertical walls).

The back cylinders were predesigned with a diameter of 6.25 m, with 0.75 m wide vertical walls connecting adjoining cylinders. The chamber width (B) has ranged from 14.98 to 15.32 m, performing as a large space for wave energy dissipation. There are two main reasons for this chamber width range. First, it is compatible with the usual floating docks' capacities for the construction of caissons; second, the rate B/L (relative chamber width) is in the range $0.10 < B/L < 0.20$. Values of B/L close to 0.20 have been proved to be around the optimum for reducing wave loads and reflection coefficient in front of the structure in other tests – both with regular and irregular waves – for perforated caissons with single- or multi-chamber systems. Ijima *et al.* (1976) have shown a minimum of reflection coefficient when B/L is close to 0.20, as was also proved by Sawaragi and Iwata (1978) and by Tanimoto and Yoshimoto (1982). Allsop (1995) evaluated the performance of the reflection coefficient in a wide range of B/L , for porosities ranging from 14 to 28%, a single chamber and a solid back wall, resulting in the lowest reflection coefficients at $B/L \approx 0.25$, while the highest reflections are expected at $B/L \approx 0.50$. Bergmann and Oumeraci (2000) compared both reflection coefficients and loads transmitted to the structure for single- and multi-chamber caissons and different wall porosities, finding

that multi-chamber caissons are more efficient at reducing wave reflection than single-chamber caissons for a wider range of wave periods, and minimum values of reflection coefficient and wave loads when B/L is close to 0.20. Zhu and Chwang (2001) developed physical model tests with regular waves in order to validate their analytical models, and the results showed a minimum value of reflection coefficient for B/L close to 0.20, increasing as the immersion of the front wall decreased. Kirca and Kabdasli (2009) tested a perforated caisson with two chambers divided by a horizontal diaphragm, with different porosities of the front wall and with regular and irregular wave series, showing that this type of caisson can lead to a reduction in wave forces up to 30–40% when $0.20 < B/L < 0.30$. The aforementioned are listed just to provide some relevant examples. On the other hand, cases where B/L values are close to 0.10 also need evaluation because they may be bound by constructive capacity constraints.

The caisson's foundation level was -20.00 m, with sea water level (SWL) at ± 0.00 m; it was placed on a 2.00 m thick embankment. The embankment extension in front of the caisson was 6.00 m wide while the seabed level was modelled at -22.00 m.

Finally, the crown wall is located above the rear wall being the crest freeboard $+8.40$ m, while the top of the front cylinders is at $+3.00$ m.

3. Test methods

3.1 General description

The instrumentation system was designed to record not only peak spatial pressure distributions on the different surfaces of the structure but also load time and duration distributions (impact rise time and load duration). Therefore, extreme care was taken in measuring phase lags between forces (horizontal and vertical).

Tests were undertaken at the INHA's wave flume (two dimensional) in Barcelona, applying the Froude similarity for a scale of 1:25. The flume bathymetry had a single slope of 1:67. In the following, inputs and results are presented in prototype terms unless otherwise stated.

Tests were performed in a 52 m long, 1.8 m wide, 2 m deep flume equipped with a piston-type wave generator. During the tests, water depth at the paddle was 1.50 and 0.88 m in front of the breakwater's model (so water depth is 22 m for the prototype). The maximum non-breaking wave that can be generated is 0.60 m at model scale (15.00 m at prototype scale) for the range of tested wave periods. Wave absorption systems were placed at both the rear of the actuator and at the front of the flume. The Awasy software (Aalborg University) was used both for wave generation and real-time absorption of reflected waves.

The model was instrumented with 24 pressure sensors fitted at different points on the structure, apart from two load cells at the base of two of the cylinders (one front and one back) facing each other. These cells are able to measure horizontal and vertical forces while pressure sensors are used to determine wave pressure distributions along the cylinders. The overtopping was measured by installing collector chutes behind the rear wall (Figures 2 and 3).

3.2 Test wave conditions

Waves generated were regular in order to be able to analyse parametrically the hydraulic performance.

For the first stage ($D_{\text{front}} = 5.00$ m), a total of seven regular wave heights (H) were tested between 4.0 and 11.6 m in a prototype (0.16 – 0.46 m in a model) and periods between 7.5 and 12.5 s (1.5 – 2.5 s in a model). In the second phase ($D_{\text{front}} = 4.50$ and

Figure 2. Test model: front view

Figure 3. Test performance

Parameter	Parameter definition	Value range tested	Situation according to 'Proverbs'	Type of wave loading in vertical breakwaters according to 'Proverbs'
Relative berm height	$h^* = h_b/h_s$	0.09	$h^* < 0.30$	Vertical breakwater
Relative wave height	$H^* = H_s/h_s$	$0.18 \leq H^* \leq 0.56$	$0.18 \leq H^* \leq 0.35$: small waves $0.35 \leq H^* \leq 0.56$: large waves	Quasi-static wave loads Impact loads
Relative berm width	$B^* = B_{eq}/L$	$0.05 \leq B^* \leq 0.09$	—	—

Table 1. Type of wave loadings during the tests

4.70 m), a total of five wave heights were tested between 6 and 11.5 m in a prototype (between 0.24 and 0.46 m in a model), and periods between 7.5 and 12.5 s in a prototype (1.5–2.5 s in a model).

Wave conditions were chosen to avoid plunging breaker conditions, as shown in Table 1. Thus, it is possible to assess the performance of the new solution compared with a conventional vertical breakwater in the same location with classical models: Goda (1985) for positive forces and McConnell *et al.* (1999) or Sainflou (1928) for negative (seaward) forces.

That is, the wave conditions tested would correspond to quasi-static wave loads since regular wave conditions have been modelled. Accordingly, hereafter, predictive models based on quasi-static wave loads on vertical breakwaters are used for comparison. In any case, there were a number of series with $H_{reg}/h_s \geq 0.50$, and indeed short-duration impact loads were recorded in some cases.

4. Test results

4.1 Overtopping results

As described by Pullen *et al.* in the Eurotop manual (EurOtop, 2007), wave overtopping is a dynamic, discontinuous process and it is primarily governed by individual wave heights relative to the crest freeboard of the seawall.

Since these tests have been carried out with regular waves, and commonly accepted overtopping models are developed from random waves, it is necessary to 'translate' the results from the regular pattern to the equivalent situation with irregular waves.

When a set of laboratory records on the rate of overtopping q_0 by regular waves with various combinations of heights and periods is available, an approximate value of the mean rate of random wave overtopping (q) can be estimated with the following formula by Goda (2010)

$$2. \quad q \approx \int_0^{\infty} q_0(H|T)p(H)dH$$

where $q_0(H|T)$ is the overtopping rate by regular waves with height H and period T ; $p(H)$ is the probability density function of wave height.

As regards the probability density function, the Rayleigh distribution can be used. According to Goda (2010), Equation 2 gives reasonably good approximations compared with the results of direct measurements with irregular waves in the laboratory for vertical walls in intermediate and deep waters, resulting in every case that $q > q_0$, as was first evaluated in experimental tests by Paape (1960). This approach is only valid when the influence of wave period between different situations is small or negligible.

In Figure 4, tests' overtopping results are shown for two scenarios of the front cylinder diameters. These overtopping values have been modified according to Equation 2 in order to show the equivalent values for random waves. Furthermore, the results should be considered for estimation purposes only since the different wave heights were tested with different periods, and therefore the equivalence may not be very accurate.

The initial crest freeboard relative to SWL was +8.40 m. The overtopping rates have been compared with those predicted

Figure 4. Overtopping comparison. Crest freeboard relative to SWL +8.40 m

by Franco's model (Franco & Franco, 1999) for vertical wall breakwaters and the same crest level.

For the equivalence of wave heights, $H_{\text{reg}} = H = H'$ was adopted (in which H is the regular wave height in tests; H' is the arithmetic mean wave height of the storm) and the usual relations between representative wave heights according to the Rayleigh distribution

$$3. \quad H_s \approx 1.60H'$$

$$4. \quad H_{\text{max}} \approx 1.80H_s$$

Thus, for the estimation of q in Equation 2, the overtopping records for every wave height tested (q_0) were used as well as the probability density according to the Rayleigh distribution, that is the values of $p(H/H')$, while for Franco's formula H_s values have been taken according to Equation 3.

Other equivalences could be used for this comparison, for example $H_{\text{reg}} = H_s$ or $H_{\text{reg}} = H_{\text{max}}$. In these cases, the resulting values of q would be modified both in the estimation of equivalent random wave overtopping for this perforated caisson and also for the vertical type because the input values of H_s for Franco's formula should be modified accordingly. So these results should be considered for relative comparison purposes only rather than for an accurate quantitative evaluation of overtopping rates (Figure 4).

To obtain random waves' overtopping rates of the same order of magnitude according to the procedure described above, the crown wall height for vertical breakwaters should be around +15 m level.

4.2 Comparative summary of wave loads and bearing pressures transmitted to the foundation

The following results were drawn up on the basis of measuring wave forces at design critical instants, which correspond with the maximum horizontal wave forces both in the wave direction ($F_{h+\text{ve max}}$) and the seaward direction ($F_{h-\text{ve max}}$). Similarly, maximum overturning moments in both directions are shown. Although maximum horizontal forces and maximum moments do not happen exactly at the same time, this assumption is not far from the reality. Thus, adopting these values simultaneously keeps the calculation on the side of safety, since this involves maximum eccentricity and, thus, pressures transmitted to the foundation.

There are other critical instants regarding structural viability of the caisson, which are those with maximum values of

$F1_{h+\text{ve}} + F2_{h-\text{ve}}$ and vice versa, corresponding to maximum compressive and tensile stresses in the top connection beams between front and rear cylinders. This issue is not addressed in this paper since it has no geotechnical implications.

It is worth mentioning that horizontal wave loads and moments were measured by the load cells fitted, respectively, at the base of the front and rear central cylinders and checked by the approximate integration of records of pressure sensors along the cylinders at every instant.

The worst configuration regarding maximum wave forces and moments was the case with $D_{\text{front}} = 4.50$ and 2.50 m gaps between adjacent cylinders. Additionally, wave forces were recorded in three different configurations regarding the front tie beam at the top of the cylinders: at +3.00 m, at -6.00 m and with no front tie beam. The influence of this element of the design is considered later in Equation 7.

An approximate comparison with a conventional caisson is made, using Goda (1985) and Sainflou (1928) models for positive and seaward forces, respectively.

The same caisson foundation level (-20.00 m), embankment extension in front of the structure (6.00 m) and seabed level (-22.00 m) are supposed for comparison of both types. For the vertical type, a 26.00 m wide caisson is adopted with crown wall top at +15.00 m, which has been proved as the freeboard for similar random wave overtopping rates.

Figures 5–8 correspond to the aforementioned design critical instants (Tables 2 and 3).

4.3 What arises from these results?

The results have shown a consistent pattern at the comparison of loads with conventional vertical walls, and evaluation of

Figure 5. Comparison of maximum horizontal wave forces on the structure

Figure 6. Comparison of maximum moments on the structure

Figure 7. Comparison of maximum seaward wave forces on the structure

Figure 8. Comparison of maximum seaward moments on the structure

practical consequences is first based on the assessment of relations between maximum horizontal forces in both directions: $F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max}$.

H : m	T : s	Maximum horizontal wave forces: %	Maximum moments: %
6.0	7.5	56	75
7.5	8.5	52	80
9.0	9.5	60	86
10.0	11.5	55	86
11.5	12.5	63	86

Table 2. Reduction (%) of maximum horizontal forces and moments on the structure

H : m	T : s	Maximum seaward horizontal wave forces: %	Maximum seaward moments: %
6.0	7.5	74	79
7.5	8.5	64	74
9.0	9.5	62	70
10.0	11.5	63	71
11.5	12.5	50	76

Table 3. Reduction (%) of maximum seaward forces and moments on the structure

From the analysis of this parameter, major differences are raised in the performance referred to in ‘Proverbs’ for vertical breakwaters: in the case of conventional caissons, for relative depths $h_s/L < 0.25$, negative (net seaward) forces may be higher than positive (net landward) forces for most wave steepnesses; for small relative wave heights ($H_s/h_s < 0.3$), there is a small possibility that negative forces may exceed positive forces ($F_{h-ve\ max}/F_{h+ve\ max} > 1$). While this situation occurs for the majority of the cases, in deeper water conditions, $H_s/h_s < 0.2$.

However, that pattern does not occur for this perforated type of caisson, where positive forces are greater than seaward forces in almost all cases tested (Figure 9), regardless of the value of the H/h_s parameter.

Viewing the results in terms of reduction in forces and moments compared with a conventional caisson, the capacity of the structure to resist sliding needs to be evaluated, since the dead weight of this type of caisson is also much smaller. For example, for a 49 m long caisson of this new type, the resulting dead weight is slightly $> 19\ 000$ t (including reinforced concrete and fill inside the cylinders). In addition, the dead weight of the crown wall is close to 3250 t, so it results in a dead weight of some 22 350 t and some 455 t/m. This means a significant reduction in stabilising loads compared with a conventional massive caisson (with a total dead weight of some

Figure 9. Relation between $F_{h-ve \max}$ and $F_{h+ve \max}$

56 000 t during service life, including all the elements) and therefore sliding resistance evaluation is needed initially to validate the viability of this solution.

The Spanish *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias* (ROM) standard (Puertos del Estado, 2005) establishes the sliding evaluation according to the resulting sliding safety factor (F_{slid}), defined as

$$5. \quad F_{\text{slid}} = \mu \frac{\Sigma V}{\Sigma H}$$

where μ denotes the coefficient of static friction between the caisson and the embankment, with $\mu = \tan(\Phi_c)$ and Φ_c being the internal friction angle within the contact surface. In addition, in Equation 5 ΣV and ΣH represent the total vertical and horizontal design loads (i.e. the characteristic values have been multiplied by their relevant partial load factor γ).

According to the maximum wave loads recorded during the tests and assuming $\mu = \tan(32^\circ) = 0.62$, the sliding safety factor for this new type of caisson results in $F_{\text{slid}} = 1.41$ (greater than the minimum prescribed by ROM standard, which is 1.30). In addition, for the characteristic values of the loads, $\Sigma H/\Sigma V = 0.25 < 0.40$, which is another usual requirement in other standards for sliding resistance evaluation in gravity base foundations.

Finally, in the initial calculations, an analytical estimation of maximum bearing pressures transmitted to the foundation (σ) is included below, in order to validate whether this breakwater type actually represents a major reduction in this regard, both for wave direction (+ve) and seaward (–ve) direction.

H/h	+ ve: %	– ve: %
0.27	37	44
0.34	42	45
0.41	50	45
0.45	54	48
0.52	58	53

Table 4. Reduction (%) of maximum bearing pressures (σ) transmitted to the foundation

Figure 10. Comparison of maximum bearing pressures transmitted to the foundation

A summary of the comparison with respect to a vertical breakwater solution is included in Table 4 and Figure 10. The results are shown with reference to the dimensionless

parameter H/h . Similarly to the sliding evaluation, all the loads are included in the calculation of bearing pressure, not just the contribution of wave actions.

To conclude, the reductions in wave loads on the structure lead to significant reductions of pressures transmitted to the foundation, while this fact does not undermine the capacity of the structure to resist sliding.

The results are consistent and show a regular pattern in terms of horizontal wave forces, moments and loads transmitted to foundations, both for positive and seaward directions.

5. What are the proper tools to predict the performance of this new type of caisson?

The obvious difference of this new type of caisson leads to substantial deviations of loads compared with vertical breakwaters. Related to cylindrical geometries, Morison *et al.* (1950) established the calculation model of wave forces on isolated cylinders. This formula and all of the models derived from the work of Morison *et al.* (1950) – Chakrabarti (1994, 2005), Keulegan and Carpenter (1958), Ochi and Tsai (1984), Sarpkaya (1976) and Sarpkaya and Isaacson (1981) – are applicable to isolated vertical cylinders or groups of cylinders, but they do not deal with the case of a breakwater with a chamber. So they seem not to be directly applicable to predict total wave forces on this new type of breakwater and thus, a new parametric experimental approach is needed. However, they need to be taken into account to assess some potential scale effects, as discussed later.

For studies in specific locations, preliminary analysis must be carried out in terms of a set of governing parameters but also based on constructability constraints. The final design should be validated through physical model tests. Nevertheless, this study has led to a number of preliminary conclusions that are useful for potential applications of this breakwater type.

The first point is the definition of the domain in which the tests were carried out, in terms of three key parameters: the coefficient of cylinder density (Φ), the relative wave height (H/h) and the relative chamber width (B/L).

For these tests Φ ranged from 0.64 to 0.71. According to Akily *et al.* (2004), for $\Phi \leq 0.5$ it may be deemed that the front cylinders no longer interact, leading to a significant increase of the incident energy in the rear wall in that situation, losing some of the benefits of the solution. Conversely, high values of Φ can cause a blockage effect (produced by the mass of water ‘retained’ in front of the caisson), increasing wave loads in the front perforated wall.

Regarding the performance in terms of relative wave height, Figure 11 shows the maximum horizontal loads for this

perforated caisson normalised by those from an equivalent conventional caisson previously described, similar to that of Takahashi *et al.* (1991) for perforated vertical walls. For every case in the present work, $d'/d = 1.00$ and $d/h = 0.91$. The reductions, in terms of the rate in maximum horizontal wave loads between the present perforated caisson (F_{inn}) and conventional vertical wall (F_{conv}), are larger than those evaluated by Takahashi *et al.* (1991) for other perforated caisson types. Here it is about 0.40, while this rate in the tests of Takahashi *et al.* (1991) ranged approximately from 0.80 to 0.60.

The performance tends to be similar for the wide range of H/h values tested, typically from 0.15 to 0.55 (Figure 11).

Additionally, a similar pattern occurs in terms of the dimensionless parameter B/L , which ranged approximately from 0.10 to 0.20 in this study (Figure 12).

Figure 11. Maximum wave force rates between the innovative and conventional vertical wall caissons

Figure 12. Maximum wave force rates between the innovative and conventional vertical wall caissons in terms of B/L

In conclusion, when $H_D/h < 0.55$, a rate of $B/L \approx 0.15$ will lead to a reduction in maximum wave forces according to $F_{\text{inn}}/F_{\text{conv}} \approx 0.40$. Regarding the comparison in bearing pressures transmitted to foundations with respect to a conventional caisson, results are shown in Table 4 and Figure 10, with larger differences between types as the incident wave height increases. Thus, while in the absence of waves the reduction in pressures transmitted to the foundation is about 25%, the reduction is above 50% for the higher storm waves tested.

Once the ranges of the key parameters have been defined, the next step is the identification of the variables that may govern total positive wave forces. One principal variable has been detected for this purpose: the incident wave energy per unit length (E'), described as

$$6. \quad E' = \frac{\rho g}{2} \left(\frac{H}{2} \right)^2 L$$

In a formal way, E' is expressed in kJ/m when ρg is entered in kN/m³. Furthermore, the second expression in Equation 6 can also express a force in kN, and be used as a descriptive variable of the wave forces against the cylinders.

To be scaled with the width of the structure and obtain the forces per unit length, the second expression in Equation 6 needs to be affected by a factor $1/D_{\text{front}}$ (D_{front} being the diameter of the front cylinders). In addition, the wave energy term needs to be affected by another correction factor which, in turn, depends on two dimensionless variables: H_i/h and B/L . These factors have exponential adjustments according to the test

results. So the resulting model shows a predictive performance as shown in Figure 13, which conforms to a model as follows

$$7. \quad F_{\text{calc}} (\text{kN/m}) = a \frac{1}{D_{\text{front}}} \frac{\rho g}{2} \left(\frac{H_i}{2} \right)^2 L e^{(b \cdot H_i/h + c \cdot B/L)}$$

The values of a , b and c factors depend on the configuration of the tie beam which braces the front cylinders against each other at the top of the caisson. This beam is needed for structural reasons, but its elevation with reference to the water level may be decided by the designer.

As explained previously, three configurations of this front beam were tested. Assuming in Equation 7 that $\rho g = 10.06$ kN/m³, then a , b and c factors are as shown in Table 5 according to the test results.

The values of a , b and c factors from Table 5 reflect some variation with the elevation of the front tie beam, while these values are completely different when the beam is not installed.

Nevertheless, Equation 7 shows a similar performance for the three cases. Figure 13 shows the results and tendency lines of adjustment for each case when the model is compared with the test results.

The previous model can be used for predesign purposes in cases where Φ (or the porosity) of the front wall is within the range of these tests.

Finally, the analysis for irregular waves would remain homogeneous with the aforementioned Equation 7, simply by using

Figure 13. Performance of the proposed F_{calc} predictive model

Elevation of the front tie beam*	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
– 6.00	1.26	– 3.77	– 1.41
+ 3.00	1.43	– 3.90	– 1.47
No tie beam	12.94	– 6.81	– 10.88

*Still water level at ± 0.00 m

Table 5. Factors *a*, *b* and *c* as a function of the configuration of the front tie beam at the top of the cylinders

$H_d = \min(H_{1/250}, H_b)$ instead of H_i . However, in that case, values of factors *a*, *b* and *c* would need to be evaluated again.

6. Discussion of potential scale effects

Pressure law distribution (and therefore resulting forces) along a vertical slender cylinder subjected to a steady flow depends on the Reynolds number (Re), defined as

$$8. \quad \text{Re} = \frac{UD}{\nu}$$

where *U* is the horizontal wave velocity, *D* is the cylinder diameter and ν is the kinematic viscosity of water. So due to the application of Froude's similarity, there exists a distortion in the Re between the model and the prototype.

Furthermore, the problem requires the definition of the inertia and drag coefficients (C_M and C_d) both for the model and the prototype, since these coefficients affect the estimation of inertia and drag forces. Thus the problem consists of the estimation of $C_M^{\text{prot}}/C_M^{\text{mod}}$ and $C_d^{\text{prot}}/C_d^{\text{mod}}$. However, complexity increases as the structure itself leads to an increase in wave height in front of the caisson, which also affects the values of C_M and C_d . Furthermore, C_d and C_M show high variability in the vicinity of $\text{Re} \sim 10^5$, which is the case of the authors' model.

In addition, there are several curves of C_d against Re as a function of the Keulegan–Carpenter number (KC, which is the rate between the orbital amplitude of the wave and the diameter of the cylinder), which were described by Sarpkaya (1976). Chakrabarti (1994) developed guidance on how C_d should be modified according to Φ variations for different values of Re owing to the blockage effect due to the presence of the structure. Finally, the use of relative roughness concept (*K*), as it was defined by Nikuradse (1933), must be adapted to the authors' problem.

