

INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA DEL ESPALDON EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS DIQUES VERTICALES: TRES CASOS DE ESTUDIO

BRAULIO GONZALEZ MADRIGAL (*)
J. MARIA VALDES FDEZ. DE ALARCON (**)

RESUMEN. Tradicionalmente, a los diques verticales se les denominaban también reflejantes, para diferenciarlos de los rompeolas (en talud). Con ello parecía estar claro ante qué condiciones, del oleaje de diseño, se debería utilizar una tipología de dique u otra. Es decir, el dique vertical sólo debería ser construido en zonas en las que no tuviera lugar la rotura de la ola de cálculo. No obstante, cada vez más esta tendencia va cambiando, al conocerse más y mejor el comportamiento de estos diques a través de los ensayos en modelo físico.

En este artículo se presentan tres casos de estudio en los que los diferentes diseños de diques verticales están sujetos a las acciones de la ola en rotura y no rotura.

Diferentes modificaciones en la geometría de la superestructura (espaldón) del cajón, así como actuaciones llevadas a cabo delante del propio dique hacen que se consigan importantes reducciones en los esfuerzos originados por el oleaje, al incidir sobre el paramento del dique, y, asimismo, en el rebase por encima de la estructura. Todo ello se pone de manifiesto en los resultados obtenidos de los ensayos en modelo físico realizados en el CEPYC.

ABSTRACT. Traditionally, vertical breakwaters were referred to as reflecting breakwaters, to distinguish them from the rubble round breakwater variety. With this distinction it seemed clear under which design wave conditions the two types should be used, i.e., the vertical breakwater ought only to be constructed in areas where the design wave is not going to break. However, greater knowledge of the behaviour of these breakwaters in physical model tests, is bringing about a change in this idea.

This article presents three case studies, in which different vertical breakwater designs are subjected to breaking waves and non-breaking waves.

Modifications to the superstructure geometry of the caisson, and activity taking place in front of the breakwater itself, have achieved an important reduction in the stress caused by the wind waves, because they affect not only the face of the breakwater, but also overtopping. This has become apparent from the results obtained from the test carried out on the physical models at the CEPYC.

1. INTRODUCCION

Las altas presiones alcanzadas sobre la cara de un dique vertical, originadas por la acción de las olas que rompen directamente sobre él, dio lugar, en tiempos pasados, a que su utilización fuera recomendada tan sólo en aquellos lugares que presentasen una protección natural o un fetch limitado, y cuando la profundidad al pie de la estructura fuera superior a dos veces la máxima altura de diseño.

Como consecuencia de la ruina acaecida sobre algu-

nos diques de esta naturaleza: Catania (1933) y Mustapha (1934) entre otros, las medidas adoptadas para la construcción de este tipo de obra se hicieron aún más conservadoras que las anteriormente enunciadas (PIANC, Bruselas 1935 y PIANC, Roma 1953). Con ello se perseguía que únicamente llegaran al dique las olas en condición de no rotura, cuya fuerza ocasionada sobre la cara vertical resultaba bastante inferior que las producidas por el impacto de las olas en rotura.

No obstante, hoy en día, como consecuencia de un mayor conocimiento en el comportamiento de este tipo de diques y del nivel tecnológico alcanzado en su diseño, junto con el coste, en muchos casos semejante, y, a veces, más bajo que el tradicional dique equivalente en talud, hace que cada vez sean más utilizados, incluso, en profundidades reducidas, en donde la reflexión del oleaje de tipo estacionario, no se puede asegurar, i.e. el

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director del Programa de Estructuras Marítimas del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (IMOPI).

(**) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (IMOPI).

impacto del oleaje sobre el paramento no da origen a olas estacionarias frente a él.

En el caso de España, los diques verticales representan del orden de un 8 % del total existente, de los cuales gran parte de ellos son utilizados con una función doble: asegurar una superficie de agua abrigada y utilizar el trasdós del dique como muelle para el atraque de los barcos y, en algunos casos, llevar a cabo la manipulación de determinadas mercancías, especialmente granos líquidos. La ubicación de la mayoría de estos diques se hallan en el Atlántico y, en particular, en las Islas Canarias por las grandes profundidades existentes, con máximas superiores a 25 metros.