On the basis of what is mentioned above, the discussion of these scale effects is included at the end of the paper as an

Appendix. In conclusion, relative roughness factor (*K*) and the variability of C_d with Φ stand as the most influential variables in the estimation of potential scale effects, in those cases where drag forces become increasingly relevant. So it is advisable to perform specific physical tests for each particular project in which similar caissons are adopted, specifically tests with large ranges of Φ and roughness.

The use of freshwater in the tests is another issue to be assessed regarding the potential scale effects, due to the difference in density and also due to the fact that air behaves differently in the model than in seawater. The latter effect is related to water aeration affecting the results in peak pressure values. Bullock *et al.* (2000) in the University of Plymouth have shown that the freshwater peak pressure values were about 10% higher than those for seawater. However, when the rise time of an impulse was taken into account, the impulse, or the impulsive loading, on the model breakwater was of the same order. So these scale effects do not seem to alter the tests' key conclusions significantly.

7. Potential adaptations to key construction constraints

The caisson is designed to be built using the floating dock construction technique (Figure 14) – that is, with the use of sliding formworks – and it has been designed to be towed and installed taking advantage of its own buoyancy conditions.

The main constraint for the construction viability is the available draught at the construction quay. The bottom slab can be continuous or not (as it is in the model tested). The former involves higher stability during buoyancy stages (towing and installation) but a larger draught is needed during fabrication. The latter slab configuration may be preferable for the following reasons.

- There is sufficient safety margin for buoyancy stability if the caisson is wide enough. Buoyancy stability is evaluated in terms of metacentric height (GM) and it is usually required to be larger than 0.50 m (higher values can be required for some marine operations in non-sheltered areas).
- The previous requirement involves caisson widths compatible with current floating docks' capacities and also values of *B/L* near the optimum for standard storm wave conditions.
- The dynamic uplift pressure decreases as the porosity of the bottom slab increases. In the model tested, the bottom slab is simply formed by the bottom of the cylinders (Figure 1). However, the beams at the bottom that brace one cylinder against the cylinder of the opposite wall may be modified in order to be part of the bottom slab as well.

Figure 14. Construction of caissons with a floating dock (source: Dragados and DRACE)

In the case of a continuous bottom slab, uplift pressures may be relevant to stability evaluation due to the reduced weight of the caisson. In that case, it would be necessary to conform cells to be filled up to some level in order to gain enough weight, similar to conventional gravity caissons; and thus, the lower part of the shaft would be closed through the perimeter of the caisson (i.e. with connection walls between adjacent cylinders up to some level). In this case, the d'/d parameter would change from the current test conditions, where $d'/d = 1.00$, and the wave loads could change accordingly.

In case of strong constraints in existing draughts in the construction quay, it could also be possible to use the pontoon of the floating dock's own buoyancy until caisson launching, towing the floating dock-caisson assembly to a place with higher water depths.

The tie beams and their joints to cylinders can be built within the floating dock as well, provided that beams have regular cross-sections.

Regarding installation, the caisson can be installed onto the embankment by ballasting the cylinders with seawater while the final sand ballast can be pumped hydraulically by suction dredgers or poured from trucks and loaders from the top of the caisson using temporary and movable working platforms. In the case of hydraulic filling by dredgers, the pore pressure of the filling might be too high during the start of the process. So the dredgers should pump at low flow rates, in order to adapt the filling to the internal pore pressure dissipation process. Otherwise, the cylinders' wall should be thicker for structural reasons, leading to major

implications in floating conditions during the construction phase.

8. Conclusions

Test results for this type of caisson demonstrate a substantial improvement in load transmission to foundations. First, the reductions in maximum wave loads are larger than other non-conventional types based on perforated vertical walls. Second, there is a significant reduction of dead weight of the structure compared with a conventional gravity caisson.

The wave load results for the new type show a regular pattern when compared with conventional vertical wall breakwaters. In addition, the analysis can be simplified due to the fact that positive wave forces (seaward) are greater than negative ones for almost every value of H/h , which is another significant difference compared with conventional caissons.

As an initial approach to addressing the hydrodynamic complexity of the system, it is recommended to set a first range of geometrical parameters near the optimum regarding wave load reduction, according to the aforementioned reference tests for perforated caissons with a single chamber. Primarily the proposed parameters are the cylinder density parameter (Φ) and B/L . For breakwaters with this new type of caisson, the authors recommend adopting values of Φ in the range of 0.65–0.70 and B/L in the vicinity of 0.15, since these values also solve major construction constraints.

A new predictive model for maximum total wave loads has been proposed here as a function of incident wave energy, B/L and H/h .

Moreover, the possible effects of scale derived from the tests have been identified, analysed and estimated, concluding that the roughness of the cylinders is a key issue that could affect the validity of test results.

Finally, hydraulic performance allows further modifications in order to make the new type of caisson more adaptable to construction procedure constraints, while it has been designed to be built with the current floating dock facilities.

9. Future research

Testing under random waves and with potential impulsive load conditions would be the scope of further works. In addition, the response to oblique waves may alter some of the conditions that help in the design of breakwaters. Likewise, there remains a field of research in terms of a wider range of values of the Φ parameter, B/L and H/h for plunging breaker conditions. However these situations may involve an increase of B (and therefore the caisson width) that exceeds the capacity of the conventional construction techniques with floating docks. In addition, these increases in the chamber width could lead to a departure from the optimum values of B/L in accordance with the existing reference works.

Additionally, there could be some design adaptations to obtain better buoyancy and reduce the draught required at the construction quay, which might be a major constraint in some locations. This would imply some differences in the hydraulic performance of the caisson during service life.

Acknowledgements

The authors acknowledge the efforts of Mr Emilio Alonso (r.i.p.) because his approach was used as the initial conceptual approach. They also thank all the staff of Dragados S.A., INHA and CIMNE who were involved in different ways in the project. Contributions of William Allsop, Leo Franco and Chris Patterson have also been very helpful, as well as the analysis by José Luis Galmés (UPC), Pau Sánchez and Enrique Ripoll (INHA) regarding the assessment of main potential scale effects. Finally, the public Spanish Department of Industrial Technologic Development Center (CDTI) is also acknowledged for having partially funded the project and Fundación Agustín de Betancourt (Universidad Politécnica de Madrid).

Appendix: Discussion of potential scale effects

A1.1 The influence of Re and drag forces

The pressure distribution along a vertical cylinder subjected to an oscillatory flow has two terms. The first is related to the stationary flow and it is proportional to $U^2(t)$, with

$U(t)$ being the horizontal particle speed, while the second is an inertial term and is proportional to flow acceleration $dU(t)/dt$.

According to Morison *et al.* (1950), the first term can be described as a drag force as follows

$$9. \quad dF_d = C_d(\text{Re})\rho D \frac{U^2}{2}$$

where C_d is the drag coefficient and depends on the Re. On the other hand, the second term can be described as

$$10. \quad dF_i = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{dU(t)}{dt}$$

where $C_M = 2$ for a smooth cylinder and continuous potential flow.

The Re represents the rate between mass and viscosity forces and can be defined as follows for a vertical slender cylinder subjected to a steady flow

$$11. \quad \text{Re} = \frac{UD}{\nu}$$

where D is the cylinder diameter and ν is the kinematic viscosity of water.

Owing to the application of Froude's similarity, there exists a distortion in the Re between the model and the prototype. From the dimensional analysis it can be stated as follows

$$12. \quad \text{Re} = \frac{F_{\text{mass}}}{F_{\text{visc}}} = \frac{\rho v^2 L^2}{\nu L v} = \frac{v L \rho}{\nu}$$

where ρ is the density, v the velocity, L the length and ν is the viscosity.

The application of Froude's similarity (Froude number, F_R , is the relation between mass and inertia forces) implies that

$$13. \quad \frac{F_{R,\text{model}}}{F_{R,\text{protot}}} = 1 \Rightarrow n_{FR} = n_{(v^2/g \cdot L)} = 1 \Rightarrow n_v^2 = n_L$$

which verifies the cinematic similarity condition.

Furthermore, assuming Froude similarity, $(\rho/\nu)_{\text{mod}}/(\rho/\nu)_{\text{prot}} = 1$ and being the chosen scale $n_L = n_{\text{mod}}/n_{\text{prot}} = 1/\lambda$, then the

proportionality between Re in the model and the prototype is

$$14. \quad \frac{Re_m}{Re_p} = \left(\frac{1}{\lambda}\right)^{3/2} \Rightarrow Re_p = \lambda^{3/2} Re_m$$

Since the scale used was 1:25 (i.e. $\lambda = 25$), the Re in the model is around 125 times smaller than in the prototype. In fact the model is in $O(10^5)$ while the prototype is in $O(10^7)$. That is, the tests should have used a fluid with kinematic viscosity 125 times smaller in order to keep proportionality in viscous forces with the prototype. So there is a distortion in the value of C_d and it is needed to assess how the proportion in drag forces have been distorted in the estimation of total wave forces.

Furthermore, C_d and C_M show high variability in the vicinity of $Re \sim 10^5$, which is the case of the authors' model. Indeed, a flow passing around a smooth cylinder shows different values of C_d as a function of Re , with a sudden variation in the vicinity of $Re \sim 10^5$, where a turbulent boundary layer separation occurs: the boundary layer partly remains laminar and partly becomes turbulent as well as the wake downstream of the cylinder (sudden transition between subcritical and supercritical zone). This phenomenon was studied by several authors, both from laboratories and in field studies, mostly from the 1950's onwards, with conclusions and results summarised in, amongst others, the *Shore Protection Manual* (USACE, 1984).

So any approach to the problem should be based on estimations of C_d^{prot}/C_d^{mod} and C_M^{prot}/C_M^{mod} .

In addition, variations of C_M and C_d with Re are also dependent on the KC , which is the rate between the orbital amplitude of the wave and the diameter of the cylinder

$$15. \quad KC = \frac{A}{D} = \frac{u_{max} T}{D}$$

where A is the orbital amplitude of the wave movement, D is the diameter of the cylinder, u_{max} is the maximum horizontal wave velocity and T is the wave period.

These curves were described by Sarpkaya (1976) according to the frequency parameter β .

$$16. \quad \beta = \frac{Re}{KC}$$

In the authors' case, KC is in the range 15–20 both in the model and the prototype. C_M is almost constant ($C_M \approx 2.0$) if $\beta > 6000$, as it is in the model; whereas there is high variability

as β decreases, as occurs at prototype scale. Plus, β curves by Sarpkaya (1976) show different shapes and high influence in C_d estimation.

Furthermore, if roughness is not modelled properly, the model and the prototype move through different C_d against Re curves. The relative roughness concept (K), as it was defined by Nikuradse (1933), is defined as follows

$$17. \quad K = \frac{k_s}{D}$$

where k_s is the equivalent sand diameter. The curves were also described by Sarpkaya (1976).

The influence of k_s/D in C_d can be relevant in this problem, for example, when taking into consideration the effect of marine growth in the cylinders.

Additional issues arise from the fact that the structure itself leads to an increase of wave height in front of the caisson, which also affects C_M and C_d coefficients. Chakrabarti (1994) developed guidance on how C_d should be modified according to Φ variations due to the blockage effect owing to the presence of several cylinders side by side. In that case, C_d can be called C_e (effective drag coefficient) and changes with Reynolds number also, with different curves depending on whether Re is greater or lower than 4.2×10^5 .

This blockage effect needs to be assessed when the analysis comes from individual cylinders. However, this effect is already reproduced during physical tests. Anyway C_e variation with Φ shows different patterns as a function of Re .

To sum up, the key conclusions from the scale effect discussion are as follows.

- Assessment of Re number distortion is highly complex for this typology, since it depends on the horizontal wave velocity and acceleration. So it is variable both in time and in depth along the cylinders. In addition, analysis from individual cylinders subjected to steady flows are not completely applicable, since the caisson has a chamber and the maximum wave forces to the caisson do not occur at the same time as the maximum forces in the front cylinders, neither does this necessarily occur with H_{max} in the case of irregular waves. Thus, tests with regular waves seem to be a good approach for a first estimation of these scale effects.
- The distortion in the Re between the model and the prototype implies a variation in C_d . For a single cylinder, the value of the Re number in the prototype is $O(10^7)$ but

in the model Re is $O(10^5)$, which is located in the transition zone with a high variability of C_d .

- For tests with smooth cylinders and small degree of density Φ , the wave loads are inertia dominated and the scale effects are minor.
- However, Re dependency and the roughness of the cylinders compared with that in the field needs to be evaluated with tests for this typology in specific projects. This evaluation is also needed for different values of Φ , since the effective drag coefficient varies differently as a function of Re .
- In addition, it is advisable to test larger ranges of degree of density Φ (from $\Phi \geq 0.50$), because the flow velocity (and Re) between the front cylinders increases with an increase in Φ .
- According to previous comment, for smooth concrete and Φ near 0.50, the increase of forces could be estimated within only 5–10% in comparison with the direct application of Froude's similarity for loads estimation. However, this factor can be increased significantly for medium and large roughness and high values of Φ , due to the importance of drag forces.
- Finally, the use of Cauchy law scaling of dynamic pressure during the wave impact can lead to a very important underestimation of maximum pressures. Consequently, the use of Cauchy similarity is not recommended for this kind of testing, and Froude similarity, although not perfectly fitted for this type of aeration problems, is preferred to estimate forces in real scale from an engineering viewpoint.

A1.2 Could air entrainment or salty water have a significant impact on the results?

These kinds of tests are mostly conducted using freshwater and this introduces a laboratory-scale effect due to the fact that air behaves differently in freshwater than in seawater. First of all, an increase of water density of around 2.5% when deriving forces or pressures from the model to the prototype should be taken into account.

However, there are other effects such as the following.

- Air bubbles formed in freshwater tend to be larger than in seawater and they tend to coalesce in the free surface, after rising through the water by buoyancy more easily. Consequently, air can escape more quickly from freshwater than from seawater.
- Higher levels of aeration of seawater produce a greater cushioning effect that reduces the dynamic peak pressures over the structure. It is reasonable to accept that the main difference between freshwater and seawater pressure values is the different levels of aeration within these fluids.

- The pressure variation during a wave impact will change the volume of the entrained air and will change the voids ratio.
- Laboratory tests with freshwater and seawater conducted by Bullock *et al.* (2000) in the University of Plymouth have shown that freshwater peak pressure values were about 10% higher than those for seawater. However, when rise time was taken into account, the impulse, or the impulsive loading, on the model breakwater was of the same order.

As a conclusion, the authors can state that entrained air might reduce maximum impact pressures and increase rise times. Moreover, freshwater tests considering Froude law lead to a likely overestimation of 10% in impact pressures. Scale effects do not seem to alter significantly the tests' key conclusions and therefore they can be taken as valid.

REFERENCES

- Akily H, Akar A, Atakan A *et al.* (2004) Flow characteristics of circular cylinders arranged side-by-side in Shallow Water. *Journal of Flow Measurement and Instrumentation* **15**(4): 187–197.
- Allsop NWH (1995) Vertical walls and breakwaters: optimization to improve vessel safety and wave disturbance by reducing wave reflections. In *Wave Forces and Vertical Wall Structures, Task Committee on Forces on Inclined Vertical Wall Structures* (Kobayashi N and Demirebilek Z (eds)). American Society of Civil Engineers, New York, NY, USA, pp. 232–258.
- Bergmann H and Oumeraci H (2000) Wave loads on perforated caisson breakwaters. In *Coastal Engineering 2000* (Edge BL (ed.)). American Society of Civil Engineers, New York, NY, USA, pp. 1622–1635.
- Bullock GN, Hewson P, Crawford AR and Bird PAD (2000) Field and laboratory measurements of wave loads on vertical breakwaters. In *Coastal Structures '99* (Losada IJ (ed.)). CRC Press, Boca Raton, FL, USA, pp. 613–621.
- Chakrabarti SK (1994) *Hydrodynamics of Offshore Structures*. Computational Mechanics Publications, WIT Press, Southampton, UK.
- Chakrabarti S (2005) *Handbook of Offshore Engineering*. Elsevier, Amsterdam, the Netherlands, Ocean Engineering series.
- Eurotop (2007) *Eurotop: Wave Overtopping of Sea Defenses and Related Structures: Assessment Manual* (Pullen T, Allsop NWH, Bruce T *et al.* (eds)). Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Hamburg, Germany.
- Franco C and Franco L (1999) Overtopping formulae for caisson breakwaters with no breaking 3-d waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* **125**(2): 98–107.

- Goda Y (1985) *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.
- Goda Y (2010) *Random Seas and Design of Maritime Structures*, 3rd edn. World Scientific Publishing, Singapore, Singapore, Advanced Series on Ocean Engineering vol. 33.
- Ijima T, Tanaka E and Okuzono H (1976) Permeable seawall with reservoir and the use of 'Warock'. In *Coastal Engineering 1976*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, USA, pp. 2623–2642.
- Keulegan GH and Carpenter LH (1958) Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid. *Journal of Research of the National Bureau of Standards* **60(5)**: 423–440.
- Kirca VS and Kabdasli MS (2009) Reduction of non-breaking wave loads on caisson type breakwaters using a modified perforated configuration. *Ocean Engineering* **36(17–18)**: 1316–1331.
- McConnell KJ, Allsop NWH and Flohr H (1999) Seaward wave loading on vertical coastal structures. In *Coastal Structures '99* (Losada IJ (ed.)). Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 447–454.
- Morison JR, O'Brien MP, Johnson JW and Schaaf SA (1950) The force exerted by surface waves on piles. *Petroleum Transactions* **189**: 149–154.
- Nikuradse J (1933) *Stromungsgesetz in rauhen rohren*. National Advisory Commission for Aeronautics (1950), Washington, DC, USA, Technical Report, NACA Technical Memorandum 1292 (in German).
- Ochi MK and Tsai CH (1984) Prediction of impact pressure induced by breaking waves on vertical cylinders in random seas. *Applied Ocean Research* **6(3)**: 157–165.
- Oumeraci H, Allsop W, de Groot M et al. (1998) *Wave Impact Loading and Dynamic Response of Vertically Faced Breakwaters*. European Research Project Mast III/PROVERBS, Braunschweig, Germany, Final report, vol. 1.
- Paape A (1960) Experimental data on the overtopping of seawalls by waves. In *Coastal Engineering: Proceedings of 7th Conference on Coastal Engineering, The Hague, The Netherlands, 1960* (Johnson JW (ed.)). Council on Wave Research, Richmond, CA, USA, vol. 2, pp. 674–681.
- Pienc (International Navigation Association) (2003) *Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls*. International Navigation Association, Brussels, Belgium, Maritime Navigation Commission Report WG28.
- Puertos del Estado (2005) *ROM 0.5-05: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, Madrid, Spain (in Spanish).
- Sainflou G (1928) Essai sur les digues maritimes verticaux. *Annales des Ponts et Chaussées* **98(4)**: 5–48 (in French).
- Sarpkaya T (1976) *Vortex Shedding and Resistance in Harmonic Flow about Smooth and Rough Circular Cylinders at High Reynolds Numbers*. Naval Postgraduate School, Monterey, CA, USA, Report No. NPS-59SL76021.
- Sarpkaya T and Isaacson M (1981) *Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures*. Van Nostrand Reinhold, New York, NY, USA.
- Sawaragi T and Iwata K (1978) Wave attenuation of a vertical breakwater with two air chambers. *Coastal Engineering in Japan, JSCE* **21**: 63–74.
- Takahashi S (2002) *Design of Vertical Breakwaters*. Marine Environment and Engineering Department, Port and Airport Research Institute, Nagase, Yokosuka, Japan, Revised version 2.1.
- Takahashi S, Shimosako K and Sasaki H (1991) Experimental study on wave forces acting on perforated wall caisson breakwaters. *Report of the Port and Harbour Research Institute* **30(4)**: 3–34 (in Japanese).
- Takahashi S, Tanimoto K and Shimosako K (1994) A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters. In *Hydro-Port '94* (Port and Harbour Research Institute (ed.)). Coastal Development Institute of Technology, Tokyo, Japan, pp. 489–504.
- Tanimoto K and Yoshimoto Y (1982) Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front wall. *Report of the Port and Harbour Research Institute* **21(3)**: 43–78 (in Japanese).
- USACE (US Army Corps of Engineers) (1984) *Shore Protection Manual, Volume II*. Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, USA.
- Zhu ST and Chwang AT (2001) Investigations on the reflection behaviour of a slotted seawall. *Coastal Engineering* **43(2)**: 93–104.

HOW CAN YOU CONTRIBUTE?

To discuss this paper, please email up to 500 words to the editor at journals@ice.org.uk. Your contribution will be forwarded to the author(s) for a reply and, if considered appropriate by the editorial board, it will be published as discussion in a future issue of the journal.

Proceedings journals rely entirely on contributions from the civil engineering profession (and allied disciplines). Information about how to submit your paper online is available at www.icevirtuallibrary.com/page/authors, where you will also find detailed author guidelines.

From Sea to Shore - Meeting the Challenges of the Sea

Edited by William Allsop and Kevin Burgess

Price: £ 370.00

ISBN: 9780727759757

Format: Hardbound

Publish Date: 08/09/2014

Publisher: ICE Publishing

Page Size: 234x156mm

Number of Pages: 1480, 2 vols

Description

The ICE Coasts, Maritime Structures and Breakwaters conference series, sponsored by the ICE for over thirty years, is the leading forum for the presentation of the latest developments in coastal and maritime engineering.

The tenth conference, *From Sea to Shore – Meeting the Challenges of the Sea*, was the largest in the history of the series attracting over 450 delegates and 130 papers across 3 plenary and 27 parallel sessions. In addition, these proceedings retain the tradition of including full discussions from each session.

Whilst retaining the historical coverage on shoreline structures and coastal processes, the conference extended the marine energy theme with emphasis on the civil and coastal engineering interface such as fluid loadings, resource modelling and interactions with the environment.

International forum addressing the developments in offshore and nearshore energy production, procurement issues within coastal defence, and the construction, management and refurbishment of all coastal assets.

Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2013

From sea to shore– meeting the challenge of the sea

18–20 September 2013, Edinburgh International Conference Centre, UK

PREMIUM SPONSORS

SPONSORS

Why attend?

- Access to latest industry developments - 130 peer reviewed paper presentations
- International networking - 50% of attendees from outside UK in 2009
- Commercial opportunities - a technical exhibition will be an integral part of conference programme
- Accompanying short course and technical visit
- Explore Edinburgh - networking dinner and social activities

twitter @ICE_engineers

LinkedIn Coasts, Marine Structures and Breakwaters

Registered charity number 210252.
Charity registered in Scotland number SC038629.

ice-breakwaters.com

PROGRAMME DAY TWO		
09:00		
PLENARY		
<p>EurOtop Revisited. Part 1: Sloping Structures Jentsje van der Meer, Principal, Van der Meer Consulting</p> <p>Projection of Future Wave Climate Change and Application to Coastal Structures Nobuhito Mori, Associate Professor, Kyoto University</p> <p>Breakwater Design - Indian Experience KGS Sarma, Additional General Manager, RITES LTD</p> <p>Colombo South Harbour – Limiting Wave Conditions During Construction Peter Neville-Jones, Technical Director, URS</p>		
10:45		
REFRESHMENTS, EXHIBITION AND NETWORKING		
11:15	STREAM A - ANALYSIS OF STRUCTURES	STREAM B - COASTS
STREAM C - NUMERICAL MODELLING		
<p>Bow Thruster Currents at Open Quay Constructions on Piles Henk Jan Verhagen, Associate Professor, Delft University of Technology</p> <p>Berth Protection for Fast Ferry Jets Martin Hawkswood, Director, Proserve Ltd</p> <p>Failure Cause Analysis of Caisson Breakwaters Armoured with Wave Dissipating Blocks Daiki Tsujio, Senior Engineer, Pacific Consultants Co. Ltd</p> <p>Performance of Caissons with an Interior Yard and Cylindrical Geometrics in Vertical Breakwaters: Apollonius Caisson Miguel Vazquez, Civil Engineer, Dragados. S. A.</p> <p>Performance of Vertical Wall and Floating Breakwaters Combination for Datca Marina Berguzar Ozbahceci, Research Engineer, Ministry of Transport</p>		
<p>Development of an Integrated Process-Based Model to Understand Future Rates of Complex Soft Cliff Retreat Natasha Carpenter, PhD Researcher, University of Southampton</p> <p>Management of Landfills and Legacy Industrial Sites on Eroding and Low-Lying Coastlines Nick Cooper, Technical Director, Royal HaskoningDHV</p> <p>Formation and Evolution of Headlands on Soft Cliff Coasts: Lessons from the Isle of Wight Caroline Stulver, PhD Student, University of Southampton</p> <p>The National Coastal Erosion Risk Mapping Project – From Start to Finish, and Beyond Jonathan Rogers, Coastal Marketing Director, CH2MHILL</p> <p>Lyme Regis Environmental Improvements Phase Iv David Dales, Director, Water Resources, Flood & Coastal, URS Infrastructure & Environment UK Ltd</p>		
<p>Rubble Mound Breakwater: Run-Up and Reflection by Numerical 3D Simulation Fabio Dentale, Assistant Professor, MEDUS - Maritime Engineering Division, University of Salerno</p> <p>Building Concrete Unit Armoured Breakwaters in a Numerical Model Environment – A New Placement Technique Eleni Anastasakil, PhD Student, Imperial College London</p> <p>Coastal Structure Optimisation Using Advanced Numerical Methods Stephen Richardson, Group Manager, HR Wallingford</p> <p>Analysis of the Uncertainty in the Prediction of Overtopping in Coastal Numerical Models Hannah Williams, PhD Student, University of Nottingham</p> <p>A Lattice Boltzmann Model for the 2D Solitary Wave Run-Up around a Conical Island Siti Habibah Shafiai, R&D Coordinator, UniKL MIMET</p>		

Analysis of the Performance of Caissons with a Yard and Cylindrical Geometry as a Breakwater

Miguel Vázquez DRAGADOS, Madrid. Spain

Vicente Negro ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid. Spain

José Santos López ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid. Spain

José Luis Monsó Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA). Cerdanyola del Vallès. Barcelona. Spain

Summary

This paper presents a novel type of caisson as an integrating element in a new concept of vertical breakwater. The solution combines the advantages of cylindrical geometry with stepped wave energy dissipation, which results in a reduction of maximum wave forces, loads transmitted to foundations and a reduction in crest level in comparison with a conventional vertical breakwater. Also, substantially less materials are used.

Whilst the system is complex and depends on multiple geometric, hydraulic, construction and economic variables, this article centres on its hydrodynamic aspects and summarises the most important results of a reduced model testing programme with regular wave action in the first instance, as undertaken to validate the solution in a general fashion.

Introduction and Aims

The use of conventional cellular prism caissons for breakwater construction is not suitable or, simply, not even viable in some situations. The reasons basically invalidating this use may be aesthetic, construction or geotechnical since the ground must have a bearing capacity suited to supporting the cyclical stresses transmitted by its own weight and wave action.

The purpose behind this research article was to analyse the feasibility of a novel solution when unfavourable ground circumstances occur because of a lack of bearing capacity. Conceptually endeavour is made to evaluate the reduction in pressures transmitted to foundations due to two main contributions: the reduction in the structure's dead weight and in the peak wave loads.

In order to achieve significant wave load reductions compared to a classical massive caisson, the type of caisson under study is based on combining two main factors: cylindrical geometry and an inside yard or chamber. The former ensures a reduction in maximum pressures due to wave crest impact. The latter in turn provides two advantages: stepped incident wave energy dissipation minimising the maximum pressures of incident waves, dividing and lagging them in time; and the turbulence generated in the yard itself due to the interaction of partially broken waves passing the first row plus those reflected on the back row.

The work was based on a testing campaign with regular waves which DRAGADOS, S.A., the new product's owner, undertook in the Barcelona Applied Hydrodynamics Institute's (INHA) laboratory in cooperation also with the Technical University of Madrid, the Catalonia Polytechnic University and the International Centre for Numerical Engineering Methods (CIMNE).

Approach to the Problem

A significant part of failures in what are called vertical breakwaters were due to horizontal forces leading to sliding, or due to bearing pressure peaks transmitted to foundations leading to

plasticisation of the foundation ground. The phenomenon is governed mainly by the magnitude of the wave induced loads.

An analysis of the vertical monolith's performance and the geometrical and statistical characterisation conditions of incident waves led to the development of the PROVERBS MAST III Programme (1998), in which the parametric map of adimensional products was established, clarifying the structure's type nature and, therefore, the nature of its loads.

The work of PIANC's WG28 (2003) in which performance as regards overtopping, reflection, wave pressures, load transmission to foundations and review of specific 26 cases (14 breakwaters) was analysed on the basis of 5 different types is worthy of mention. The analysis centred on the slide failure mode. Of the 26 cases analysed, behaviour in 4 cases with failures to waves smaller than the design waves is especially noteworthy, demonstrating the importance of considering impulsive pressures in those cases where they are liable to occur, as well as the correctness of Goda's approach for estimating the safety factor as to sliding and overturning.

Negro et al. (2001) established an exhaustive classification of existing wave loads prediction models in four main groups regarding the breaking wave mechanics, being consistent with the PROVERBS Parameter Map approach: quasi-standing waves, slightly breaking waves, impact loads and broken waves.

With respect to cylindrical geometries Morison (1950) established the calculation model of wave forces on isolated cylinders. The applicability of this formula does not seem to be adequate for this typology due to the fact that the structure-wave interaction leads to diffraction region. In addition all of the models derived from Morison's work (Froude-Krylov, Keulegan and Carpenter, Ochi and Tsai and Chakrabarti who even managed to determine the inertia and drag coefficients by prototype scale experimentation on numerous offshore platforms) seems to be outside the applicability range for this case at least in a general fashion, so it is need a parametric experimental approach in order to evaluate the goodness of this novel typology.

As far as perforated wall breakwaters are concerned, one of the main reference studies is Takahashi's (1991) enabling wave actions on different faces for the six instants deemed critical to be calculated. The model was completed in 1994 with Takahashi, Tanimoto and Shimosako's model to adapt the Goda formula's λ factor for various types of caisson.

Geometric and Conceptual Description of the Solution Studied

The type of caisson consisted of two vertical, parallel, cylinder walls separated from each other.

Figure1. Conceptual picture of the caisson

The front wall cylinders (sea side) are separated and the gaps between them allow some of the incident wave energy to pass through them in order to be dissipated both at the yard and on the rear wall. The rear wall is also constituted by separated vertical cylinders. This wall may likewise be discontinuous or may be continuous. The former will only be possible if, on the sheltered side (harbour side), a certain level of wave transmission through the structure is permissible.

This does not have to be the usual case and, it is therefore considered as regards this study, that this rear wall is closed. For this purpose vertical walls connect adjoining rear cylinders.

The cylinders of both walls are hollow and internal filled with granular material. The thickness of the concrete curved walls that form the cylinders may range from 0.40 m to 0.45 m. The cylinders are closed at the bottom and top ends with 2.00 m thick concrete plugs.

Every cylinder is braced at top and bottom with the corresponding cylinder of the opposite wall. So the distance between centre lines of adjoining cylinders must therefore be the same in both walls. In addition all the cylinders in the front wall must be braced at top and bottom.

Modularisation must allow for caissons to be built in current manufacturing facilities. Caissons with 7 front and 7 rear cylinders have been adopted under this condition, being the distance between centres of contiguous cylinders of 7.00 m in both walls, so the total length of the caisson is 49.00 m. The tie beam system between the cylinders of the front wall and between walls enables variants to be developed since it influences the four fundamental aspects: the hydrodynamic, structural, geotechnical and economic.

This is obviously a complex system and therefore efforts should not centre on seeking an absolute optimum but on attempting to validate a novel solution and on detecting the most influential parameters.

The front wall cylinders were studied with three different diameters: 5.00 m in a first stage and 4.70 m and 4.50 m in the optimization phase, with the purpose of ascertaining the influence of the gaps' width on hydrodynamics and loads on the cylinders. Formed in this manner, the porosity of the front wall tested ranges from 29% and 36%. However in order to interpret the test results, it may be more useful to use the cylinder density concept which is defined later.

The back cylinders were predesigned in this study with a diameter of 6.25 m, with 0.75 m wide vertical walls connecting adjoining cylinders. The yard width (B) has ranged from 14.98 m to 15.32 m, performing as a large chamber for wave energy dissipation.

The crest height is defined by a storm's acceptable overtopping. The crown wall is above the rear row being the crest elevation +8.40 m and the still sea water at ± 0.0 m. The top of the front wall is +3.00 m.

Test Methods

General Description

A fundamental aspect is to take into consideration not only peak or maximum spatial pressure distributions on the different faces but also load time and duration distributions (impact rise time and load duration). Therefore, extreme care is taken in measuring phase lags between horizontal and vertical forces and even horizontal forces between each other.

Tests were undertaken in a wave channel (2D) and the reduced model built in the INHA (Barcelona) facilities used the Froude similarity with a distortionless scale of 1:25. The bed slope was 1:67.

The model was built with PVC and a total of 24 pressure sensors (P1-P24) were fitted at different points on the structure (*Figure 2*), apart from two load cells (C1-C2) in the base of two of the cylinders (one front and one back) facing each other. Upper tie beam between front and rear walls in the central cylinder was not reproduced in order to avoid interferences with the transducers and to get a better characterization of pressure distribution along the cylinders.

Figure 2. Sketch cross section and layout of transducer locations

The two load cells in the base of the cylinders are able to measure horizontal and vertical thrusts whilst pressure sensors are used to determine wave pressure distributions along the cylinders. The overtopping was measured by installing trays behind the rear wall.

Tests were performed in a 52 m long, 1.8 m wide, 2 m deep channel equipped with a piston type wave generator. The ratio between the maximum regular wave height tested ($H_{\max}$) and the draught in front of the structure (h) was limited to $H_{\max}/h \leq 0.55$. Wave dampening systems preventing unwanted reflections that could distort test results were placed at both the rear of the actuator and at the front of the channel. The AWASYS software (Aalborg University) was used both for generating series of waves and real time absorption of the reflected wave.

Figure 3. Test model. Front view

Figure 4. Test performance

Test Wave Conditions

Tests were carried out with incident waves perpendicular to the structure. Waves generated were regular in order to be able to parametrically analyse the caisson's structural performance. Irregular waves will be reproduced in future tests with a preponderance of both sea and swell, in order to characterise the structure's behaviour to energy distributions in the frequency domain.

For the first stage ($D_{\text{front}}=5.00$ m) a total of seven wave height (H) steps were tested between 4.0 m and 11.6 m in a prototype (0.16 m to 0.46 m in a model) and periods between 7.5 s and 12.5 s (1.5 s to 2.5 s in a model). In the optimization phase ($D_{\text{front}}=4.50$ and 4.70 m) a total of five wave height steps were tested between 6 m and 11.5 m in a prototype (between 0.24 m and 0.46 m in a model), periods between 7.5 s and 12.5 s in a prototype (1.5 s to 2.5 s in a model) and sea level at ± 0.0 m elevation.

The wave conditions tested have been chosen avoiding breaking wave situations, in order to evaluate the performance of the new solution compared with the predicted performance of a conventional vertical breakwater in the same location with Goda and Sainflou models.

First Test Results

Overtopping Results

These tests have been carried out with regular waves, whilst the commonly accepted overtopping models have been developed for irregular waves. Wave overtopping is primarily governed by the absolute heights of individual waves relative to the crest elevation of the seawall, since wave overtopping is a dynamic, discontinuous and irregular process (Eurotop Manual, 2007). But when a set of laboratory data on the rate of overtopping q_0 by regular waves with various combinations of heights and periods is available, an approximate value of the mean rate of random wave overtopping q can be estimated with the following formula (Goda, 2010):

$$q \approx \int_0^{\infty} q_0(H|T) \cdot p(H) dH \quad \text{eq. (1)}$$

where

$q_0(H|T)$: overtopping rate by regular waves with height H and period T

$p(H)$: probability density function of wave height

As for the probability density function Rayleigh distribution can be employed. This estimate is expected to give reasonable good approximations using for vertical walls in intermediate and deep waters, resulting in every case that $q > q_0$, as it was evaluated in experimental test by A. Paae in 1960.

In Table 1 the overtopping measured values during the tests are shown for two scenarios of the front wall cylinder diameters. These overtopping values have been modified according to eq. (1) in order to show the equivalent values for random waves. According to this approach method, the test values of the largest wave heights ($H = 10$ m and $H = 11.5$ m) can not be used for overtopping comparisons. Furthermore, the results should be considered for estimates purposes only since the different steps of wave heights were tested with different periods, so the equivalence may not be very accurate.

The initial crest freeboard relative to SWL was +8.40 m. In addition the overtopping rates have been compared with those predicted by Franco's model (MAST III, 1993-1998) for vertical wall breakwaters and the same crest level. For Franco's formula, H_s have been taken according to Rayleigh distribution with $H_s \approx 1.60H^*$. (H^* : arithmetic mean wave height of the storm).

Table 1. Overtopping results. Crest freeboard relative to SWL +8.40m

Regular waves parameters		Test results		Prediction for vertical wall
		Front cylinder diameter 4.50 m	Front cylinder diameter 4.70 m	
H (m)	T (s)	q (l/s/m) (*)	q (l/s/m) (*)	q (l/s/m)
6.0	7.5	67	64	264
7.5	8.5	263	256	723
9.0	9.5	675	665	1489

(*) Corrected for random waves

In order to get overtopping rates of the same order of magnitude according to the procedure described above, crest freeboard of vertical face breakwaters should be around 15 m. In any case, tests with irregular waves are necessary in order to get a better description of overtopping performance.

Comparative Summary of Wave Loads and Bearing Pressures Transmitted to the Foundation

The following results were drawn up on the basis of measuring and calculating pressures and reactions at the instants defined as design critical. These instants correspond with the maximum and minimum thrusts on the front cylinders, on the rear cylinders, maximum moments in the front cylinders, in the back cylinders, and finally maximum and minimum thrusts on the overall cross section. In addition maximum tensile and compressive stresses in the top tie beams between front and rear cylinders have been evaluated.

F1 and F2 are the horizontal wave loads on the front and rear cylinders respectively, and M1 and M2 the corresponding overturning moments. Horizontal wave loads and moments in the cylinders are measured by the load cells fitted respectively in the base of the front and rear central cylinders. Furthermore, load cells measurements are checked by the approximate integration of the measures of the pressure sensors fitted along the cylinders at every instant.

These thrusts were obtained in three different configurations: with the front tie beam at the +3.0 m level, at the – 6.0 m level and with no tie beam. Based on these results, an approximate comparison of the resulting thrusts and moments is made as to a conventional caisson for which conventional Goda models were used for crest pitch and Sainflou models for trough.

For purposes of comparison, the worst configuration was chosen as to total maximum thrusts $((F1+F2)_{\max})$ which coincides with that which the front cylinders with a diameter of 4.50 m and 2.50 m apertures between adjacent cylinders and with a tie beam at the +3.00 m level display, although tie beam level has been proved not to have a statistical significance in the results.

In order to establish conventional caisson dimensions, the same above berm foundation level (-20.00 m) was adopted, the natural bottom level was at -22 m, the caisson width 26.00 m whilst the crown wall crest level was situated at +15.00 m.

The presentation of the following comparative results was based on measuring and calculating horizontal thrusts at the instants defined as critical design moments: maximum thrusts and moments on the cross section (crest pitch) as well as minimum thrusts and moments on the cross section (trough pitch) (Figures 5 to 8 and Tables 2 and 3).

Figures 5 and 6. Comparison of maximum thrusts and maximum moments on the cross section. Crest pitch

Table 2. Comparison of maximum thrusts and moments on the cross section. Crest pitch

		MAXIMUM THRUSTS (t/m)			MAXIMUM MOMENTS (mt/m)		
		CREST PITCH			CREST PITCH		
H (m)	T(s)	Conventional	Innovative (F1+F2) max	Reduction (%)	Conventional	Innovative	Reduction (%)
6.0	7.5	80.5	35.7	56%	1441.6	361.4	75%
7.5	8.5	113.7	54.4	52%	2183.4	446.7	80%
9.0	9.5	155.2	62.2	60%	3129.2	443.5	86%
10.0	11.5	204.6	92.6	55%	4303.7	616.6	86%
11.5	12.5	259.7	96.4	63%	5594.5	765.9	86%

Figures 7 and 8. Comparison of minimum thrusts and minimum moments on the cross section. Trough pitch (absolute values)

Table 3. Comparison of minimum thrusts and moments on the cross section. Trough pitch (absolute values)

H (m)	T(s)	MINIMUM THRUSTS (t/m)			MINIMUM MOMENTS (mt/m)		
		TROUGH PITCH			TROUGH PITCH		
		Conventional	Innovative (F1+F2) min	Reduction (%)	Conventional	Innovative	Reduction (%)
6.0	7.5	62.2	16.0	74%	1104.0	235.0	79%
7.5	8.5	80.7	28.8	64%	1549.4	409.9	74%
9.0	9.5	98.1	37.7	62%	2003.9	610.3	70%
10.0	11.5	115.7	42.7	63%	2524.6	719.8	71%
11.5	12.5	129.9	64.7	50%	2955.9	696.0	76%

First, the above results are used as input data to evaluate whether the caisson has the capacity to resist sliding. The dead weight of the caisson is slightly greater than 19000 t (included reinforced concrete and fill inside the cylinders). In addition the dead weight of the crown wall is near 3250 t. Given that its length is 49.0 m, it results a dead weight of some 455 t/m. This means a significant reduction in stabilizing loads compared with a conventional massive caisson (with a total dead weight of some 56000 t at service state), so sliding resistance evaluation is needed as the first step to validate the potential viability of this solution.

Table 4 summarizes the main data for sliding evaluation according to Spanish ROM standard (2005) for the most demanding case tested. In eq. (2), μ denotes the coefficient of static friction between the upright section and the rubble mound foundation being $\mu = \tan(\Phi_c)$, where Φ_c is the internal friction angle within the contact surface between the caisson and the rubble mound foundation; ΣV and ΣH represent the total vertical and horizontal design loads (i.e. the characteristic values have been multiplied by their relevant partial load factor γ); and F is the resulting sliding safety factor:

$$F = \mu \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \quad \text{eq. (2)}$$

Table 4. Sliding resistance at Ultimate Limit State. Wave condition: $H= 11.5$ m. $T= 12.5$ s

Vertical Permanent (G)		Vertical Variable (Q)		Horizontal Variable (Q)	
γ_{g1}	0.9	γ_q	1.5	γ_q	1.5
Dead weight; G_1 (t/m)	454.5	Vertical wave load; Q_1 (t/m)	-18.9	Horizontal wave load; Q_2 (t/m)	96.4
γ_{g2}	1.1				
Buoyancy; G_2 (t/m)	-50.8				
$G_1 \cdot \gamma_{g1} + G_2 \cdot \gamma_{g2}$ (t/m)	353.2	$Q_1 \cdot \gamma_q$ (t/m)	-28.3	$Q_2 \cdot \gamma_q$ (t/m)	144.5
Φ_c (°)	32				
μ	0.625	Sliding safety factor: F		1.41	

F is bigger than the minimum prescribed by ROM standard, which is 1.30. In addition and for the characteristic values of the loads, $\Sigma H/\Sigma V=0.25 < 0.40$, which is a usual requirement in other standards for sliding resistance evaluation in gravity base foundations. Using the previous data, the following step is the calculation of the maximum bearing pressures transmitted to the foundation (σ) by analytical methods in order to validate whether actually this typology represents a major reduction in this aspect.

Below (Table 5) is a summary of these results and their comparison with respect to a vertical breakwater solution with conventional caissons. The results are shown referred to the nondimensional parameter H/h , where H is the wave height and h is the water depth in front of the structure. As well as for the sliding evaluation all the loads are included in the calculation of bearing pressure, not just the contribution of wave actions.

Table 5. Maximum bearing pressures transmitted to the foundation. Crest pitch and trough pitch

Crest pitch		Innovative		Trough pitch		Innovative	
H/h	$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	Reduction $\sigma_{\max}$ (%)	H/h	$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	Reduction $\sigma_{\max}$ (%)
0.27	38.9	24.4	37%	0.27	43.3	24.5	44%
0.34	43.4	25.1	42%	0.34	50.0	27.7	45%
0.41	49.3	24.4	50%	0.41	57.1	31.4	45%
0.45	56.1	26.0	54%	0.45	65.4	33.9	48%
0.52	65.7	27.4	58%	0.52	72.4	34.4	53%

Figure 9. Comparison of maximum bearing pressures transmitted to the foundation

Interpretation of Results

The substantial differences as to loads estimated on a classical vertical wall solution are evident due to the obvious differences in type. For future studies in specific locations, preliminary analysis must be carried out in terms of an array of parameters defined below and constructability constraints. The final design must be validated by physical model tests.