Sin embargo, dos de los tres nuevos diques verticales aquí presentados se encuentran situados en el Mediterráneo y el tercero en el Atlántico. Asimismo, las profundidades existentes en los distintos emplazamientos de las nuevas estructuras y las alturas de ola de diseño respectivas, hacen que las acciones producidas, por el oleaje incidente de diseño, sobre las paredes verticales, en cada uno de los casos, correspondan o bien a condiciones de rotura o al de no rotura de la ola.

La elección de la sección tipo, en cada uno de los casos de estudio, vino determinada a partir de los resultados alcanzados, mediante los ensayos en modelo físico realizados en el laboratorio del CEPYC en Madrid, sobre las diferentes alternativas probadas, cuya finalidad fundamental fue la optimización de la respectiva sección transversal desde el punto de vista estructural; es decir, se trataba de conseguir los menores esfuerzos producidos por los oleajes de diseño respectivos compatibles con los valores, habitualmente adoptados, de los factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco, para el cajón específico y el consiguiente espaldón considerado en cada una de las obras. Además, se midió, en dos de los casos aquí presentados, el rebase originado para diferentes escalones de altura de ola, de forma que a la hora de elegir la solución definitiva se dispusiera de dos puntos de vista diferentes, esto es la estabilidad y la operatividad del dique.

La localización de los tres puertos en estudio se encuentra respectivamente en Ceuta, Barcelona y en la isla de Gran Canaria (figura 1). El primero corresponde a la expansión prevista en el puerto de Ceuta, el segundo se trata del puerto deportivo de la Villa Olímpica y el tercero la prolongación del dique Reina Sofía del puerto de La Luz y de Las Palmas.

La finalidad de este artículo es presentar las diversas actuaciones llevadas a cabo sobre cada uno de los tres diques, a fin de reducir las acciones provocadas por el oleaje: esfuerzos y rebases; de manera que, en cada caso, el cajón con su superestructura correspondiente fuese estable para las condiciones del oleaje específico de diseño.

2. CONDICIONES DE LOS ENSAYOS

Los ensayos bidimensionales, correspondientes a las secciones de la ampliación del puerto de Ceuta, así como



FIGURA 1.

del dique del puerto deportivo de la Villa Olímpica, se realizaron en un tanque con una longitud de 45 metros, 6,50 metros de ancho y 1,50 metros de profundidad. Las secciones se inscribieron en un canal de una anchura de 2,0 m y 1,30 m respectivamente, enfrentadas perpendicularmente a la propagación del oleaje generado por una paleta de tipo pistón accionada hidráulicamente.

Del mismo modo, un canal de largo 38 metros, 1 metro de ancho y 1 metro de profundidad sirvió para la realización de los ensayos bidimensionales, correspondientes a la prolongación del dique de Reina Sofía, efectuándose éstos sobre una sección tipo del mismo, que ocupaba un tercio del ancho del canal, de forma que parte de la energía incidente del oleaje se disipara en la rampa absorbente disponible al final del canal. (Ver disposición del modelo en ambas instalaciones en fig. 2).

La unión del existente dique de Reina Sofía, de tipología en talud, con el nuevo dique prolongación, de tipología vertical, presentaba un cambio brusco en su alineación por razones operativas, para una más fácil maniobra de aproximación de los barcos a los puestos de atraque, lo que, como es bien conocido, podría suponer un incremento de la energía incidente en la referida unión. Así pues, se estimó conveniente, una vez concluidos los ensayos bidimensionales, la ejecución de ensayos tridimensionales complementarios, sobre un modelo que representara la parte final del dique en talud con los primeros 100 metros del dique vertical. Sobre este último se medirían y analizarían las acciones del oleaje sobre los dos primeros cajones del arranque, que eran los que, a priori, se esperaban que estuvieran más solicita-