Nevertheless, the present experimental study has led to a number of preliminary conclusions useful for potential applications of this typology. The analysis of the results has been developed by the coefficient of cylinder density concept of the front perforated wall, which is defined as

$$\phi = \frac{n_{cil} \cdot D}{(n_{cil} \cdot D) + (n_{gap} \cdot G)}$$

Where D is the cylinder's diameter in the front wall, G is the width of the gap between adjoining cylinders in the front wall, n_{cil} is the number of cylinders in the front wall and n_{gap} is the number of gaps in the front wall. This concept is more applicable to this typology rather than the classical porosity concept, since the cylindrical pattern significantly alters the flow with respect to a perforated vertical wall.

For these tests ϕ has ranged from 0.64 to 0.71. Theoretically for $\phi \leq 0.5$ it may be deemed that the front cylinders no longer interact (Akilly and Atakan, 2004), so it is expected that in that situation incident energy in the rear wall increases significantly, losing some of the advantages of this solution: the stepped incident wave energy dissipation minimising the peak loads of incident waves. Conversely, high values of ϕ can cause blocking effect (produced by the increase in the mass of water "retained" in front of the caisson), increasing waves loads in the front row.

The Figure 10 shows the maximum thrusts at crest pitch for this innovative caisson normalized by those from an equivalent conventional caisson previously described, in an analogous fashion to that of Takahashi's reference for perforated vertical wall. For every case in the present experimental study, $d'/d=1.00$ and $d/h=0.91$, where h is the water depth in front of the structure, d is the water depth above the rubble mound foundation and d' is water depth in the yard ("wave chamber depth"). The reductions compared to a conventional caisson are larger than those evaluated by Takahashi for perforated vertical wall caissons. Thus, the rate in peak horizontal wave loads between the present innovative caisson with interior yard and cylindrical geometry (F_{inn}) and a conventional vertical wall (F_{conv}) is about 0.40, whilst this rate for perforated caisson in Takahashi's tests is about 0.80 to 0.60.

Figure 10. Maximum thrust rates between the innovative and conventional vertical wall caissons

The following analysis (Figure 11) has been carried out in terms of the nondimensional parameter B/L , where B is the yard width and L is the wave length at toe of the structure.

Figure 11. Maximum thrust rates between the innovative and conventional vertical wall caissons in terms of B/L

The dispersion of the F_{inn}/F_{conv} rate decreases for $B/L \leq 0.15$, oscillating around the mentioned value of 0.40. So it can be concluded that, for any preliminary design using this typology with $H_{Design}/h < 0.55$ (H_{Design} is the design wave height for vertical breakwater) and for pulsating wave load cases, a rate of $B/L \approx 0.15$ will lead to a reduction in maximum waves thrusts according to $F_{innovative} / F_{conventional} \approx 0.40$. Regarding the comparison in bearing pressures transmitted to foundations with respect to a conventional caisson, results in Table 5 and Figure 9 show the behaviour trend of the new typology, with differences becoming more significant as the incident wave height is larger. Thus, while in absence of waves the reduction in maximum pressures transmitted to the foundation is about 25% (due to the lower dead weight and its distribution), for the higher storm waves tested the reduction is above 50% for both crest and trough cases.

The Solution's Construction Viability

The construction viability of a caisson of this type in a floating dock was analysed. The working principle of the construction in floating dock is based on most of the structure sliding inside. Various dimensions of the caisson were analysed until reaching the capacity of the largest existing floating docks. The results show that the part of one caisson constructible in a floating dock ranges between 75% and 90% of the total of the required concrete volume.

Caisson draught during construction may reach 18 m for the largest dimensions (overall lengths close to 50 m and total width of about 25 m). Draught may be notably reduced with smaller caisson dimensions. In any event, draught is greater than a conventional caisson with similar outside dimensions since its buoyancy is smaller. Thus, the weight of a conventional caisson of the mentioned overall dimensions is about 11500 t without ballast, with a draught of about 10 m. On the contrast, the weight of the novel caisson is about 6780 t without ballast. So, even though excessive draught during construction phase is a problem, this significant reduction in weight enables the floating dock's pontoon to substantially reduce the draught by its own buoyancy capacity until launching time, when the floating caisson-dock assembly can be towed to a place with sufficient draught.

Preliminary Conclusions

This first test campaign's results demonstrate a substantial improvement in load transmission to foundations, due to force peaks being minimised over the whole of the structure. Wave loads reduction are larger than other non conventional types based on perforated vertical walls. The reduction of the bearing loads to foundations is also due to a significant reduction of the dead weight of the structure compared to a conventional massive caisson.

Hydraulically, commonly used predication models are not applicable but the performance of this typology can be set at a pre-design stage in a reasonable fashion in terms of Φ ratio according to H/h and B/L values.

Future Ways of Research

A breakwater's response to oblique waves may alter some of its conditions, favourable in certain aspects and unfavourable in others, whilst maximum thrusts should be quantified on the basis of statistical geometry predicting loads for irregular wave action on this type of fragile collapse. The system's resonance conditions at each site should also be analysed.

Likewise, there remains a wide field to be contrasted in terms of a broad range of values of the Φ parameter, of B/L and, above all, of H/h for breaking waves situations, where impulsive loads may happen. Additionally, surface roughness of cylinders may alter the response and need to be evaluated in a physical test campaign with an adequate scale.

Acknowledgements

Authors want to acknowledge the efforts of Mr. Emilio Alonso (r.i.p.) because his was the initial idea. In addition, all the staff of DRAGADOS, INHA and CIMNE involved in different ways in the project. Finally, to the public Department of Industrial Technologic Development Center (CDTI) which partially funded the project.

References

- Oumeraci, H; Kortenhaus, A; Allsop, W; de Groot, M; Crouch, R; Vrijling, H; Voortman, H. "Wave impact loading and dynamic response of vertically faced breakwaters". European Research Project Mast III/PROVERBS. 1998
- Marcom Rep. WG28. "Breakwaters with vertical and Inclined Concrete Walls". PIANC. 2003
- Negro, V; Varela, O; López, J.S; García Palacios, J.H. "Diseño de Diques Verticales". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Senior. 2001
- Morison, J. R; O'Brien, M. P; Johnson, J. W; Schaaf, S. A. "The force exerted by surface waves on piles". Petroleum Transactions (American Institute of Mining Engineers). 1950
- Chakrabarti, S. "Handbook of Offshore Engineering". Elsevier. Ocean Engineering series. 2005
- Takahashi, S; Shimosako, K; Sasaki, H. "Experimental study on wave forces acting perforated wall caisson breakwaters". Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol. 30, No4. 1991
- Takahashi, S; Tanimoto, K; Shimosako, K. "A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters". Proc. Of International Conference on Hydro technical Eng. For Port and Harbor Construction, Port and Harbour Res. Inst. 1994
- Pullen, T; Allsop, W; Bruce, T; Kortenhaus, A; Schüttrumpf, H; Van der Meer, J.W. "EurOtop. Wave overtopping of sea defenses and related structures: Assessment manual". Archive for Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast. 2007
- Goda, Y. "Random seas and design of maritime structures". 3rd edition. Advanced Series on Ocean Engineering. Volume 33. World Scientific Publishing. 2010
- Paape, A. "Experimental data on the overtopping of seawalls by waves". Proc. of the VIII Conf. on Coastal Engineering. Vol 2, 1960
- Recomendaciones para Obras Marítimas. "ROM 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias". Puertos del Estado. Min. Fomento. Gobierno de España. 2005
- Akily, H; Atakan, A. "Flow Characteristics of Circular Cylinders Arranged Side-by-Side". Science Direct. Vol. 15. Issue 4. August 2004

VIII Jornadas Españolas de

**INGENIERIA DE
COSTAS Y PUERTOS**

**SITGES
BARCELONA**

17-18 Mayo de 2005

GEOMETRÍAS INNOVADORAS EN EL DISEÑO DE DIQUES VERTICALES: CAJÓN APOLONIO

L.Peset¹, E.Domínguez-Adame², E.Alonso³, J.L.Monsó⁴, M.Vázquez¹, A.Corróns⁴

¹ DRAGADOS, Avda. de Tenerife 4-6, 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

² DRACE, Avenida de la Fuente de la Mora, 2, 28050, Madrid.

³ Estrella de Mar, San Vicente Ferrer 17, 4º A, 28004, Madrid.

⁴ Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA), Ronda Can Fatjó nº 8, Parc Tecnològic del Vallès, Edifici Europroject, 08290 Cerdanyola del Vallès (Barcelona).

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

Las distintas tipologías existentes de cajones especiales surgen de la necesidad de solventar limitaciones resistentes, ecológicas, funcionales o estéticas que no consiguen cubrir los diques verticales convencionales.

Con la voluntad de ofrecer una solución eficiente y elegante incluso sobre aquellos terrenos con escasa capacidad portante, DRAGADOS y DRACE en colaboración con D. Emilio Alonso y el INHA han desarrollado el cajón Apolonio, que reúne las ventajas de los cajones perforados, de los patios interiores y de las geometrías cilíndricas.

DESCRIPCIÓN

El cajón Apolonio consiste en dos pantallas paralelas de cilindros huecos que dejan un patio interior entre ellas. La primera permite parcialmente el paso de la ola (a modo de pared perforada), mientras que la segunda está totalmente cerrada (ver Figura 1).

Figura 1. Cajón Apolonio.

El diámetro de los cilindros delanteros es del orden de 4.5m, y de 6.0m. el de los traseros. Los cilindros se colocan en módulos de 7.0 m de forma que las uniones entre dos contiguos tienen una anchura de entre 2.5 a 0.5 m. respectivamente.

Un dique completo se construye a partir de un ensamblaje multicelular de estos cajones.

VALIDACIÓN ESTRUCTURAL

Para la comprobación estructural de dicho cajón se han llevado a cabo ensayos hidráulicos 2D en canal de oleaje así como un modelado numérico mediante elementos finitos, que han confirmado la viabilidad resistente y funcional de la estructura (ver Figura 2).

De la misma manera se han optimizado las dimensiones según el oleaje incidente y las solicitaciones a las que se va a ver sometido el cajón.

Figura 2. Ensayos 2D en canal de oleaje.

VENTAJAS DEL CAJÓN APOLONIO.

Las ventajas que ofrece esta nueva tipología de dique son múltiples, pero vamos a tratar de resumirlas como sigue:

1. El cajón Apolonio puede construirse con un cajonero tradicional: salvo la riostra superior, todo el hormigonado se hace por deslizamiento.
2. El desfase temporal que se registra entre el empuje del oleaje contra la primera hilera de cilindros y la segunda hace que las fuerzas máximas registradas sobre la estructura global se reduzcan en más del 50%.
3. Las geometrías cilíndricas permiten escapar al agua no sólo verticalmente sino también horizontalmente, reduciendo de este modo las fuerzas de impacto que se registrarían si la estructura tuviera un frontal plano.
4. El desfase temporal que se registra entre la velocidad y la aceleración máximas de las partículas de agua (90°) en el paso de una ola hacen que la fuerza de arrastre (proporcional a la velocidad al cuadrado) y másica (proporcional a la aceleración) no registren sus máximos simultáneamente.
5. La geometría del cajón permite ahorrar una gran cantidad de material, puesto que no trabaja principalmente por gravedad sino que se pilota en el fondo. En caso de terreno competente, la cimentación puede ser también de tipo superficial en base a una losa de solera discontinua o perforada.
6. El oleaje incidente se refleja en los cilindros como un haz multidireccional de trayectorias que evita en parte los fenómenos de resonancia y agitación aventajando de esta manera a los cajones tradicionales.
7. Se reduce radicalmente el rebase, por lo que la coronación del dique es mucho más baja (5 m en el modelo) que la de cualquier otra tipología, contribuyendo con ello a armonizar la estética con el paisaje.

CONCLUSIONES

Se trata de una tipología de dique vertical muy innovadora, que permite solventar muchos de los problemas actualmente existentes en el diseño de diques de abrigo y optimizar el coste económico de la obra.

REFERENCIAS

- Schlichting H., 1968. *Boundary Layer Theory*. 6ª ed., Mc.Graw.Hill.
- Mutlu Sumer, B., Fredsoe, Jorgen 1997. *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*. World Scientific.
- Le Méhauté, 1976 *Hydrodynamics & Water Waves*
- Aristaghes, P. et alia. *Caissons Peu Reflechissants*. P.I.A.N.C. BULLETIN 1985 N° 50
- Alonso, Emilio, 1994. *Las Estructuras Marinas ante la Racionalización de Costes*. (Conferencia)
- Sánchez del Río, L. y Alonso E. *Foro de la Innovación (Fundación Portuaria) Marzo 1999*.

APÉNDICE 2. Breve reseña de modelos de cargas de oleaje sobre diques de paramento plano

APÉNDICE 2. Breve reseña de modelos de cargas de oleaje sobre diques de paramento plano

ÍNDICE

1.- Breve reseña de modelos y formulaciones de cargas a lo largo de la Historia	3
1.1.- Teoría de onda estacionaria de Sainflou	4
1.2.- Método de Miche-Rundgren	5
1.3.- Introducción del concepto de geometría estadística. Longuet-Higgins	6
1.4.- Método de Nagai (régimen de Stokes)	7
1.5.- Modelo de Fenton de 3 ^{er} orden para diques verticales	8
1.6.- Método de Goda	8
1.7.- Sistematización en la determinación de la naturaleza de las cargas. Mapa paramétrico de PROVERBS (MAST III, 1998)	13
1.8.- Método de Nagai para diques mixtos (régimen de Boussinesq)	16
2.- Cargas de impacto	19

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Geometrización conceptual de un dique reflejante. Iribarren y Nogales (1954)	4
Figura 2. Diagrama de presiones de Sainflou (1928)	4
Figura 3. Distribución de presiones incluyendo la presión hidrostática de acuerdo a Miche- Rundgren (Shore Protection Manual, 1984)	6
Figura 4. Diagrama de presiones de Goda	9
Figura 5. Modelo gráfico de Goda para cargas cuasi-estacionarias (cargas positivas y negativas)	11
Figura 6. Distribución de presiones. Comparación de fuerzas obtenidas en prototipo y en modelo físico. Temporal de abril de 2013 (Díaz y Rodríguez, 2013)	11
Figura 7. Fuerza horizontal obtenida en prototipo, modelo físico, modelo numérico y formulación de Goda (Díaz y Rodríguez, 2013)	12
Figura 8. Comparativa de fuerzas horizontales (Díaz y Rodríguez, 2013)	12
Figura 9. Comparativa de fuerzas verticales (Díaz y Rodríguez, 2013)	13
Figura 10. Mapa paramétrico de McConell (PROVERBS, 1998)	15
Figura 11. Esquema de Nagai para diques mixtos (1969)	16
Figura 12. Definición de las condiciones de rotura del oleaje sobre el dique. Método de Nagai para diques mixtos	18
Figura 13. Valores de α para el modelo de Nagai para diques mixtos de banquetta baja	18
Figura 14. Clasificación de las formas de impacto	21
Figura 15. Diagrama de presiones de Minikin (1950)	21
Figura 16. Formas de rotura durante los ensayos de Oumeraci y Partenscky en el canal de gran escala de Hannover (1992)	22
Figura 17. Gráfico de Takahashi para la obtención de α_{l1}	23
Figura 18. Esquema de rotura impulsiva de Takahashi	24
Figura 19. Esquemas simplificados de picos impulsivos en rotura de oleaje en un dique vertical, a partir de Kortenhaus y Oumeraci (1995)	25
Figura 20. Registros en modelo físico de cargas horizontales, subpresiones y momentos, obtenido a partir de Kortenhaus y Oumeraci (1995)	26
Figura 21. Ensayos de Allsop y McKenna en Wallingford (1995 y 1996)	26

Figura 22. Esquema de la aplicabilidad de las diferentes similitudes en función del tipo de carga de impacto (PROVERBS, 1998)	27
Figura 23. Procedimiento propuesto para el escalado de las diversas componentes del historial de las cargas de oleaje (PROVERBS, 1998)	27
Figura 24. Trabajos de Allsop y Piscopia (2007). Ajuste y probabilidad de no excedencia en comparación con los resultados de Goda y Takahashi	28
Figura 25. Distribución de presiones para choques con aire ocluido y tipo “flip through” medidas en laboratorio (Hofland et al 2010)	29

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Corrección de los valores de H_s y H_{max} , según el modelo de Goda 1985	10
Tabla 2. Valores de P_{max} para diques mixtos de banquetta alta. Modelo de Nagai.....	17
Tabla 3. Valores del coeficiente k para diques mixtos de banquetta alta. Modelo de Nagai	17
Tabla 4. Valores de los coeficientes del modelo de Nagai para diques mixtos de banquetta baja	19

1.- Breve reseña de modelos y formulaciones de cargas a lo largo de la Historia

El concepto de geometrización conceptual del profesor Iribarren en el año 1938 sirve para establecer la distinción entre diques rompeolas y reflejantes contemplando los acuerdos establecidos a partir del XVI Congreso Internacional de Navegación y estudios anteriores, recomendando una profundidad mínima de, al menos, el doble de la altura de ola para esta tipología.

Hasta esa fecha se habían desarrollado los primeros estudios de Gaillard (1904) sobre datos de campo obtenidos mediante la instalación de dinamómetros en diques situados en los Grandes Lagos, los cuales sirvieron de base para el desarrollo de Hiroi (1919), que configura un diagrama de presiones rectangular con valor $P_{max}=1,50 \cdot \gamma_w \cdot H$, la cual es conservadora para aquellos casos donde la profundidad por encima de la berma de cimentación es mayor que $2 \cdot H_{1/3}$.

En la década de los veinte surgen los trabajos de Benezit (1923), la publicación de "*Essai sur les digues maritimes verticales*" (*Annales Ponts et Chaussées*, 1928) de Sainflou y se suceden los modelos dinámico-estáticos de Lira (1927-33), los trabajos de Gourret (1937) y la publicación del "Método de Cálculo de Diques Verticales" de Iribarren en 1938.

En ese momento pueden distinguirse dos clases de modelos predictivos de cargas de oleaje:

- Métodos estacionarios (hidrodinámicos o de onda estacionaria), como los de Benezit, Sainflou y Gourret (estos últimos planteando el problema en profundidades de transición y someras), basados en la teoría hidrodinámica del chapoteo (*clapotis*) u onda estacionaria, formada delante del paramento como consecuencia de la reflexión en el mismo. Estos modelos definen la existencia de una componente dinámica originada por la velocidad orbital.
- Métodos dinámico-estáticos: Lira e Iribarren, el cual posteriormente ("Obras marítimas. Oleaje y Diques"- 1954) abogaría por denominar este tipo de modelos como métodos de totalización dinámico-estáticos. Dentro de ellos, Lira introduce el concepto de velocidad orbital en la modelización de las cargas, mientras que Iribarren se basa en la celeridad de las ondas.

Igualmente, la distribución de las subpresiones queda definida con una ley triangular con valor correspondiente a la mitad de las presiones horizontales en la arista exterior y presión nula en la interior, en el instante de presión máxima de oleaje (paso cresta, presión dinámica de reflexión).

Figura 1. Geometrización conceptual de un dique reflejante. Iribarren y Nogales (1954)

1.1.- Teoría de onda estacionaria de Sainflou

En 1928 Sainflou desarrolla un modelo para la determinación de presiones (tanto en paso cresta como en paso seno) debidas a oleaje monocromático no roto sobre paramentos verticales. Para ello empleó una aproximación basada en la teoría de Stokes de segundo orden, perfil de onda trocoidal e hipótesis de reflexión completa.

Según el modelo de Sainflou la generación de la onda estacionaria delante del paramento establece una elevación (δ_0) del nivel de referencia, tomada como el centro del movimiento orbital de la onda estacionaria, respecto del nivel del mar en reposo (SWL) según:

$$\frac{\delta_0}{H} = \pi \frac{H}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad \text{ec (ap.2.1)}$$

Figura 2. Diagrama de presiones de Sainflou (1928)

Por lo que las máximas y mínimas elevaciones (Y_{cresta} e Y_{seno}) respecto del nivel del mar en reposo (SWL) son:

$$Y_c = H + \delta_0 = H + \pi \cdot H \frac{H}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad \text{ec (ap.2.2)}$$

$$Y_s = -(H - \delta_0) = -H + \pi \cdot H \frac{H}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad \text{ec (ap.2.3)}$$

Mientras que la presión máxima (correspondiente al paso cresta) y mínima (al paso seno) a cualquier cota z queda:

$$\frac{P_{cr}(z)}{\rho g} = -z + H \cdot \frac{\sinh\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \cdot \cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad \text{ec (ap.2.4)}$$

$$\frac{P_s(z)}{\rho g} = -z - H \cdot \frac{\sinh\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \cdot \cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad \text{ec (ap.2.5)}$$

Por lo que las leyes de presiones resultantes para el paso cresta y seno quedan definidas por los siguientes valores, según la figura anterior:

$$P_2 = \frac{\rho g H}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad \text{ec.(ap.2.6)}$$

$$P_1 = (P_2 + \rho g h) \frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \quad \text{ec. (ap.2.7)}$$

$$P_3 = \rho g \cdot (H - \delta_0) \quad \text{ec. (ap.2.8)}$$

Posteriormente Nagai comprueba en base a sus resultados experimentales que el modelo de Sainflou es aplicable en el rango $0,135 < h/L < 0,2$ y $H/L \leq 0,035$.

1.2.- Método de Miche-Rundgren

Por su parte Miche (1944) y posteriormente Rundgren (1958) desarrollan modelos de presión sobre paramentos verticales para ondas estacionarias basados en distintos valores del coeficiente de reflexión, sobre el modelo estacionario de Sainflou de 1928.

De esta manera, el modelo de Rundgren es una solución de segundo orden que corrige la sobre-estimación del modelo de Sainflou de cargas para oleajes muy peraltados en situación de no rotura, introduciendo el coeficiente de reflexión $R = H_r / H_i$.

Para el paso de la cresta del oleaje, el modelo de Miche-Rundgren estima un incremento homogéneo p_1 de presión (presión dinámica o cuasi-estática) a sumar a la correspondiente presión hidrostática (que varía de cero a nivel de superficie hasta $\rho_w \cdot g \cdot d$ en el fondo). El valor de esta presión “cuasi-estática” p_1 es de:

$$p_1 = \left(\frac{1+R}{2}\right) \frac{\rho g H_i}{\cosh(kd)} \quad \text{ec.(ap.2.9)}$$

Por el contrario, durante el paso del seno la presión se incrementa desde el valor nulo a nivel de superficie hasta $\rho_w \cdot g \cdot d - p_i$ en el fondo.

Por otra parte, de acuerdo al Shore Protection Manual (1984), tanto las fuerzas y momentos como la altura del centro del movimiento orbital de las partículas sobre el nivel de la lámina de agua libre para un oleaje no roto en un paramento vertical puede ser estimado mediante gráficos empleando un coeficiente de reflexión C_R cuyo valor se encuentra entre 1,0 y 0,9.

Figura 3. Distribución de presiones incluyendo la presión hidrostática de acuerdo a Miche-Rundgren (Shore Protection Manual, 1984)

1.3.- Introducción del concepto de geometría estadística. Longuet-Higgins

Desde un punto de vista cronológico, a partir de la teoría de geometría-estadística de Longuet-Higgins de la década de los cincuenta, se desarrollaron las discusiones sobre la elección de la altura de ola de diseño, discusión en la que evidentemente no entran los modelos clásicos anteriores a esa fecha: Hiroi, Sainflou, Bagnold, Wagner, Iribarren, Lira, Benedit y Miche-Rundgren, entre otros.

El concepto de geometría estadística permite distinguir entre $H_{1/3}$ ó promedio del tercio de olas más altas, $H_{1/10}$ ó promedio de las 1/10 de las N olas más altas de un registro, ó H_{max} como la altura de ola máxima del mencionado registro, siendo esta última equiparable a $H_{1/250}$ para el modelo de Goda de 1985, que posteriormente se presenta.

El empleo de esta herramienta permite precisar la aplicabilidad y los prediseños basados en los diversos modelos, mediante la asignación más conveniente de la H_d (altura de ola de cálculo) para cada formulación en concreto.

De manera general y en cuanto que esta tipología de gravedad es susceptible de averías súbitas, la altura de ola de diseño debe plantearse como:

$$H_d = \min\{H_{\max,N}, H_b\} \quad \text{ec. (ap.2.10)}$$

$$H_{\max,N} = \frac{H_s}{\sqrt{2}} \left[\sqrt{\ln(N)} + \frac{0.2886}{\sqrt{\ln(N)}} \right] \quad \text{ec (ap.2.11)}$$

A continuación, y por su relevancia, se presentan de manera resumida los modelos de Nagai y Goda, como especialmente representativos de las décadas de 1960 y 1980. Independientemente de estos, debe tenerse en cuenta el desarrollo paralelo de diversos modelos a lo largo de este periodo y que aquí no se presentan: Mitsoyasu, Lundgren, Horikawa, Noguchi y Tanimoto.

Además de los anteriores, es reseñable también el desarrollo de modelos que tratan las presiones impulsivas en oleajes rotos, o en situación de proceso de rotura. Una visión breve a estos modelos se presenta en el apartado siguiente “2. Cargas de impacto” del presente Apéndice.

1.4.- Método de Nagai (régimen de Stokes)

Nagai (1969) desarrolla un método semi-empírico, aplicable para oleajes sin oblicuidad y suponiendo reflexión perfecta, en el marco del régimen de Stokes, escogiendo las teorías que mejor se ajustan a los resultados experimentales para distintos rangos de H/L y de h/L , siempre para $H/L < 0,5$.

Es importante señalar que Nagai recomienda como valores de diseño emplear $H_{1/10}$ y $L_{1/10}$.

Así, el modelo de Nagai distingue:

- *Ondas en profundidades indefinidas ($h/L \geq 0,35$)*

La ley de presiones máximas resulta:

$$P = -\rho g z + \rho g H_i \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh k(h+H_i)} \quad \text{para } H_i \leq z \leq -h \quad \text{ec (ap.2.12)}$$

Y la resultante de empujes máximos integrada entre $z=-h$ y $\eta_{\max}=H$ es:

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} (h^2 - H_i^2) + \rho g H_i \frac{\tanh k(h+H_i)}{k} \quad \text{ec (ap.2.13)}$$

- *Ondas en profundidades reducidas ($0,135 < h/L < 0,35$)*

En este caso la ley de presiones máximas coincide con la solución de la teoría lineal para incidencia normal y reflexión perfecta.

$$P = -\rho g z + \rho g H_i \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad \text{para } 0 \leq z \leq -h \quad \text{ec (ap.2.14)}$$

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} (h^2 + H_i^2) + \rho g H_i \frac{\tanh kh}{k} \quad \text{ec (ap.2.15)}$$

$$\eta_{\max}=H_i$$

- *Ondas en profundidades muy reducidas ($h/L < 0,135$)*

En este caso el modelo de Nagai sólo es válido si $H/L < 0,4$.

$$P = -\rho g z + \rho g H_i \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} + \rho g \frac{0.3 H_i (h+z)}{h} \quad \text{para } 0 \leq z \leq -h \quad \text{ec (ap.2.16)}$$

$$\eta_{\max} = 1.3 \cdot H_i$$

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} (h^2 + (1.3 H_i)^2) + \rho g H_i \frac{\tanh kh}{k} + 0.15 \rho g \cdot h H_i \quad \text{ec (ap.2.17)}$$

- **Cálculo de subpresiones**

Nagai también establece un criterio único para el cálculo de subpresiones:

- Para banquetas intactas: Presión dinámica entre 1.5 y 1 t/m² en la arista exterior del dique decayendo linealmente hasta cero en el lado protegido
- Para banquetas con elementos removidos por el oleaje: Presión dinámica entre 2 y 3 t/m² en la arista exterior del dique decayendo linealmente hasta cero en el lado protegido

La subpresión hidrostática no debe ser incluida en el modelo de cálculo, pues debe adoptarse que la parte sumergida del dique tiene una densidad $\rho_{\text{dique}} = \rho_w$.

1.5.- Modelo de Fenton de 3^{er} orden para diques verticales

Sobre la base de los trabajos de Hsu y Tsuchiya (1979) y sus soluciones de tercer orden, Fenton (1985) desarrolla una expresión de la distribución de presión sobre una pared vertical plana, con un ángulo de incidencia cualquiera.

El modelo de Fenton trata de ampliar el rango de aplicabilidad de las teorías de primer y segundo orden existentes, las cuales habían demostrado dar resultados suficientemente aproximadas dentro de su rango de aplicación. A este respecto, las teorías de tercer orden podían proporcionar valores aceptables en rangos más amplios.

Sin embargo, la aplicación del modelo de Fenton presentaba algunos inconvenientes. En primer lugar, su complejidad, que implica la necesidad de medios computacionales específicos para su resolución. Además, partía de una variable como la altura de ola del campo de oleaje cruzado contra el dique, el cual no es en sí conocido de antemano.

El modelo tiene en cuenta también la posible existencia de una corriente delante y paralela al dique, que es promediada en toda la profundidad de la lámina de agua así como en el tiempo.

De esta manera, Fenton trata de dar una solución práctica al problema, mediante la integración de la ley de presiones en vertical y en horizontal a lo largo de un determinado tramo de longitud L_w .

1.6.- Método de Goda

A partir de mitad de la década de los setenta del siglo pasado, el modelo de Goda es empleado con gran profusión, llegando a convertirse como el modelo clásico para esta tipología.

El primer diagrama data de 1974 y fue posteriormente modificado por el propio Goda y Tanimoto en 1983, dando lugar finalmente al método de Goda generalizado de 1985 con la introducción de nuevos parámetros, una vez que se comprobó que el modelo original minimizaba la estimación de cargas para casos de ola en rotura. Finalmente el modelo generalizado fue readaptado por Takahashi entre los años 1990 a 1995 para su aplicación a diques a pequeña profundidad susceptible de recibir cargas impulsivas (el modelo de Takahashi se presenta en el apartado 2 de este Apéndice).

El modelo de Goda establece el siguiente esquema de presiones sobre el dique.

Figura 4. Diagrama de presiones de Goda

El modelo parte también de las variables β (ángulo formado por la dirección de aproximación del frente de oleaje y la línea normal a la alineación del dique) y por θ (pendiente del fondo natural delante del dique).

El modelo define la sobreelevación, η^* , como:

$$\eta^* = 0,75[1 + \cos \beta] \cdot H_D \quad \text{siendo} \quad H_D = \min \left\{ H_{\frac{1}{250}}, H_b \right\} \quad \text{ec. (ap.2.18)}$$

$$H_{\frac{1}{250}} = 1,80 H_{\frac{1}{3}} \quad \text{ec (ap.2.19)}$$

$$H_b = 0,17 L_0 \left\{ 1 - \exp \left[-1,50 \frac{\pi \cdot h_b}{L_0} \left(1 + 15 \tan^{4/3} \theta \right) \right] \right\} \quad \text{ec (ap.2.20)}$$

siendo h_b la profundidad del fondo marino a una distancia del paramento del dique de cinco veces la altura de ola significativa.

Mientras que las leyes de presiones quedan definidas del siguiente modo:

$$P_1 = 0,50 \cdot [1 + \cos \beta] \cdot [\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta] \cdot \rho g \cdot H_D \quad \text{ec (ap.2.21)}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)} \quad \text{ec (ap.2.22)}$$

$$P_3 = \alpha_1 \cdot P_1 \quad \text{ec (ap.2.23)}$$

$$P_u = 0,50 \cdot [1 + \cos \beta] \cdot [\alpha_1 \alpha_3] \cdot \rho g \cdot H_D \quad \text{ec (ap.2.24)}$$

Donde α_1 , α_2 y α_3 toman los siguientes valores.

$$\alpha_1 = 0.60 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad \text{ec (ap.2.25)}$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left(\frac{h_b - d}{3h_b} \right) \frac{H_d^2}{d^2}, \frac{2d}{H_d} \right\} \quad \text{ec (ap.2.26)}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{h'} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad \text{ec (ap.2.27)}$$

El modelo generalizado de 1985 aplica los coeficientes β correctores de la altura de ola del siguiente modo.

$$H_0^* = K_r K_d H_0 \quad \text{ec (ap.2.28)}$$

Tabla 1. Corrección de los valores de H_s y H_{max} , según el modelo de Goda 1985

	$H_{1/3}$	H_{max}
Si $h/L_0 > 0,20$	$H_{1/3} = K_s \cdot H_0^*$	$H_{max} = K_s \cdot H_0^*$
Si $h/L_0 < 0,20$	$H_{1/3} = \min \{ \beta_0^* H_0^* + \beta_1^* h, \beta_{max} H_0^*, K_s H_0^* \}$	$H_{max} = \{ \beta_0^* H_0^* + \beta_1^* h, \beta_{max} H_0^*, K_s H_0^* \}$

Los coeficientes correctores (β_0^* , β_1^* , β_{max}) presentan expresiones diferentes bien sean para altura de ola significativa o para altura de ola máxima, y son dependientes en todos los casos de θ y del monomio H_0^*/L_0 .

Figura 5. Modelo gráfico de Goda para cargas cuasi-estacionarias (cargas positivas y negativas)

La aplicación de la fórmula de Goda en situaciones de cargas no impulsivas ha sido comparada con la toma de medidas en campo en algunos diques, así como puesta en contraste con los resultados obtenidos en modelo numérico. Un ejemplo reciente es el trabajo realizado por Díaz y Rodríguez (2013) a partir de la toma de datos con sensores de presión en el cajón nº8 del dique de Botafoc en Ibiza (España) y con toma de datos con ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) situado 300 m delante del dique y a 30 m de profundidad. Los temporales más representativos registrados fueron posteriormente reproducidos en ensayos en modelo físico en el canal de ensayos del INHA (Barcelona) a escala 1/30 y 1/60 y con modelo numérico IH-2VOF de IH Cantabria, usando la técnica *Volumen of Fluid*.

Figura 6. Distribución de presiones. Comparación de fuerzas obtenidas en prototipo y en modelo físico. Temporal de abril de 2013 (Díaz y Rodríguez, 2013)

Figura 7. Fuerza horizontal obtenida en prototipo, modelo físico, modelo numérico y formulación de Goda (Díaz y Rodríguez, 2013)

Figura 8. Comparativa de fuerzas horizontales (Díaz y Rodríguez, 2013)

Figura 9. Comparativa de fuerzas verticales (Díaz y Rodríguez, 2013)

Este trabajo de Díaz y Rodríguez (2013) concluye en que la formulación de Goda sobreestima las cargas horizontales del orden de un 30-35% para la fuerza horizontal, pero por encima de un 50% para las solicitaciones verticales (subpresión).

Por su parte, el modelo numérico se ajusta muy bien a las cargas horizontales, con errores relativos del 5-25%. Sin embargo la correcta calibración de la porosidad de la banqueta es imprescindible para una adecuada modelización del flujo, con objeto de conseguir una correcta estimación de las subpresiones.

Finalmente, los ensayos físicos empleando la similitud de Froude para el oleaje reproducen las cargas horizontales y verticales con un error menor del 20% en ambos casos.

1.7.- Sistematización en la determinación de la naturaleza de las cargas. Mapa paramétrico de PROVERBS (MAST III, 1998)

El análisis del comportamiento del monolito vertical frente al oleaje rompiente y las condiciones geométricas y de caracterización estadística del oleaje incidente llevaron al desarrollo del PROVERBS (*Probabilistic Tools for Vertical Breakwaters*) (Oumeraci *et al.*, 1998) del Programa MAST III, en el cual se elaboró el mapa paramétrico que sirve para sistematizar la caracterización de la naturaleza de las cargas de oleajes estacionarias, de impacto o cíclicas, en función de sus condiciones y de las características geométricas del dique.

El mapa se elabora mediante la definición de los siguientes productos adimensionales:

- Altura de berma relativa: $h_b^* = \frac{h_b}{h_s}$
- Altura relativa de ola significante: $H_s^* = \frac{H_s}{h_s}$
- Anchura de berma relativa: $B^* = \frac{B_{eq}}{L}$

- Fuerza horizontal relativa: $F_h^* = \frac{F_h}{\rho_w g H_b^2}$
- Berma equivalente: $B_{eq} = B_b + 0,50 \cdot h_b \cot g(\alpha)$

where $h_b^* = h_b/h_s$, $H_s^* = H_{sl}/h_s$, $B^* = B_{eq}/L_{pi}$

Figura 10. Mapa paramétrico de McConell (PROVERBS, 1998)

En general, puede afirmarse que el criterio que diferencia un dique vertical de uno mixto (o dique vertical compuesto, según algunas nomenclaturas) es la posibilidad del oleaje de romper contra su paramento. Así, los diques verticales tienen un valor de altura de ola significativa $H_s^* < 0,35$ y el valor de berma relativa h_b^* tiene un valor menor que 0,30.

Eso implica que el oleaje incidente, y en consecuencia la ley de presiones, puede ser modelado en teorías que se enmarcan en el régimen de Stokes, o bien mediante otras teorías basadas en el régimen de Boussinesq, como la teoría de la onda solitaria o la solución cnoidal.

Por el contrario, para diques que se localizan a menores profundidades donde es posible la rotura del oleaje, es decir aquéllos sometidos a $H_s^* > 0,35$ o para los diques mixtos, los cuales cumplen $0,3 < h_b^* < 0,9$, es necesario acudir a modelos basados en el régimen de Boussinesq para modelar el oleaje incidente y el campo de presiones, los cuales difieren notablemente del modelo de Goda.

La resolución de los modelos basados en el régimen de Boussinesq son complejos. Además, su aplicabilidad deja de ser válida conforme va desarrollándose el proceso de rotura en el momento de impacto del oleaje sobre el dique. Por lo que para dichos casos (condiciones más o menos desarrolladas de rotura del oleaje) es necesario acudir a modelos basados en la experimentación, bien sea a escala reducida o a escala de prototipo.

Son, por lo tanto, los casos que corresponden con diques mixtos los más interesantes y complejos desde un punto de vista de resolución en la caracterización de la naturaleza de las cargas, pues el espectro de los posibles tipos de cargas abarca desde las ondas cuasi estacionarias a las olas rotas, como puede verse en la figura anterior.

Los casos de ondas rompientes son tratados mediante los modelos específicos que se presentan de manera resumida en el apartado siguiente. No obstante, en este apartado y debido a su importancia y representatividad se describe a continuación el método de Nagai para diques mixtos, el cual complementa al ya presentado anteriormente.

1.8.- Método de Nagai para diques mixtos (régimen de Boussinesq)

El método define las leyes de presiones máximas para incidencia normal al dique. Nagai distingue entre diques mixtos de banqueta alta ($h_1/h_2 < 0,4$ a $0,5$) y de banqueta baja ($0,4$ a $0,5 \leq h_1/h_2 \leq 0,75$), en función del valor de la relación h_1/h_2 de acuerdo a la nomenclatura de la siguiente figura.

Figura 11. Esquema de Nagai para diques mixtos (1969)

Como se ha mencionado anteriormente en el modelo general de Nagai, se recomienda como valores de diseño emplear $H_{1/10}$ y $L_{1/10}$.

- *Diques mixtos de banqueta alta*

Tabla 2. Valores de P_{max} para diques mixtos de banqueta alta. Modelo de Nagai

Valor de $H1 \cdot (h1/h) \cdot (H/L)$	Valor de P_{max} (t/m ²)	Comentarios
≤ 0.044 m	$P_{max} = 4 + 500 \rho g \cdot h_1 \frac{h_1}{h} \frac{H}{L}$	Valor superior de $P_{max} = 26,6$ t/m ²
> 0.044 m	De 20 a 26 t/m ²	Debe tomarse el valor de 26 t/m ² para diques totalmente expuestos y de 20 t/m ² para diques parcialmente protegidos

Una vez así estimado el valor de P_{max} , la definición de la ley de presiones sobre el paramento depende del peralte de la ola incidente (H/L) y de la profundidad relativa delante del dique (h_1/H_i), distinguiendo tres posibles tipos de distribuciones, todas ellas de la forma:

$$P(y) = P_{max} \left(1 - \frac{y}{k \cdot H_i} \right)^2 \quad \text{siendo aplicable en el intervalo: } 0 \leq y \leq k \cdot y \quad \text{ec. (ap.2.29)}$$

Tabla 3. Valores del coeficiente k para diques mixtos de banqueta alta. Modelo de Nagai

	Distribución A	Distribución B	Distribución C
H/L	$\geq 0,045$	$\geq 0,045$	$\geq 0,045$
h_1/H_i	≤ 1	≈ 1	> 1
Valor de k	0,5	1	1,5
Valor de y	y es el valor absoluto de z	y es la distancia desde el pie del cajón vertical	y es la distancia desde el pie del cajón vertical
Comentarios	Las olas rompen justo delante del dique, produciendo la presión máxima alrededor del Nivel Medio en reposo (NMR). La ley resultante es simétrica respecto del NMR	La ola rompe en voluta justo antes del dique, impactando sobre la base del dique, lugar donde se produce la presión máxima (pie del dique)	La ola se descresta antes de abordar el dique. La máxima presión se produce al pie del cajón vertical.

- *Diques mixtos de banqueta baja*

El valor de los monomios B/h_2 , h_2/h_1 y h/L determinan si el oleaje rompe o no sobre el dique. Independientemente de ello, la presión máxima siempre se produce alrededor del NMR. Además de ello el valor de h_2/H determina el valor de cálculo de la presión máxima.

Figura 12. Definición de las condiciones de rotura del oleaje sobre el dique. Método de Nagai para diques mixtos

Además de lo anterior, el oleaje romperá sobre el dique siempre que $H/h \geq 0,5$.

Independientemente de lo anterior, es posible que en estos casos de banquetta baja se den, para el oleaje de diseño, las condiciones de onda estacionaria, según el criterio del mapa paramétrico anterior. En estos casos el cálculo es igual que para un dique vertical.

En los demás casos, el valor de la presión máxima es:

$$P_{\max} = \alpha \cdot \rho g \cdot H \quad \text{ec (ap.2.30)}$$

Figura 13. Valores de α para el modelo de Nagai para diques mixtos de banquetta baja

La distribución de presiones sobre el paramento se define según:

$$P(z) = P_{\max} \frac{\cosh \left[\beta \left(1 + \frac{z}{h_1} \right) \right]}{\cosh \beta} \quad \text{para } z < 0 \quad \text{ec (ap.2.31)}$$

Siendo:

$$\beta = \sqrt{6\alpha + 26} - 5 \quad (\text{siempre que } 1 \leq \alpha \leq 5)$$

Mientras que para $z > 0$ (es decir, sobre el NMR) la ley de presiones es triangular con $P=0$ en $\eta_{\max} = \gamma \cdot H$, estando γ en función del valor de α y del calado relativo (h/L).

Tabla 4. Valores de los coeficientes del modelo de Nagai para diques mixtos de banqueta baja

$h/L < 0.135$		$0.15 \leq h/L \leq 0.35$	
	Valor de γ		Valor de γ
$\alpha \leq 1,3$	1,3	$\alpha < 1$	1
$1,3 < \alpha < 1,5$	$-2,13\alpha + 4,06$	$1 < \alpha < 3$	$-0,25\alpha + 1,25$
$1,5 < \alpha < 3$	$-0,25\alpha + 1,25$		
$3 < \alpha$	0,5	$3 < \alpha$	0.5

2.- Cargas de impacto

Las cargas de impacto de oleaje se caracterizan por ser un fenómeno dinámico que genera grandes presiones sobre el paramento vertical durante un instante de muy corta duración.

Las distintas naturalezas de las cargas y las formas respectivas del oleaje en el momento de solicitar al dique quedan clasificadas en el mapa paramétrico de McConell *et al.* de 1998 mostrado anteriormente. Puede comprobarse en él que la importancia de estas cargas y la magnitud del pico impulsivo es función del proceso de rotura del oleaje en el momento de impactar contra el paramento vertical, con una variación clara en el diagrama $F_H - t/T$, que pasa gradualmente por las fases: onda cuasi-estacionaria, oleaje ligeramente en rotura, ola rompiente, ola rota.

Por lo general, los diques verticales deben ser ubicados en localizaciones donde estas cargas no sean susceptibles de ocurrir. Sin embargo incluso para la tipología de dique vertical estricto, pueden ocurrir cargas de impacto en el caso de grandes olas, o cuando $H_s^*/h > 0,35$. El riesgo de existencia de cargas de impacto es mucho mayor si el dique se encuadra dentro de la tipología de “dique vertical compuesto” o “dique mixto”.