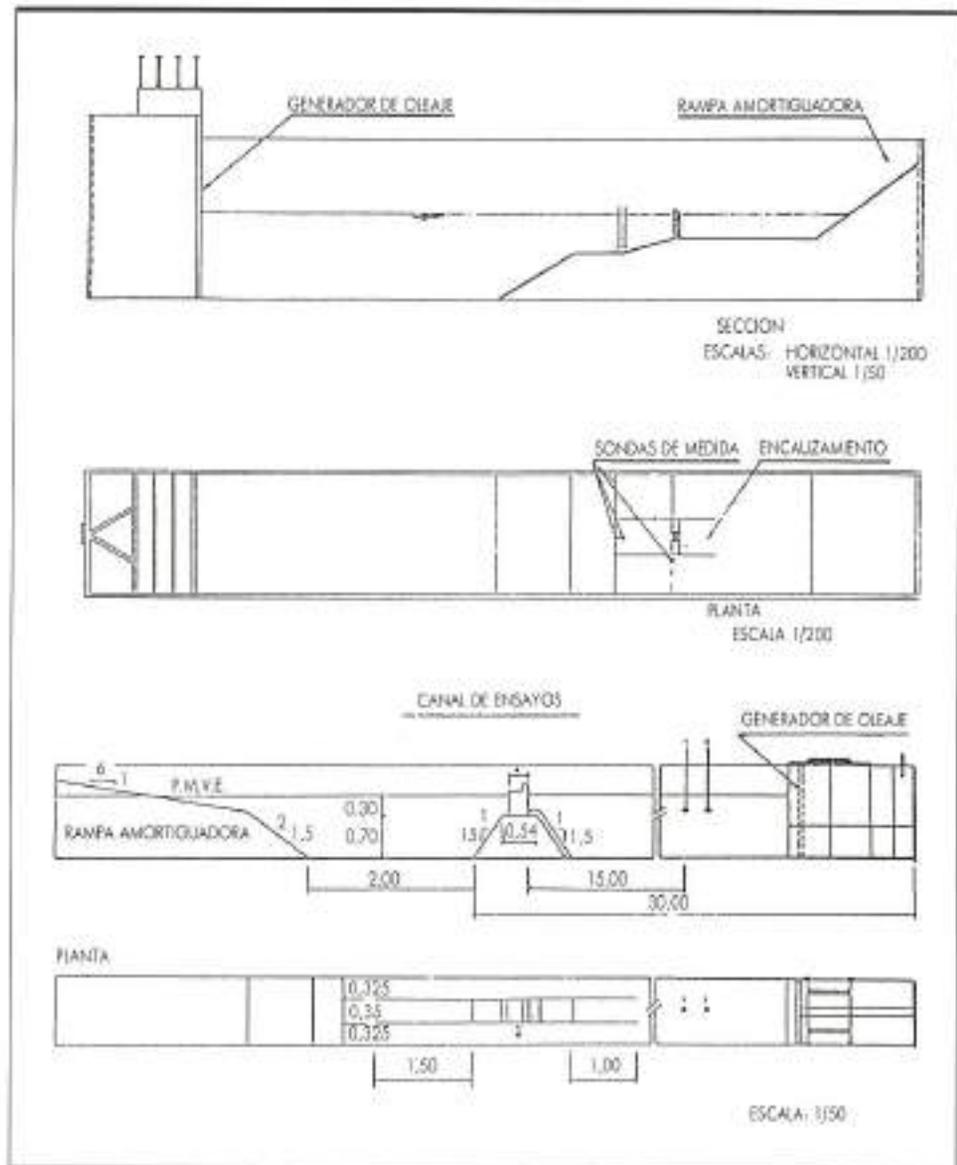


FIGURA 2.

dos. La magnitud de este último modelo, hizo necesario, para la realización de los ensayos, la utilización del mismo tanque, cuyas características se describieron anteriormente.