En cuanto a la importancia que estas cargas pueden tener en el diseño del dique vertical, ha habido históricamente dos maneras de afrontar el problema. Por una parte aquella que, aun asumiendo la importancia y magnitud que estas cargas pueden tener, consideran que su influencia en la estabilidad general del dique es escasa, al estar circunscrita a ubicaciones muy específicas de la estructura y ser aplicadas durante un periodo muy corto de tiempo, insuficiente para movilizar el sistema que conforma el monolito y el terreno sobre el que se cimenta.

Frente a este enfoque, no obstante, cabe confrontar los resultados de los trabajos de recopilación de datos englobados dentro del Working Group 28 (2003) de PIANC, en relación con el comportamiento

de diferentes casos reales de diques de diversas tipologías. En concreto en dicho informe se relacionan 26 ejemplos basados en 5 tipologías generales diferentes. En cuatro de los 26 casos estudiados se refirieron averías de diversa consideración si bien ninguno de ellos había sido sometido a sus correspondientes temporales de diseño, demostrando de esta manera la importancia que el fenómeno de las cargas de impacto puede llegar a tener en aquellos casos en que hay riesgo de ocurrencia.

De manera general, puede existir riesgo de presentación de presiones impulsivas cuando la pendiente del fondo natural es suficientemente pronunciada, o bien cuando el dique está cimentado sobre una banqueta de espesor significativo y que se prolongue suficientemente delante de él, o finalmente y como se ha señalado anteriormente, cuando el dique se encuentra cimentado a una cota reducida en comparación con el oleaje que le solicita.

En todos estos casos, para que se produzca la carga de impacto, el oleaje en proceso de rotura debe incidir sobre el paramento del dique de manera prácticamente normal (ángulo de incidencia cercano a cero). De hecho, la mayoría de los autores recomiendan ignorarlo en el caso de que el ángulo de incidencia del oleaje respecto a la normal del dique supere los 30°.

Modelos más relevantes de estimación de las cargas de impacto

El empleo de transductores piezo-eléctricos en la toma de medidas de campo durante un registro suficientemente representativo de tiempo fue llevado a cabo en Dieppe (Francia) por Rouville *et. al* en 1938, los cuales demostraron la existencia de cargas de impacto muy localizadas (variaciones del 90% en menos de 1 m de dique) y de muy pequeña duración.

La calidad y la adecuada calibración de los trabajos de Rouville fueron la base para los trabajos posteriores de Bagnold y Minikin.

Los primeros trabajos sistemáticos al respecto para desarrollar un modelo predictivo de cargas de impacto son los de Bagnold (1938-39), que estudió la naturaleza impulsivas de las presiones que actúan sobre un paramento vertical cuando el choque se produce con aire confinado provocando un efecto martillo. Estas presiones instantáneas pueden alcanzar picos de valor dados por la expresión:

$$P_{\max} = \frac{2.70 \cdot \rho \cdot U^2 \cdot K}{D} \quad \text{ec (ap.2.32)}$$

donde U es la velocidad de la ola cuando impacta sobre el monolito y K es la altura de la columna de agua, que se puede considerar como 1/5 de la altura de ola incidente.

Sobre este esquema Bagnold analiza los fenómenos de aireación, formación de espuma y otros que pueden afectar significativamente a la semejanza de Froude propuesta en los ensayos físicos.

Los trabajos de Bagnold sirven de base para el desarrollo de diversos estudios posteriores sobre el fenómeno de las presiones de pico o impulsivas. Una primera clasificación de este tipo de cargas tiene en cuenta el ángulo de ataque (β) de la onda sobre el paramento vertical, y su comparación con el radio de curvatura de la onda en el proceso de descrestamiento (d), distinguiendo las formas tipo: Wagner, o de “choque ventilado” como son denominados por Lundgren (1969) y Horikawa y Noguchi (1970), con $\beta > d$; tipo Bagnold, o de aire ocluido, con $\beta < 0$, con fenómenos de “presión de pico angular-única” (Goda, 1967); y la forma intermedia en transición, donde $d > \beta > 0$.

Figura 14. Clasificación de las formas de impacto

En 1950, Minikin define un modelo de estimación de las cargas de impacto a partir de los resultados de Bagnold y sus propios estudios, obteniendo fuerzas instantáneas del entorno de 15 y 18 veces mayores que las correspondientes para olas no rotas. La expresión de Minikin ha venido siendo utilizada de manera generalizada.

$$P_m = 101 \cdot \rho g \cdot \frac{H_b}{L_d} \cdot \frac{d_s}{D} (D + d_s) \quad \text{ec (ap.2.33)}$$

Figura 15. Diagrama de presiones de Minikin (1950)

siendo:

P_m : presión máxima dinámica

$w = \rho g$

H_b : altura de ola en rotura

d_s : profundidad a pie de dique

D : profundidad delante del dique a una longitud de onda L_d

La resultante de la ley de presiones dinámicas (R_m) de la ley de Minikin y la resultante total (R_t) resultan:

$$R_m = \frac{P_m H_b}{3} \quad \text{ec (ap.2.34)}$$

$$R_t = R_m + \frac{w \left(d_s + \frac{H_b}{2} \right)^2}{2} \quad \text{ec (ap.2.35)}$$

Mientras que la presión a diferentes cotas del paramento sigue la siguiente ley:

$$P = P_{\max} \left(1 - \frac{2y}{H} \right)^2 \quad \text{ec (ap.2.36)}$$

A comienzos de la década de los setenta, Ito desarrolla su modelo sobre la base de los monomios adimensionales $P/(\rho \cdot g)$ y de H/d .

$$\frac{P}{\gamma_w \cdot H} = 0,70 \quad \text{para } H/d < 1 \text{ (onda estacionaria)} \quad \text{ec (ap.2.37)}$$

$$\frac{P}{\gamma_w \cdot H} = 0,15 + 0,55 \frac{H}{d} \quad \text{para } H/d > 1 \text{ (condiciones de rotura)} \quad \text{ec (ap.2.38)}$$

Por su parte, Balckmore y Hewson (1984) llevaron a cabo campañas de medidas en campo en cuatro diques en el sur de Inglaterra, con registros de picos impulsivos relativamente moderados.

Desde finales de la década de los ochenta y a lo largo de los noventa se suceden los trabajos de Oumeraci y Partenscky (1992), Tanimoto, Takahashi *et al.* (1992, 1994), Kortenhaus y Oumeraci (1995) y Allsop (1996), como algunos de los más relevantes.

Oumeraci y Partenscky (1992) estudian la correlación de la forma de rotura de oleaje sobre el paramento vertical en función de la pendiente del fondo y la cantidad de aire atrapado delante del dique, distinguiendo siete tipos de rotura en función del monomio H_b/d_w . Obteniendo la siguiente relación a partir de la toma de datos en 705 muestras: $d_w = 0,80 \cdot d_b$, estando d_w referida al nivel de mar en reposo.

Por su parte, la cantidad de aire atrapado no sólo determina la magnitud del impacto sino su distribución espacial y temporal a lo largo del dique.

Plunging breaker					Spilling breaker	
upward deflected	well developed		broken		well developed	broken
$\frac{H_b}{d_w} = 0,92$	$\frac{H_b}{d_w} = 0,99$	$\frac{H_b}{d_w} = 1,06$	$\frac{H_b}{d_w} = 1,14$		$\frac{H_b}{d_w} = 0,99$	$\frac{H_b}{d_w} = 1,14$

Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6	Type 7

Figura 16. Formas de rotura durante los ensayos de Oumeraci y Partenscky en el canal de gran escala de Hannover (1992)

El modelo de Takahashi *et al.* (1992) proponen una modificación a los métodos de Goda tras el estudio en modelo físico de las presiones de impacto en diques en profundidad reducida. Inicialmente Takahashi relaciona este fenómeno a los diques verticales que presentan una relación $d/H < 0,70$, casos en los que deben incluirse los coeficientes α de presiones impulsiva:

$$\alpha_2^* = \max\{\alpha_{2Goda}, \alpha_I\} \quad \text{siendo } \alpha_I = \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1} \quad \text{ec (ap.2.39)}$$

Debe hacerse constar que los dos factores que conforman dicho coeficiente α_I tienen significados diferentes:

- α_{I0} representa la importancia de la rotura de la ola contra la banquetta
- α_{I1} está relacionado con la forma y anchura de la berma delantera

Sus expresiones respectivas son las siguientes:

$$\alpha_{I0} = \frac{H}{d} \quad \text{si } H < 2d \quad \text{ec (ap.2.40)}$$

$$\alpha_{I0} = 2 \quad \text{si } H > 2d \quad \text{ec (ap.2.41)}$$

Mientras que α_{I1} se obtiene gráficamente de la siguiente figura.

Figura 17. Gráfico de Takahashi para la obtención de α_{I1}

Luego el coeficiente α_I puede llegar a obtener un valor de 2,0 para los casos más desfavorables, que se centran en las situaciones en las que $B_m/L \approx 2$, $d/h \approx 0,40$ y $H/d > 2$.

Figura 18. Esquema de rotura impulsiva de Takahashi

Puede comprobarse por tanto que para diques verticales a grandes profundidades donde no hay riesgo de oleajes en rompiente, α_1 tiendo a cero, con lo que $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$ y, por tanto, es aplicable el modelo de Goda. Además, en dichos casos, el modelo de Goda proporciona resultados conservadores en cuanto a fuerzas horizontales respecto a las medidas en laboratorio.

El modelo de Takahashi se refina posteriormente (Takahashi, Tanimoto, Shimosako, 1994) con la introducción de los coeficientes experimentales d_1 y d_2 , que dependen de los parámetros geométricos de la banqueta:

- h_i : profundidad hasta la cota superior de la banqueta de escollera
- A_b : Anchura de la berma delantera

También esclarecedor es la recomendación en la elección de la altura de ola de diseño H_D , según:

$$H_D = \min \left\{ H_{\frac{1}{250}}, H_b \right\} \quad \text{siendo} \quad H_{\frac{1}{250}} = 1,80 \cdot H_s \quad \text{ec (ap.2.42)}$$

Por su parte, Kortenhaus y Oumeraci en 1995, profundizan en la duración de las cargas impulsivas y en su proceso de generación y disipación, mediante el mismo tipo de gráfico que relaciona fuerza con el tiempo, o bien presentando las variables de manera adimensionalizada.

Estos esquemas resultan especialmente importantes cuando se refiere al estudio dinámico de la interacción suelo-estructura, y la capacidad del impacto para la movilización de la masa del monolito en función de la duración del impacto y su comparación con el periodo propio de oscilación de la estructura (T_N). De esta relación se puede deducir la influencia de la carga de impacto en la generación de exceso de presiones intersticiales que hagan disminuir las presiones efectivas y, por tanto, disminuyen los coeficientes de seguridad del dique frente a modos de fallo geotécnicos.

Este análisis dinámico puede abordarse de diversas maneras, con diferentes grados de complejidad, la cual depende:

- De la consideración estática o dinámica de las cargas.
- Del comportamiento lineal o no lineal de las cargas.

- De la consideración elástica o elasto-plástica de respuesta del cimientto.

Figura 19. Esquemas simplificados de picos impulsivos en rotura de oleaje en un dique vertical, a partir de Kortenhaus y Oumeraci (1995)

Las variables adimensionalizadas de fuerza y tiempo quedan en estos modelos de cálculo del siguiente modo:

$$\overline{F_h} = \frac{F_h}{\rho g \cdot H_b^2} \quad \text{ec (ap.2.43)}$$

siendo $\overline{t_d} = \frac{t_d}{T}$.

Para cargas cíclicas y para cargas cuasi-estacionarias $\overline{t_d} \approx 0,5$, $\overline{F_{h,max}} \leq 3,0$ y $t_d > T_N$.

Para cargas de impacto $\overline{t_d} \approx 0,01$ y $\overline{F_{h,max}} \approx 3,0 + 15,0$ y $t_d < T_N$.

Por su parte, Oumeraci aprovecha sus ensayos no sólo para medir el desarrollo temporal (generación y disipación) de cargas horizontales sino también para el de las subpresiones y momentos volcadores.

Figura 20. Registros en modelo físico de cargas horizontales, subpresiones y momentos, obtenido a partir de Kortenhaus y Oumeraci (1995)

Por su parte, Allsop y McKenna (1995 y 1996) registran en el laboratorio de Wallingford picos impulsivos aún mayores que las señaladas en las referencias anteriores

Figura 21. Ensayos de Allsop y McKenna en Wallingford (1995 y 1996)

El esquema de PROVERBS de 1998 clarifica la naturaleza de los fenómenos y la aplicabilidad de las similitudes de Froude y Mach-Cauchy para los distintos tipos de impactos.

Figura 22. Esquema de la aplicabilidad de las diferentes similitudes en función del tipo de carga de impacto (PROVERBS, 1998)

Figura 23. Procedimiento propuesto para el escalado de las diversas componentes del historial de las cargas de oleaje (PROVERBS, 1998)

Los desarrollos posteriores de Allsop sirven para definir en 2007 (Piscopia y Allsop) un nuevo modelo a partir de la reproducción de los ensayos de Goda obteniendo las gráficas de impacto normalizadas.

Figura 24. Trabajos de Allsop y Piscopia (2007). Ajuste y probabilidad de no excedencia en comparación con los resultados de Goda y Takahashi

Las principales conclusiones de los trabajos de Allsop es que las cargas de impacto pueden ser de 5 a 50 veces mayores que las correspondientes a no impulsivas, si bien afectan a tramos muy localizados de los diques y con duraciones pequeñas, poniendo de relieve la necesidad de estudios con modelos dinámicos para evaluar su influencia en la relación terreno-estructura. Igualmente pone de manifiesto los problemas en diques verticales no monolíticos, mediante el ensamble de piezas, cuando suceden picos impulsivos. Estos tipos de diques, muchos de los cuales construidos en el siglo XIX o comienzos del XX, presentan un catálogo extenso de averías significativas.

Relevantes son también los trabajos de Bullock que en el año 2000 lleva a cabo una campaña de toma de medidas en campo para el *Admiralty Breakwater* en Alderney, con sensores de 0,5 kHz. Con una campaña posterior muy similar en 2004, pero en este caso con empleo de sensores de 4 kHz y

técnicas de medidas de aireación. En esta última campaña se llegaron a registrar presiones de 750 kPa con *impact time rise* de varios milisegundos. Los niveles de aireación registrados iban desde 7% (correspondientes a los mayores impactos registrados) al 25% o incluso mayores.

A raíz de estos resultados, Bullock completó sus estudios en el canal de gran escala GWK de Hannover (Bullock *et al.* 2007) con agua dulce, con registros de 3.500 kPa y duraciones de 1,2 ms.

Por su parte, Hofland y Kaminski (2010) llevan a cabo ensayos en modelo físico a gran escala en el canal de Deltares/ Delf Hydraulics (Delta Flume), de más de 200 m de longitud, 7 m de profundidad y 5 m de anchura, con posibilidad de generación de H_s hasta 1,6 m, oleajes regulares de 2,5 m y ondas solitarias de más de 3 m. Estos ensayos se enmarcaron dentro de los trabajos de continuación de Kaminsky y Bogaert (2009) para determinar el efecto del *sloshing* en los tanques de GNL.

En concreto para esta campaña se elevó una pared vertical de 9 m de altura, con un panel inserto de 2 m de altura para la toma de medidas, de 23 sensores de entre 25 y 50 kHz, y $H_{max}=2,6$ m durante los ensayos.

Los resultados demostraron la importancia del modo de rotura y la cantidad de aire ocluido en la magnitud de la presión de pico generada.

Figura 25. Distribución de presiones para choques con aire ocluido y tipo "flip through" medidas en laboratorio (Hofland et al 2010)

A partir de estos resultados se comprobó la validez de la teoría de impactos de Cooker y Peregrine (1995), el cual se basa en las siguientes variables:

$H=h+h_{max}$ (máxima sobreelevación medida en el paramento vertical)

$U_0=\sqrt{gH}$ (velocidad de fase)

$b=mH$ longitud de onda en la dirección de propagación

$m= 0,24$ para casos impactos "air pocket" y entre 0,03 y 12 para impactos "flip through"

D_F resp. 30 a 90 ms para impactos "air pocket" y resp. entre 0,5 y 15 ms para impactos "flip through"

La conclusión principal de estos estudios es que, si bien los impactos tipo "flip through" son mayores que los "air pocket", deben considerarse como sucesos raros y muy localizados en un oleaje irregular.

APÉNDICE 3. Consideraciones constructivas

APÉNDICE 3. Consideraciones constructivas

ÍNDICE

1.- Introducción	3
2.- Posibles técnicas constructivas	3
3.- Fabricación mediante la técnica de deslizado en dique flotante	5
4.- Principales condicionantes y aspectos constructivos particulares	8
4.1.- Influencia de la manga máxima construible en el comportamiento hidráulico del cajón	8
4.2.- Condicionante del calado durante las distintas fases de fabricación	9
4.3.- Remolque e instalación definitiva del cajón	9
4.4.- Aspectos constructivos particulares	10
4.5.- Estrategias de durabilidad	13
5.- Posibles configuraciones alternativas motivadas por condicionantes constructivos	14

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Fabricación de cajones en seco y botadura mediante rampa de lanzamiento. Puerto de Beirut (Fuente: Bouygues. Image ID: 228277)	4
Figura 2. Construcción de cajón en dique seco. Fabricación de cajones para el Puerto de Tarifa (izq) y Dique Flotante de Mónaco en la dársena de Crinavis en Algeciras (dcha.) (Fuente: Dragados)	4
Figura 3. Instalación permanente para fabricación de cajones en el Puerto de Barcelona durante la década de 1960 (Fuente: Dragados)	4
Figura 4. Vista aérea de las instalaciones para fabricación de cajones con dique flotante. (Fuente: Dragados-Drace)	5
Figura 5. Dique flotante. (Fuente: Dragados-Drace)	6
Figura 6. Sistema de encofrados y yugos (Fuente: Dragados-Drace)	6
Figura 7. Deslizado de fuste de paredes cilíndricas (Fuente: Dragados-Drace)	7
Figura 8. Estado de fabricación del cajón en la maniobra de botadura	7
Figura 9. Manga disponible entre torretas (Fuente: Dragados-Drace)	8
Figura 10. Gatos hidráulicos (izq.). Barras de deslizado (dcha.) (Fuente: Dragados-Drace)	8
Figura 11. Integración de vigas inferiores en la solera y arranque del fuste de los cilindros	10
Figura 12. Armado de solera y arranque de fuste ya instalados en dique flotante (Fuente: Dragados-Drace)	10
Figura 13. Manguitos dispuestos en la armadura para la conexión con armadura transversal en dique flotante (Fuente: Dragados-Drace)	11
Figura 14. Relleno de celdas de cajones en dique exento mediante impulsión con draga (Fuente: Dragados-Drace)	12
Figura 15. Medio marítimo tipo para relleno de los cilindros por gravedad (Fuente: Dragados-Drace) ..	12
Figura 16. Suministro de hormigón desde barcaza (Fuente: Dragados-Drace)	13

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores aproximados de las magnitudes principales del cajón estudiado	3
--	---

1.- Introducción

La tipología de cajón objeto de investigación presenta algunas singularidades que obligan a realizar un análisis previo acerca de su viabilidad constructiva. Igualmente, se plantean en este apéndice algunas posibles adaptaciones o variaciones que pudieran adoptarse con objeto de simplificar los procesos de fabricación e instalación, centrándose en aquellos elementos claves o más problemáticos.

Para ello se van presentando a continuación los aspectos que se consideran más relevantes desde un punto de vista constructivo. No se pretende aquí, pues, llevar a cabo un análisis pormenorizado de los posibles procesos constructivos sino identificar aquellos aspectos con mayor importancia desde el punto de vista práctico en la viabilidad de esta tipología.

Como punto de partida inicial, en la Tabla 1 se muestran los valores aproximados de las principales magnitudes a tener en cuenta en el estudio de los procesos constructivos de esta tipología de cajón, tal y como está planteado en esta investigación. En concreto se muestran los resultados para el cajón ensayado en la Fase 1, es decir, con diámetro de los cilindros delanteros de 5,00 m y traseros de 6,25 m. Se considera también una solera corrida bajo cilindros delanteros y traseros, con sendas zapatas de 1,00 m a cada lado de los cilindros. Se calcula el calado en fase de botadura, suponiendo un proceso constructivo en dique flotante. Para ello, se asume que en dicha maniobra de botadura no están colocadas las vigas superiores ni el espaldón sobre la pared trasera, las cuales se ejecutan con el cajón ya fondeado en su emplazamiento definitivo.

Tabla 1. Valores aproximados de las magnitudes principales del cajón estudiado

Diámetro de los cilindros delanteros: 5,00 m
Eslora del cajón: 49,30 m
Manga total del cajón en solera: 28,25 m
Puntal total del cajón: 23,00 m
Espesor de solera corrida bajo cilindros: 1,00 m
Desplazamiento $\approx$ 6.600 toneladas
Calado en botadura (sin vigas superiores ni espaldón) $\approx$ 16,50 m
GM necesario por estabilidad naval en aguas exteriores: $GM \geq 1,00$ m
GM necesario por estabilidad naval en aguas abrigadas: $GM \geq 0,50$ m

2.- Posibles técnicas constructivas

Además de mediante dique flotante, cuyos condicionantes se discuten a continuación, pueden ser empleadas otras técnicas diferentes para la fabricación de cajones.

Por ejemplo, los cajones pueden ser fabricados en seco, bien sobre muelle con botadura mediante grúas, grada o rampa de lanzamiento (Figura 1) o *syncrolift*, o bien en dique seco, con botadura mediante inundación progresiva del vaso tras la construcción (Figura 2). Para el caso objeto de estudio, estos procedimientos pueden suponer ciertas ventajas en cuanto a la facilidad para la ejecución de las vigas superiores de conexión entre cilindros.

Figura 1. Fabricación de cajones en seco y botadura mediante rampa de lanzamiento. Puerto de Beirut (Fuente: Bouygues. Image ID: 228277)

Figura 2. Construcción de cajón en dique seco. Fabricación de cajones para el Puerto de Tarifa (izq) y Dique Flotante de Mónaco en la dársena de Crinavis en Algeciras (dcha.) (Fuente: Dragados)

Figura 3. Instalación permanente para fabricación de cajones en el Puerto de Barcelona durante la década de 1960 (Fuente: Dragados)

También podría concebirse la fabricación del cajón sobre un dique flotante de gran capacidad con suficiente boyancia para llevarla a cabo sobre él pero totalmente en seco. La posterior maniobra de botadura se llevaría a cabo de la misma manera que se realiza con los cajoneros habituales. La desventaja principal de este método es la carestía de este tipo de instalaciones flotantes de gran capacidad.

Otra alternativa conceptual a la fabricación de estas estructuras para conformar diques verticales supone la instalación modular de elementos en la propia localización definitiva. En este sentido puede existir un amplio abanico de posibilidades basadas en la instalación, con ayuda de grúas flotantes, de elementos prefabricados cuya interconexión se realice en mar abierto, hasta conseguir configuraciones definitivas del conjunto similares a la estudiada. Sin embargo, se entiende que, para dichas alternativas constructivas, el coste de fabricación puede elevarse significativamente debido a la utilización de dichos medios flotantes, como ocurre en todas las actividades offshore.

3.- Fabricación mediante la técnica de deslizado en dique flotante

Inicialmente esta tipología de cajón es susceptible de ser construida, en su mayor parte, mediante la técnica habitual de deslizado en dique flotante (Figura 4 y Figura 5). Esto es debido a que los cilindros presentan generatrices verticales. Por su parte, la solera, bien presente en la configuración descrita hasta ahora o bien en otra similar, puede ser ejecutada con los procedimientos habituales en diques flotantes, pues es un elemento que se ejecuta en seco sobre la propia pontona del cajonero, pudiendo adoptarse la geometría buscada con la simple limitación de que el peso en seco de la solera no sobrepase la capacidad de flotación del medio marítimo. Lo cual, para las dimensiones y configuraciones que aquí se manejan, está muy lejos de alcanzarse.

Figura 4. Vista aérea de las instalaciones para fabricación de cajones con dique flotante. (Fuente: Dragados-Drace)

Figura 5. Dique flotante. (Fuente: Dragados-Drace)

Evidentemente para el deslizado del fuste de los cilindros deben adecuarse los encofrados a instalar en el dique flotante. Estos encofrados, como es habitual, quedarán colgados del paraguas, que es la estructura metálica superior en celosía que asciende a través de las barras de deslizado, mediante el correspondiente sistema de yugos (Figura 6).

Figura 6. Sistema de encofrados y yugos (Fuente: Dragados-Drace)

Sin embargo, algunos elementos del cajón requieren de alguna adecuación del sistema general para poder ejecutarse en el dique flotante, mientras que otros deben ser ejecutados obligatoriamente fuera de él.

Así, las vigas inferiores que unen los cilindros delanteros entre sí y las vigas inferiores que unen los cilindros delanteros con los correspondientes traseros, pueden ejecutarse dentro del cajonero. En concreto, dichas vigas pueden ser ejecutadas mediante deslizado de todo su canto y, una vez completadas, se instalan topes acoplados a los encofrados circulares de los cilindros, de manera que se deslice en vacío, sin hormigonar, el hueco entre cilindros durante el resto del fuste (Figura 8). El sistema puede invertirse, es decir, retirar los topes, para ejecutar las vigas riostras superiores; sin embargo, para dichos elementos se requeriría de la instalación de unos encofrados que sirvieran de base al hormigonado de las propias vigas. Este hecho, unido a que las vigas superiores estarán sometidas a esfuerzos de tracción y flexión que pueden llegar a ser importantes, puede hacer

recomendable que éstas sean metálicas y se instalen fuera del dique flotante. Más adelante se discute sobre las ventajas e inconvenientes que pueden presentar las distintas alternativas para la ejecución de estas vigas superiores.

Figura 7. Deslizado de fuste de paredes cilíndricas (Fuente: Dragados-Drace)

Figura 8. Estado de fabricación del cajón en la maniobra de botadura

Otro aspecto a considerar es la capacidad estructural del sistema de encofrados que cuelga del paraguas, pues debe disponer de la suficiente rigidez, la cual debe ser aportada principalmente mediante una adecuada distribución de los yugos de cuelgue al paraguas. Este aspecto es importante, pues los paneles de encofrados de las vigas de unión entre cilindros delanteros y traseros presentarán unas luces significativas.

4.- Principales condicionantes y aspectos constructivos particulares

4.1.- Influencia de la manga máxima construible en el comportamiento hidráulico del cajón

La ejecución en dique flotante presenta, sin embargo, un condicionante fundamental para el comportamiento hidráulico del cajón. Se trata de la manga máxima construible mediante estos equipos, la cual en nuestro caso debe contarse como distancia entre los bordes del lado mar y del lado tierra de la solera inferior (Figura 9).

Dicha limitación queda definida por la distancia entre torretas del dique flotante, a la cual hay que descontar, en su caso, el espacio ocupado por las barras de deslizado y los gatos hidráulicos que se disponen acoplados a las mismas (Figura 10).

Figura 9. Manga disponible entre torretas (Fuente: Dragados-Drace)

Figura 10. Gatos hidráulicos (izq.). Barras de deslizado (dcha.) (Fuente: Dragados-Drace)

El espacio resultante disponible debe ser ocupado igualmente por los encofrados durante el proceso de deslizado, por lo que la anchura útil es todavía algo menor.

Este aspecto condiciona la anchura (B) de la piscina o cámara interior resultante y ha motivado, como se ha comentado en capítulos anteriores de esta Tesis, la elección de la anchura de la cámara interior durante los ensayos, la cual se considera que está dentro de la capacidad de la mayor parte de los diques flotantes actualmente disponibles en España.

No obstante, este hecho resulta muy relevante a la hora de plantear esta tipología de cajón en proyectos concretos, debiendo tenerse en cuenta la capacidad de acuerdo a los procesos de fabricación específicos que vayan a adoptarse en cada caso.

4.2.- Condicionante del calado durante las distintas fases de fabricación

Otro de los condicionantes fundamentales, en el caso de fabricación con diques flotantes, es la necesidad de muelles con calado suficiente para permitir las maniobras de botadura del cajón una vez que se ha completado el deslizado de los cilindros.

Así, para un cajón de esta tipología con las dimensiones referidas en los Capítulos 4 y 5, con cilindros delanteros de 5,00 m de diámetro y con solera corrida bajo cilindros de 1,00 m de espesor, supondría un desplazamiento de unas 6.600 toneladas, y un calado en el momento de la botadura, sin lastre líquido en el interior de cilindros, de unos 16,50 metros. A este calado hay que sumarle el puntal de la pontona base del dique flotante, por lo que se entiende que éste puede ser el condicionante para la fabricación de estas estructuras.

En el caso de que los calados resultantes sean mayores que los existentes en los muelles disponibles, una posible alternativa consistiría en remolcar el dique flotante hasta un lugar con suficiente calado y allí llevar a cabo la botadura del cajón.

4.3.- Remolque e instalación definitiva del cajón

El requisito habitual de estabilidad naval en fase de remolque e instalación de cajones de hormigón armado es disponer de un valor de altura metacéntrica (GM) mayor o igual a 0,50 m en aguas abrigadas y de 1,00 m en aguas abiertas.

Este requisito se cumple incluso para situaciones sin lastre líquido en los cilindros, a la vez que aumenta conforme se van lastrando los cilindros hasta completar el fondeo en situación definitiva.

El remolque puede realizarse de la manera habitual si bien, previsiblemente, deberá contarse con refuerzos al nivel de los puntos de conexión de las líneas de remolque con los cilindros del cajón en aquellos cilindros afectados, en este caso, el primer cilindro tanto de la pared delantera como de la trasera.

Por otra parte, el fondeo del cajón puede llevarse a cabo mediante llenado por gravedad de los cilindros con lastre líquido, agua de mar, controlando el proceso mediante válvulas, o bien mediante bombeo. Es decir, el proceso de fondeo puede realizarse de la misma manera que para un cajón convencional. Igualmente, los cilindros pueden quedar comunicados entre sí a través de las vigas inferiores, para definir los correspondientes grupos de celdas, de cilindros en este caso, y permitir el trasiego de lastre líquido entre cilindros de un mismo grupo, con objeto de corregir escoras durante la maniobra.

4.4.- Aspectos constructivos particulares

Otros aspectos constructivos particulares se exponen a continuación.

- Solera y vigas inferiores. Como ya se ha comentado, estos elementos pueden llevarse a cabo en el propio dique flotante. En ese caso, y como alternativas constructivas, cabe la posibilidad de construir las vigas de conexión entre cilindros como elementos que forman parte de la solera, o bien ejecutarlos dentro del propio proceso de deslizado del fuste de los cilindros, de la manera anteriormente explicada (Figura 11).

Figura 11. Integración de vigas inferiores en la solera y arranque del fuste de los cilindros

Figura 12. Armado de solera y arranque de fuste ya instalados en dique flotante (Fuente: Dragados-Drace)

- Instalación de riostras superiores. Estas vigas pueden ser metálicas o de hormigón. Desde un punto de vista de flotación, no suponen un peso muy significativo en comparación con el conjunto. Por lo tanto, la elección de uno u otro tipo de vigas no se ve condicionado por dicho factor. Sin embargo, el efecto del oleaje sobre los cilindros y sobre las propias vigas inducen unos esfuerzos alternos de tracción y compresión que pueden llegar a ser elevados. Estos esfuerzos incluso pueden verse aumentados por efecto de oleajes oblicuos. En esta situación, y debido además a que estas vigas se encuentran en la zona más agresiva desde un punto de vista de la corrosión, podría hacer más conveniente el empleo de vigas metálicas con el consiguiente sistema de protección; o bien el empleo de vigas prefabricadas pretensadas, que aseguren un estado tensional de compresión de las vigas en

todas las circunstancias para oleajes extremos, con objeto de prevenir la aparición de fisuras. En función de la elección de uno u otro tipo de vigas, la conexión con los cilindros será diferente.

El empleo de manguitos conectadores (Figura 13) que quedan embebidos en la pared del cajón durante su deslizado abre la posibilidad de realizar este tipo de conexiones entre estos dos elementos (cilindro y viga) en el propio dique flotante.

*Figura 13. Manguitos dispuestos en la armadura para la conexión con armadura transversal en dique flotante
(Fuente: Dragados-Drace)*

Sin embargo, debido al escaso axil de compresión del hormigón de los cilindros en este nivel, la conexión de las vigas superiores con los cilindros se vislumbra como uno de los aspectos más críticos desde un punto de vista del diseño de detalle de esta tipología, pues la armadura de refuerzo resultante en dicha zona puede llegar a ser muy importante con objeto de garantizar la adecuada transmisión de esfuerzos al resto del cilindro.

El análisis estructural de las diversas alternativas de refuerzo de los cilindros en dicha zona debe venir acompañado, para cada caso, de un estudio de sensibilidad de la cota de instalación de dichas vigas superiores, aspecto que, como se ha comprobado, influye también en el comportamiento hidrodinámico del cajón en su conjunto. Desde un punto de vista estructural, las vigas se verán sometidas a menores esfuerzos inducidos por deformaciones de los cilindros contiguos cuanto más bajos se dispongan. Sin embargo, disponer estas vigas a un nivel bajo conlleva la necesidad de ejecutar los últimos metros de los cilindros en una segunda fase de deslizado, la cual obligatoriamente debería ser fuera del dique flotante, perdiendo así parte de las ventajas competitivas de dicha técnica.

En general puede decirse que este aspecto, el de la elección del tipo de vigas y su solución estructural, representa uno de los mayores retos de esta tipología, pues requiere de un conocimiento suficientemente preciso de los estados tensionales más exigentes que pueden suceder en estas vigas a lo largo de eventos extremos.

- Relleno de los cilindros. Debe realizarse con material granular una vez fondeado el cajón en su ubicación definitiva. Por lo general, este proceso de relleno deberá realizarse con medios marítimos, debido a la falta de disponibilidad de acceso terrestre para los equipos rodantes. Dentro de los medios flotantes pueden emplearse bien dragas de succión (Figura 14), para realizar el relleno de un modo hidráulico, o bien equipos para el relleno de las celdas por gravedad (Figura 15).

Figura 14. Relleno de celdas de cajones en dique exento mediante impulsión con draga (Fuente: Dragados-Drace)

Figura 15. Medio marítimo tipo para relleno de los cilindros por gravedad (Fuente: Dragados-Drace)

Si el relleno de los cilindros se realiza mediante impulsión del material desde draga, debe tenerse en cuenta el caudal de bombeo y las sobrepresiones generadas en las paredes de los cilindros durante el llenado debidas al exceso de presión intersticial, hasta el momento en que dichas presiones se van disipando. Este proceso de generación de sobrepresiones depende de la permeabilidad del material empleado y del caudal de bombeo, siendo recomendable el empleo de caudales limitados.

- Tapón de cilindros y espaldón. Una vez concluido el proceso de relleno de los cilindros debe ejecutarse el tapón superior de cierre de estos. El principal condicionante al respecto consiste en que podría ser posible que este tapón tuviera que tener una función estructural para garantizar la correcta transmisión de esfuerzos entre las vigas superiores y el resto del cilindro. Igualmente, en esta fase debe ejecutarse el espaldón sobre la hilera trasera de cilindros, mediante el empleo de un adecuado sistema de encofrados. Tal como se ha visto en el Capítulo 2, la forma del botaolas en la coronación del espaldón tiene influencia reseñable en las tasas de rebase resultantes durante los temporales, debiendo adecuarse a las formas empleadas en los ensayos en modelo físico.

Finalmente debe tenerse en cuenta que, por lo general y debido a la falta de acceso terrestre que se dará en muchas ocasiones en esta tipología, el suministro de hormigón para la ejecución de estos elementos se deberá realizar mediante medios flotantes (Figura 16).

Figura 16. Suministro de hormigón desde barcaza (Fuente: Dragados-Drace)

4.5.- Estrategias de durabilidad

El comportamiento a lo largo del tiempo de estructuras de hormigón sometidas a ambiente marino es conocido y presenta ventajas en cuanto a su durabilidad en comparación con estructuras metálicas. Estas últimas deben diseñarse para dar servicio durante la vida útil de la estructura adoptando diversas estrategias: sobre-espesores de acuerdo a las tasas esperables de corrosión, pinturas y sistemas de protección catódica (activa o pasiva). Todo ello lleva, en muchas ocasiones, a dimensionar dichas estructuras metálicas por encima de lo estrictamente necesario para resistir las acciones de proyecto.

Por su parte, la durabilidad del hormigón está principalmente condicionada por:

- El tipo de cemento y de hormigón empleado, los cuales deben ser resistentes a los sulfatos y al agua de mar y, en este caso, deberá contar con unos áridos de suficiente dureza para resistir las cargas de oleaje. Igualmente se debe asegurar una reducida tasa de penetración de cloruros.
- Factores directamente relacionados con la buena ejecución, fundamentalmente los recubrimientos mínimos y una adecuada puesta en obra del hormigón.
- Factores relacionados con el diseño de la estructura: comprobación de la apertura de fisura, la cual, de acuerdo a la EHE-08, deberá ser menor que 0,10 mm para hormigón en zona de carrera de marea y salpicaduras, y de 0,20 mm para las partes permanentemente sumergidas.

En este sentido debe ser fundamental la definición de los espesores mínimos de las paredes de los cilindros, debiendo comprobar que dichos espesores son compatibles con los procesos constructivos y que son suficientes para albergar la armadura necesaria garantizando la correcta puesta en obra del hormigón.

Por su parte, el empleo de elementos pretensados debe evaluarse convenientemente, ya que, como se ha dicho, requieren de un conocimiento muy preciso y fiable del estado tensional de dichos elementos durante todas las situaciones de proyecto, lo cual podría no ser completamente posible a la vista de la complejidad del funcionamiento hidráulico.

No debe descartarse el empleo de nuevos materiales no empleados comúnmente en obras marítimas, por ejemplo materiales compuestos como los empleados por ACCIONA para la Autoridad Portuaria de Las Palmas en 2015 en los cajones de Puerto Rosario que se presentan en el Capítulo 2.

Por otra parte la presente tipología presenta ventajas en la estabilidad de las escolleras de protección de la banquetta delante del cajón en comparación con un paramento vertical continuo, pues reduce en gran parte la componente vertical del flujo oscilatorio resultante de una onda estacionaria delante del dique, así como el flujo vertical ascendente correspondiente a través del medio poroso de la banquetta.

Finalmente, el empleo de esta tipología requerirá del establecimiento *a priori* de un adecuado sistema de monitorización y de unas campañas de inspección periódicas previamente programadas, así como de inspecciones extraordinarias después de fuertes temporales. Especial hincapié habrá de ponerse en la monitorización e inspección de las conexiones entre los diferentes elementos estructurales, las cuales serán previsiblemente los puntos débiles del sistema en cuanto a durabilidad.

5.- Posibles configuraciones alternativas motivadas por condicionantes constructivos

Los aspectos referidos anteriormente tienen una influencia relevante a la hora de analizar la viabilidad y de plantear posibles procesos constructivos para esta tipología.

Como resultado de dicha evaluación pueden surgir modificaciones o configuraciones alternativas a la solución estudiada en esta Tesis. Dichas variaciones pudieran ser suficientemente pequeñas para considerar que el resultado final permanece dentro de esta tipología, o bien ser suficientemente significativas para dar lugar a otras nuevas.

No obstante, debe hacerse notar el catálogo de soluciones patentadas que pueden presentar similitudes con ésta (cajones perforados con geometrías cilíndricas), y que se han expuesto en el Capítulo 2 de esta Tesis; mientras que las actuaciones realmente llevadas a la práctica son mucho menores.

En este sentido son relevantes las experiencias japonesas referidas en el citado Capítulo 2, así como el Dique de Tánger y la propuesta de patente de Garrido *et al.* en 2008 (Figura 2.71), si bien esta última parece dirigida a su empleo como muelle antirreflejante.

A la vista de los condicionantes referidos hasta ahora, parece razonable plantear alternativas en las que la pantalla delantera dispusiera de una pared de conexión entre cilindros delanteros hasta una determinada cota, de manera que diese lugar a una piscina de una profundidad menor pero que permitiese simplificar la viabilidad constructiva y el funcionamiento estructural de las vigas inferiores, las cuales podrían ser sustituidas por un sistema de celdas más parecidas a un cajón convencional. Esta modificación haría variar el valor del parámetro d' , de acuerdo a los trabajos de Takahashi de la década de los noventa (ver Figura 7.9), haciendo aumentar las cargas horizontales de oleaje en la pantalla delantera respecto a las registradas en esta serie de ensayos, a costa de simplificar el proceso constructivo en el dique flotante.

Similar planteamiento podría adoptarse para las vigas superiores, las cuales suponen uno de los mayores retos desde el punto de vista constructivo y estructura de esta tipología.

Finalmente, la adopción de más filas intermedias adicionales de cilindros verticales en la propia piscina podría, en algunos casos, mejorar el comportamiento en cuanto a cargas horizontales, al reducir la carga actuante sobre la pared trasera del cajón. No obstante esta opción de “triple pantalla” debe ser tomada con mucha cautela, pues son previsibles, bajo ciertas condiciones, la aparición de fenómenos resonantes “*tipo Bragg*”, como las referidas por Allsop. Por lo tanto, la complejidad del comportamiento

haría imprescindible la ejecución de series de ensayos intensivas y de un pormenorizado análisis de viabilidad constructiva.

APÉNDICE 4. Tablas de resultados

APÉNDICE 4. Tablas de resultados

Metodología de presentación de resultados en Tablas y gráficos

En este Apéndice 4 se presentan los resultados principales obtenidos en los registros de las células de carga instaladas en los modelos de los ensayos.

Los resultados se presentan ordenados distinguiendo los diferentes casos y configuraciones estudiadas:

- Fase 1 - Diámetro de cilindros delanteros 5,00 m
 - Caso de estudio: riostra a la cota +3,00 m
- Fase 2A - Diámetro de cilindros delanteros 4,50 m
 - Caso de estudio: sin riostra
 - Caso de estudio: con riostra a la cota +3,00 m
 - Caso de estudio: con riostra a la cota -6,00 m
- Fase 2B - Diámetro de cilindros delanteros 4,70 m
 - Caso de estudio: sin riostra
 - Caso de estudio: con riostra a la cota +3,00 m
 - Caso de estudio: con riostra a la cota -6,00 m

En particular, para cada caso de estudio se muestran para cada uno de los oleajes ensayados:

- Los empujes máximos y mínimos en el cilindro frontal o delantero ($F_{1,máx}$, $F_{1,mín}$) y los asociados al cilindro dorsal en el mismo instante de tiempo, así como los empujes máximos y mínimos en el cilindro dorsal o trasero ($F_{2,máx}$, $F_{2,mín}$) y los asociados al cilindro frontal en el mismo instante de tiempo, respectivamente (tablas y gráficos).
- Comparativa de los empujes horizontales máximos y mínimos, respectivamente, en los dos cilindros, delantero y trasero (gráficos).
- Empujes totales máximos sobre la sección $(F_1+F_2)_{máx}$ (tablas y gráficos).
- Empujes totales mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{mín}$ (tablas y gráficos).
- Registros para los instantes de esfuerzos horizontales máximos de compresión sobre la sección $(F_1 - F_2)_{máx}$ (tablas y gráficos).
- Registros para los instantes de esfuerzos horizontales mínimos de compresión sobre la sección $(F_1 - F_2)_{mín}$ (tablas y gráficos).
- Registros de los momentos máximos y mínimos obtenidos por la célula de carga en el cilindro delantero ($M_{1,máx}$, $M_{1,mín}$) y fuerzas asociadas en el cilindro delantero y trasero en dicho instante (tablas y gráficos).

También se muestran los gráficos de confrontación de las diversas magnitudes medidas para las diferentes configuraciones ensayadas.

Los resultados en todos los casos se presentan a escala de prototipo, siguiendo las relaciones entre las diversas magnitudes de acuerdo a la semejanza de Froude según se describe en el Capítulo 5.