En todos los ensayos, la medición de los esfuerzos ocasionados por el oleaje se efectuó mediante el empleo de un dinamómetro, rígidamente unido al módulo que representaba, a la escala de longitudes correspondiente, la geometría del cajón junto con el espaldón consiguiente. El referido módulo, en total ausencia de rozamiento con cualquiera de las superficies circundantes: base de cimentación y cajones contiguos, permitía que, únicamente, la fuerza de cada ola que incidía sobre él fuera registrada por el dinamómetro, proporcionando así el

valor de la fuerza total horizontal y vertical además del momento de vuelco originado por las dos fuerzas anteriores.

En cuanto al rebase se refiere, se midió el volumen de agua rebasada, a lo largo de la duración de un registro de oleaje, recogido en una bandeja colocada en la parte posterior de la sección. Los resultados de este volumen son dados como tasa promedio de rebase por metro lineal de sección de dique y por segundo ($m^3/m/s$). Asimismo, un dispositivo, diseñado en el CEPYC, colocado en la coronación del espaldón, en cada uno de los casos, permitió determinar tanto la altura alcanzada por la lámina de agua rebasada (run-up) como el número de rebases producidos, para referirlo como porcentaje del

total de olas contenidas en el registro utilizado en el ensayo.

La salida de las señales analógicas del dinamómetro y del medidor de rebase son acondicionadas por medio de un convertidor A/D y digitalizadas de forma que se puedan leer mediante un ordenador. Una descripción de este proceso se presenta en la figura 3.

En cuanto al espectro de energía del oleaje, simulado en cada caso, éste correspondió a uno teórico del tipo JONSWAP, cuyas características de periodo de pico T_p , factor de apuntamiento τ , y altura de ola significativa H_s venían determinadas por los estudios previos realizados de clima marítimo para cada uno de los emplazamientos de las respectivas obras. Los diferentes oleajes calibrados en el tanque y el canal de ensayo dieron lugar a registros con un número de olas comprendido entre 300 y 350, dependiendo, en cada caso, del periodo de pico considerado. La duración de cada ensayo, para la medición de los esfuerzos y el rebase, correspondía al número de olas de cada registro respectivo.

En los ensayos bidimensionales se utilizaron 3 sondas para la medición de la altura de ola, dos de ellas se colocaron frente a la sección del dique, separadas convenientemente de la pared reflejante de la estructura y de la paleta generadora del oleaje, a fin de determinar la altura de ola incidente y reflejada mediante la técnica propuesta por Y. Goda y Suzuki [1], y la otra sonda al pie mismo de la sección del dique, fuera del encauzamiento en el que se inscribía la sección de ensayo, para poder disponer de un análisis estadístico del oleaje incidente, sin la perturbación originada por la reflexión (figura 2).

En el ensayo tridimensional, la sonda se colocó alejada suficientemente de la zona afectada por la reflexión del modelo, pero a la misma profundidad que éste.

Para la reproducción de los respectivos modelos y la

conversión de los resultados a unidades de prototipo, se utilizó la semejanza de Froude, en la que elegido un valor de la escala de longitudes $\lambda = \frac{L_{modelo}}{L_{prototipo}}$ resultan las siguientes relaciones como más características:

$$\frac{T_m}{T_p} = (\lambda)^{0.5}, \text{ escala de tiempos}$$

$$\frac{F_m}{F_p} = (\lambda)^3, \text{ escala de fuerzas o de pesos}$$

3. DESCRIPCIÓN DE CADA UNO DE LOS CASOS Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

A continuación se pasa a describir, en cada uno de los tres casos considerados, las diferentes alternativas sobre las que se realizaron los ensayos, así como los resultados alcanzados en cada uno de ellos.

A la hora de apreciar las diferencias existentes entre las soluciones ensayadas, se eligió, para su presentación, el máximo valor de la fuerza horizontal alcanzado, a lo largo de la duración del ensayo, como el más representativo de los tres esfuerzos registrados por el dinamómetro.

El referido valor de la máxima fuerza horizontal estará asociado a un valor específico de altura significativa y de periodo de pico del oleaje.

Asimismo, la determinación del comportamiento funcional de cada una de las alternativas se establecerá en razón del valor de la tasa promedio de rebase, para un estado de mar de H_s y T_p concreto, e igualmente mediante el porcentaje de olas que rebasan la coronación del dique en cuestión.