Fase 1 - Diámetro de cilindros delanteros 5,00 m

Tabla 1. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	F ₁ max (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ min (t)	F ₂ asociada (t)
8,5	4,01	139,93	-22,91	-177,90	82,19
7,5	6,25	178,48	-31,76	-192,84	92,72
10	7,47	236,53	-41,25	-359,33	154,70
8,5	7,36	221,00	-41,89	-356,69	218,37
11,5	10,04	354,48	-74,85	-487,74	310,63
9,5	9,32	408,44	-106,63	-536,89	164,22
12,5	11,62	552,05	108,07	-582,19	203,44

Tabla 2. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro trasero

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
8,5	4,01	88,29	-110,51	-66,33	-59,71
7,5	6,25	115,09	-13,39	-83,02	-63,30
10	7,47	214,86	85,05	-134,92	-147,70
8,5	7,36	395,18	-68,60	-164,25	-128,34
11,5	10,04	436,14	90,99	-343,86	47,92
9,5	9,32	476,97	-63,98	-161,72	143,16
12,5	11,62	370,26	36,98	-339,86	-23,29

Figura 1. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro delantero

Figura 2. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro trasero

Figura 3. Empujes horizontales máximos

Figura 4. Empujes horizontales mínimos

Tabla 3. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{max}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
8,5	4,01	133,67	111,76	21,91
7,5	6,25	153,65	159,87	-6,23
10	7,47	380,78	178,72	202,07
8,5	7,36	343,05	-32,69	377,78
11,5	10,04	576,92	189,37	372,24
9,5	9,32	455,12	108,55	346,56
12,5	11,62	729,03	470,33	258,71

Figura 5. Empuje total máximo sobre la sección

Tabla 4. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
8,5	4,01	-157,83	-121,76	-36,07
7,5	6,25	-188,27	-129,57	-58,69
10	7,47	-339,90	-268,48	-71,42
8,5	7,36	-376,83	-231,20	-143,60
11,5	10,04	-475,57	-303,93	-183,95
9,5	9,32	-433,76	-427,19	-6,57
12,5	11,62	-586,87	-379,33	-207,53

Figura 6. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Tabla 5. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
8,5	4,01	174,21	135,03	-39,18
7,5	6,25	215,29	174,04	-41,25
10	7,47	279,83	235,53	-44,31
8,5	7,36	280,96	208,87	-56,76
11,5	10,04	544,29	263,27	-281,02
9,5	9,32	515,51	389,37	-126,13
12,5	11,62	592,24	259,45	-232,80

Figura 7. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 6. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
8,5	4,01	-261,23	-175,61	85,62
7,5	6,25	-294,48	-196,37	98,12
10	7,47	-515,91	-355,99	159,93
8,5	7,36	-573,20	-309,83	278,69
11,5	10,04	-804,31	-488,08	316,22
9,5	9,32	-713,75	-526,54	187,22
12,5	11,62	-816,06	-521,32	294,73

Figura 8. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Fase 2A - Diámetro de cilindros delanteros 4,50 m

Caso de estudio: sin riostra

Tabla 7. Fuerzas máximas y mínimas sobre el primer cilindro

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	6,03	142,451	-78,148	-159,561	113,823
8,5	7,57	177,967	-109,739	-252,368	144,991
9,5	8,78	219,186	-110,548	-342,065	255,931
11,5	10,30	267,923	-123,164	-377,581	414,027
12,5	12,08	317,308	-53,819	-356,712	343,904

Tabla 8. Fuerzas máximas y mínimas sobre el segundo cilindro

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
7,5	6,03	184,707	-46,792	-97,474	42,645
8,5	7,57	272,603	-32,016	-131,779	111,861
9,5	8,78	369,000	46,792	-176,945	109,010
11,5	10,30	511,931	-30,201	-236,499	114,972
12,5	12,08	476,126	-11,925	-210,833	39,923

Figura 9. Empujes horizontales máximos y mínimos en el primer cilindro

Figura 10. Empujes horizontales máximos y mínimos en el segundo cilindro

Figura 11. Empujes horizontales máximos

Figura 12. Empujes horizontales mínimos

Tabla 9. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,03	159,212	-24,757	183,970
8,5	7,57	241,991	-29,423	271,414
9,5	8,78	416,439	54,570	361,869
11,5	10,30	518,215	102,010	416,205
12,5	12,08	562,088	248,609	313,479

Figura 13. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 10. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,03	-77,355	-41,608	-35,748
8,5	7,57	-129,198	-200,521	71,323
9,5	8,78	-161,183	-25,794	-135,389
11,5	10,30	-246,537	-109,269	-137,268
12,5	12,08	-286,689	-92,289	-194,400

Tabla 11. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,03	230,084	135,970	-94,114
8,5	7,57	294,039	172,782	-121,257
9,5	8,78	346,116	186,781	-159,335
11,5	10,30	434,260	216,075	-218,185
12,5	12,08	441,997	261,571	-180,425

Figura 14. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Figura 15. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 12. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	6,03	-279,332	-156,969	122,364
8,5	7,57	-398,452	-245,887	152,564
9,5	8,78	-597,996	-342,065	255,931
11,5	10,30	-794,702	-376,284	418,417
12,5	12,08	-700,616	-356,712	343,904

Figura 16. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Tabla 13. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M _{1,máx} (m·t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	6,03	2.322,9	130,786	-94,537
8,5	7,57	2.523,8	155,932	-125,011
9,5	8,78	3.060,6	199,743	-138,800
11,5	10,30	3.500,1	249,776	-144,635
12,5	12,08	3.996,1	314,715	-112,946

Tabla 14. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M _{1,min} (m·t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	6,03	-1.977,6	-159,561	113,823
8,5	7,57	-3.189,3	-252,368	144,991
9,5	8,78	-4.504,6	-342,065	255,931
11,5	10,30	-5.446,4	-376,284	418,417
12,5	12,08	-4.950,4	-352,823	347,459

Figura 17. Momentos máximos y mínimos

Caso de estudio: riostra a cota +3,00 m

Tabla 15. Fuerzas máximas y mínimas sobre el primer cilindro

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (T)
7,5	5,94	153,99	-72,44	-67,66	-6,79
8,5	7,84	196,89	-121,98	-156,97	43,27
9,5	9,28	213,61	-140,23	-227,09	182,40
11,5	10,02	288,40	-175,21	-258,59	216,30
12,5	11,82	353,60	125,21	-308,75	138,74

Tabla 16. Fuerzas máximas y mínimas sobre el segundo cilindro

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
7,5	5,94	212,42	37,33	-109,51	4,55
8,5	7,84	300,73	80,23	-178,57	108,67
9,5	9,28	362,48	25,66	-205,89	145,78
11,5	10,02	521,07	70,64	-274,79	100,89
12,5	11,82	529,92	67,14	-254,20	12,15

Figura 18. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro delantero

Figura 19. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro trasero

Figura 20. Empujes horizontales máximos

Figura 21. Empujes horizontales mínimos

Tabla 17. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,94	249,75	37,33	212,42
8,5	7,84	380,97	80,23	300,73
9,5	9,28	435,74	99,55	336,20
11,5	10,02	647,87	161,38	486,50
12,5	11,82	674,48	297,86	376,62

Figura 22. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 18. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,94	-111,99	-15,81	-96,17
8,5	7,84	-201,74	-76,60	-125,13
9,5	9,28	-263,85	-119,51	-144,34
11,5	10,02	-298,97	-30,46	-268,51
12,5	11,82	-323,74	-101,36	-222,38

Tabla 19. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,94	231,16	141,03	-90,13
8,5	7,84	325,91	160,60	-165,31
9,5	9,28	376,90	200,65	-176,25
11,5	10,02	484,47	271,55	-212,92
12,5	11,82	462,03	240,83	-221,20

Figura 23. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Figura 24. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 20. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,94	-179,32	32,15	211,47
8,5	7,84	-314,39	-144,01	170,39
9,5	9,28	-492,80	-208,95	283,86
11,5	10,02	-605,73	-219,70	386,03
12,5	11,82	-629,85	-240,05	389,79

Figura 25. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Tabla 21. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 máx (m-t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,94	2.530,10	143,62	-87,05
8,5	7,84	3.126,60	186,52	-132,40
9,5	9,28	3.104,60	207,13	-168,69
11,5	10,02	4.316,30	280,63	-133,87
12,5	11,82	5.361,60	336,75	-25,26

Tabla 22. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 mín, (m-t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,94	-1.644,90	-13,22	124,92
8,5	7,84	-2.869,10	-86,97	202,07
9,5	9,28	-4.272,30	-138,95	263,27
11,5	10,02	-5.038,30	-109,53	434,27
12,5	11,82	-4.871,90	-188,21	355,06

Figura 26. Momentos máximos y mínimos,

Caso de estudio: riostra a cota -6,00 m

Tabla 23. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	6,05	153,86	-56,28	-104,08	95,80
8,5	7,60	172,39	-47,84	-228,13	14,45
9,5	9,40	246,02	-55,03	-473,37	192,34
11,5	10,28	265,85	113,82	-409,47	378,27
12,5	12,08	450,04	61,22	-349,71	283,63

Tabla 24. Fuerzas máximas y mínimas sobre el segundo cilindro

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
7,5	6,05	212,51	2,20	-113,91	-20,70
8,5	7,60	264,39	19,44	-93,77	56,39
9,5	9,40	420,06	36,03	-151,51	70,12
11,5	10,28	481,94	54,57	-244,44	200,15
12,5	12,08	597,31	23,59	-324,39	120,32

Figura 27. Empujes horizontales máximos y mínimos en el primer cilindro

Figura 28. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro trasero

Figura 29. Empujes horizontales máximos

Figura 30. Empujes horizontales mínimos

Tabla 25. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F1 asociada (t)	F2 asociada (t)
7,5	6,05	215,49	3,50	211,99
8,5	7,60	283,83	19,44	264,39
9,5	9,40	464,82	64,55	400,27
11,5	10,28	591,60	237,33	354,26
12,5	12,08	689,82	255,61	434,21

Figura 31. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 26. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,05	-162,45	-49,64	-112,81
8,5	7,60	-233,42	-193,13	-40,29
9,5	9,40	-310,83	-391,71	80,88
11,5	10,28	-301,71	-85,42	-216,29
12,5	12,08	-353,69	-134,54	-219,14

Figura 32. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Tabla 27. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ Compresión (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,05	226,95	143,49	-83,46
8,5	7,60	242,83	158,14	-84,70
9,5	9,40	360,99	243,42	-117,57
11,5	10,28	476,76	242,52	-234,24
12,5	12,08	630,42	443,56	-186,87

Figura 33. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 28. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,05	-217,23	-100,20	117,03
8,5	7,60	-305,49	-197,02	108,47
9,5	9,40	-650,66	-473,37	177,29
11,5	10,28	-763,55	-409,47	354,08
12,5	12,08	-727,57	-301,75	425,81

Figura 34. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Tabla 29. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 máx, (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,05	2.436,00	146,08	-69,67
8,5	7,60	2.765,60	142,58	-76,12
9,5	9,40	3.785,80	218,80	-125,84
11,5	10,28	3.785,80	256,78	253,81
12,5	12,08	6.074,20	443,56	-33,36

Tabla 30. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 mín, (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	6,05	-1.864,60	-98,90	117,43
8,5	7,60	-3.732,40	-189,24	88,31
9,5	9,40	-6.636,10	-473,37	177,29
11,5	10,28	-6.102,40	-409,47	354,08
12,5	12,08	-4.881,30	-349,71	294,75

Figura 35. Momentos máximos y mínimos

Gráficos comparativos Fase 2A - Diámetro de cilindros delanteros 4,50 m

Figura 36. Empujes horizontales máximos en el cilindro delantero

Figura 38. Empujes horizontales máximos en el cilindro trasero

Figura 37. Empujes horizontales mínimos en el cilindro delantero

Figura 39. Empujes horizontales mínimos en el cilindro trasero

Figura 40. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{máx}$

Figura 42. Tracción mínima sobre la sección $(F_1-F_2)_{mín}$

Figura 41. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{mín}$

Figura 43. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{máx}$

Figura 44. Momento máximo aplicado en el cilindro delantero

Figura 45. Momento mínimo aplicado en el cilindro delantero

Fase de estudio 2B - Diámetro de cilindros delanteros 4,70 m

Caso de estudio: sin riostra

Tabla 31. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,01	135,84	-71,12	-175,25	119,80
8,5	8,18	237,85	-63,19	-285,81	102,34
9,5	9,10	290,48	-96,13	-437,98	185,49
11,5	10,84	346,99	-135,88	-474,79	316,43
12,5	12,31	364,49	37,41	-450,82	353,87

Tabla 32. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro trasero

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
7,5	5,01	201,42	-30,07	-97,01	86,29
8,5	8,18	213,67	-16,20	-83,62	90,21
9,5	9,10	296,76	61,05	-120,82	172,36
11,5	10,84	388,66	-12,05	-170,86	76,83
12,5	12,31	422,10	-383,41	-248,21	194,69

Figura 46. Empujes horizontales máximos y mínimos en el primer cilindro

Figura 47. Empujes horizontales máximos y mínimos en el segundo cilindro

Figura 48. Empujes horizontales máximos

Figura 49. Empujes horizontales mínimos

Tabla 33. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,01	171,35	-30,07	201,42
8,5	8,18	197,47	-16,20	213,67
9,5	9,10	365,19	75,31	289,89
11,5	10,84	529,19	177,19	352,00
12,5	12,31	502,29	294,49	207,80

Figura 50. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 34. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,01	-99,05	-10,63	-88,42
8,5	8,18	-180,78	-284,51	103,74
9,5	9,10	-253,61	-437,98	184,37
11,5	10,84	-267,69	-184,45	-83,24
12,5	12,31	-295,60	-164,36	-131,24

Tabla 35. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,01	217,75	126,77	-90,98
8,5	8,18	302,63	222,30	-80,34
9,5	9,10	392,80	287,88	-104,91
11,5	10,84	482,87	346,99	-135,88
12,5	12,31	548,93	348,93	-199,99

Figura 51. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Figura 52. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 36. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,01	-290,13	-175,25	114,88
8,5	8,18	-396,83	-284,51	112,32
9,5	9,10	-622,36	-437,98	184,37
11,5	10,84	-799,84	-470,91	328,93
12,5	12,31	-820,94	-400,26	420,67

Figura 53. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Tabla 37. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 máx (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,01	2.162,80	129,36	-83,28
8,5	8,18	3.255,30	232,67	-65,62
9,5	9,10	3.597,40	287,88	-101,85
11,5	10,84	4.109,10	339,21	-116,18
12,5	12,31	4.284,90	360,60	-72,36

Tabla 38. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 mín (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,01	-2.137,70	-175,25	114,88
8,5	8,18	-3.588,00	-284,51	109,82
9,5	9,10	-5.914,10	-428,91	184,47
11,5	10,84	-6.720,80	-470,91	328,93
12,5	12,31	-6.827,60	-450,82	363,29

Figura 54. Momentos máximos y mínimos

Caso de estudio: riostra a cota +3,00 m

Tabla 39. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,10	159,04	-63,70	-128,71	100,34
8,5	7,69	229,43	-76,65	-250,16	136,92
9,5	9,38	311,73	-107,55	-345,44	193,71
11,5	10,78	388,21	-164,11	-450,43	340,95
12,5	12,35	429,69	-93,03	-411,54	283,71

Tabla 40. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro trasero

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ mín (t)	F ₁ asociada (t)
7,5	5,10	205,56	0,91	-107,36	43,48
8,5	7,69	256,39	46,66	-100,92	90,17
9,5	9,38	271,23	139,34	-132,42	208,10
11,5	10,78	398,76	-9,72	-195,46	294,60
12,5	12,35	436,32	-25,28	-173,29	188,51

Figura 55. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro delantero

Figura 56. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro trasero

Figura 57. Empujes horizontales máximos

Figura 58. Empujes horizontales mínimos

Tabla 41. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,10	206,46	0,91	205,56
8,5	7,69	303,05	46,66	256,39
9,5	9,38	410,90	149,71	261,19
11,5	10,78	584,64	288,40	296,24
12,5	12,35	660,93	359,69	301,24

Figura 59. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 42. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,10	-82,17	-10,76	-71,41
8,5	7,69	-145,94	-172,39	26,46
9,5	9,38	-171,63	-118,60	-53,03
11,5	10,78	-245,99	-139,34	-106,65
12,5	12,35	-270,12	-179,52	-90,59

Tabla 43. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,10	243,30	148,67	-94,62
8,5	7,69	317,97	224,24	-93,73
9,5	9,38	419,28	311,73	-107,55
11,5	10,78	560,50	383,02	-177,47
12,5	12,35	543,56	424,50	-119,05

Figura 60. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\max}$

Figura 61. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Tabla 44. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M ₁ máx (m·t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,10	2.304,10	156,45	-78,39
8,5	7,69	3.148,50	229,43	-76,65
9,5	9,38	4.272,30	306,55	-109,98
11,5	10,78	5.016,30	377,84	-170,60
12,5	12,35	5.703,80	359,69	299,31

Tabla 45. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M ₁ mín (m·t)	F ₁ asociada (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,10	-1.902,30	-127,42	115,53
8,5	7,69	-3.349,40	-246,28	137,22
9,5	9,38	-4.611,40	-345,44	203,88
11,5	10,78	-6.975,10	-449,13	350,67
12,5	12,35	-6.130,70	-411,54	287,64

Figura 62. Momentos máximos y mínimos

Caso de estudio: riostra a cota -6,00 m

Tabla 46. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	F ₁ máx (t)	F ₂ asociada (t)	F ₁ mín (t)	F ₂ asociada (t)
7,5	5,80	119,12	-32,32	-169,93	115,40
8,5	8,25	227,48	-40,46	-293,59	80,70
9,5	9,35	315,10	-69,90	-358,92	145,19
11,5	10,18	320,94	-41,25	-363,45	207,81
12,5	11,29	406,87	139,88	-458,98	230,74

Tabla 47. Fuerzas máximas y mínimas sobre el cilindro trasero

T (seg)	H (m)	F ₂ máx (T)	F ₁ asociada (T)	F ₂ mín (T)	F ₁ asociada (T)
7,5	5,80	249,76	-19,57	-149,87	-38,91
8,5	8,25	216,41	0,65	-70,98	105,76
9,5	9,35	341,83	107,71	-118,57	89,56
11,5	10,18	416,82	91,51	-250,01	142,59
12,5	11,29	448,33	25,79	-236,55	153,70

Figura 63. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro delantero

Figura 64. Empujes horizontales máximos y mínimos en el cilindro trasero

Figura 65. Empujes horizontales máximos

Figura 66. Empujes horizontales mínimos

Tabla 48. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\text{máx}}$ (t)	F1 asociada (t)	F2 asociada (t)
7,5	5,80	241,11	-7,91	249,02
8,5	8,25	224,93	17,50	207,43
9,5	9,35	463,09	133,64	329,45
11,5	10,18	586,68	260,02	326,67
12,5	11,29	616,57	316,14	300,43

Figura 67. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\text{máx}}$

Tabla 49. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1+F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,80	-202,33	-58,46	-143,87
8,5	8,25	-241,35	-259,89	18,53
9,5	9,35	-289,68	-344,66	54,98
11,5	10,18	-339,56	-233,83	-105,73
12,5	11,29	-316,00	-236,04	-79,97

Tabla 50. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\max}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,80	210,05	80,23	-129,81
8,5	8,25	267,94	227,48	-40,46
9,5	9,35	404,89	311,22	-93,67
11,5	10,18	458,23	250,94	-207,28
12,5	11,29	508,14	353,73	-154,41

Figura 68. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Figura 69. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Tabla 51. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

T (seg)	H (m)	$(F_1-F_2)_{\min}$ (t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,80	-297,12	-159,56	137,56
8,5	8,25	-369,77	-293,59	76,18
9,5	9,35	-528,26	-358,92	169,34
11,5	10,18	-751,58	-342,71	408,87
12,5	11,29	-775,07	-429,17	345,91

Tabla 52. Momento máximo en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 máx (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,80	2.084,40	76,35	-66,82
8,5	8,25	3.562,90	213,22	-47,82
9,5	9,35	4.545,40	285,29	-100,73
11,5	10,18	4.193,90	320,94	-41,25
12,5	11,29	5.593,90	395,21	103,09

Tabla 53. Momento mínimos en el cilindro delantero

T (seg)	H (m)	M_1 mín (m·t)	F_1 asociada (t)	F_2 asociada (t)
7,5	5,80	-2.279,00	-167,34	112,43
8,5	8,25	-3.876,80	-293,59	76,18
9,5	9,35	-4.871,90	-358,92	150,32
11,5	10,18	-5.254,90	-356,97	305,08
12,5	11,29	-6.303,30	-429,17	345,91

Figura 70. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Figura 71. Momentos máximos y mínimos

Gráficos comparativos Fase 2B - Diámetro de cilindros delanteros 4,70 m

Figura 72. Empujes horizontales máximos en el cilindro delantero

Figura 73. Empujes horizontales mínimos en el cilindro delantero

Figura 74. Empujes horizontales máximos en el cilindro trasero

Figura 75. Empujes horizontales mínimos en el cilindro trasero

Figura 76. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{máx}$

Figura 78. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{mín}$

Figura 77. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{mín}$

Figura 79. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{máx}$

Figura 80. Momento máximo aplicado en el cilindro delantero

Figura 81. Momento mínimo aplicado en el cilindro delantero

Gráficos de confrontación de las diferentes configuraciones

Figura 82. Empujes horizontales máximos en el cilindro delantero

Figura 83. Empujes horizontales mínimos en el cilindro delantero

Figura 84. Empujes horizontales máximos en el cilindro trasero

Figura 85. Empujes horizontales mínimos en el cilindro trasero

Figura 86. Empuje total máximo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\max}$

Figura 87. Empuje total mínimo sobre la sección $(F_1+F_2)_{\min}$

Figura 88. Tracción máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\min}$

Figura 89. Compresión máxima sobre la sección $(F_1-F_2)_{\max}$

Figura 90. Momento máximo aplicado en el cilindro delantero

Figura 91. Momento mínimo aplicado en el cilindro delantero

APÉNDICE 5. Anejo fotográfico

APÉNDICE 5. Anejo fotográfico

FASE 1

FASES 2A Y 2B

APÉNDICE 6. Vídeos de los ensayos

APÉNDICE 6. Vídeos de los ensayos

Se incorporan en un CD adjunto a esta Tesis como Apéndice 6 vídeos de ensayos realizados en el marco de esta investigación.

En uno de los vídeos se incluyen segmentos de distintos ensayos correspondientes a la Fase 1.

Los vídeos de la Fase 2 A corresponden a los escalones de altura de ola menor ($H=6$; $T=7,5$ s) y al oleaje más energético ($H=11,50$ m; $T=12,5$ s).