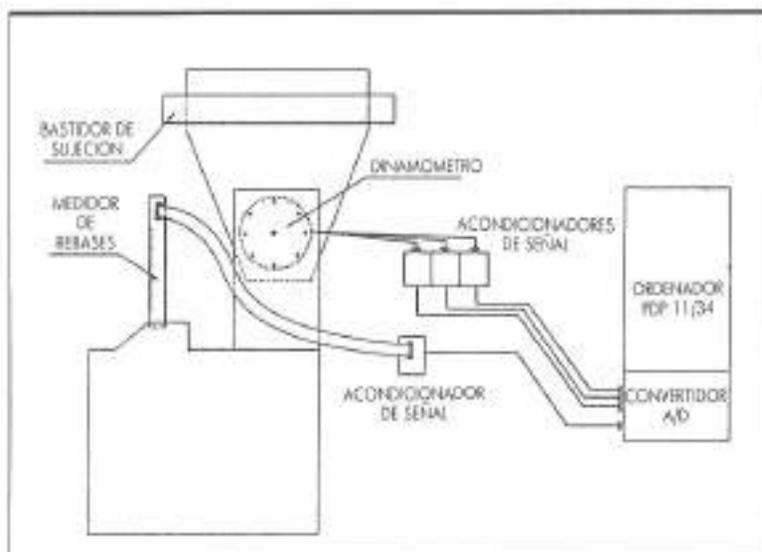


FIGURA 3. Esquema de instalación del sistema de medida.

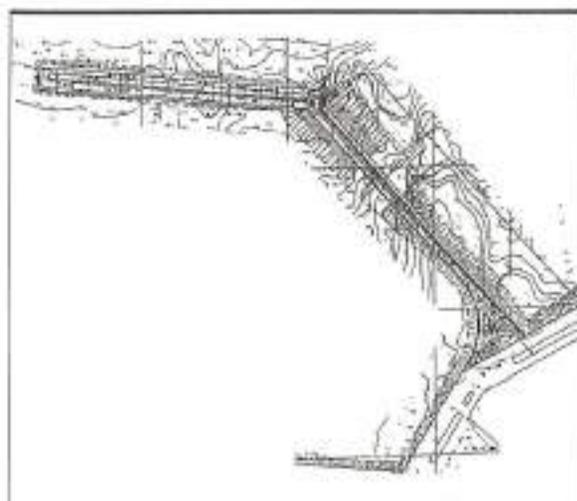


FIGURA 4. Dique Oeste-Ceuta.

3.1. AMPLIACION DEL PUERTO DE CEUTA

La ampliación prevista en el puerto de Ceuta, en la que se contemplaba la implantación de un dique de tipo vertical, finalmente se decidió no construirse, al menos por el momento, por razones que se salen del ámbito de este artículo. No obstante, la presentación de los resultados de sus ensayos se debe al interés que tienen, desde el punto de vista del diseño, en este tipo de dique.

El mencionado dique presentaba una disposición en planta de dos alineaciones, la primera correspondía a un dique en talud, que arrancaba del actual dique de Po-

niente, y servía de acceso y unión a la segunda alineación constituida por un dique vertical concebido para servir de muelle y atraque en la parte abrigada y destinado a la manipulación de graneles líquidos (figura 4).

La sección tipo de proyecto consistía en un cajón con celidas rellenas de arena y como superestructura un espaldón inclinado (figura 5).

A la hora de planear los ensayos se decidió investigar la influencia que podía tener la geometría del espaldón en lo que a esfuerzos y rebases se refiere, de cara a la optimización de la sección. Desde el punto de vista resistente de la misma, se trataba de conseguir que el oleaje produjera las menores fuerzas desestabilizadoras a costa de alcanzar las mayores fuerzas estabilizadoras, con el fin de reducir, en lo posible, el ancho del cajón, dentro de los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al vuelco comúnmente aceptados.

Las variables geométricas posibles podrían haber sido innumerales; sin embargo, fue necesario acotar éstas por razones operativas (anchuras mínimas de calzada, cotas mínimas, etc...).

Así pues, las variables que se analizaron se recogen en la figura 6, dando lugar a las secciones de ensayo, cuyas características se muestran en la tabla 1.

En base al estudio realizado del régimen de temporales al pie de obra, se determinó el periodo de retorno, en función de la vida previsible del dique y el riesgo admitido, resultando éste de 202 años, que está dentro de los valores aceptados para este tipo de diques. La altura de ola significativa asociada a dicho periodo de retorno fue de 7,50 m con un periodo de oleaje más probable de 11 segundos.

El oleaje calibrado para la realización de los ensayos tenía como características las siguientes: espectro de

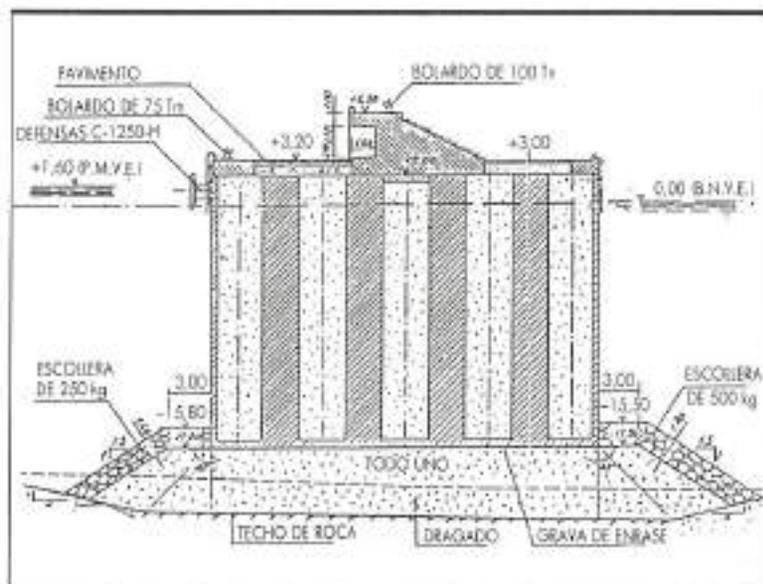


FIGURA 5.

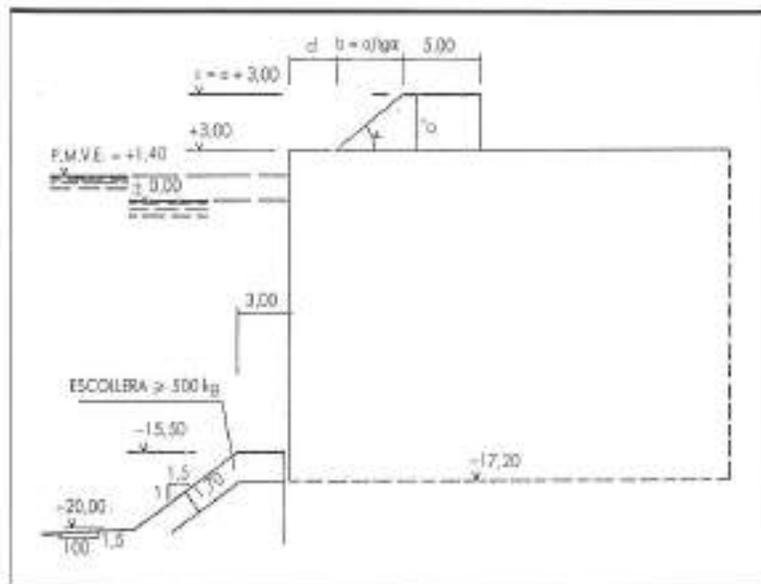


FIGURA 6.

frecuencia-energía de tipo JONSWAP con periodo de pico $T_p = 11$ seg., $H_s = 7,50$ m y factor de apuntamiento $\tau = 3,3$.

SECCION	c	a	α	b	d
A.30	+6,5	3,5	30°	6,06	3,0
A.45	+6,5	3,5	45°	3,50	3,0
A.60	+6,5	3,5	60°	2,02	3,0
A.75	+6,5	3,5	75°	0,93	3,0
A.90	+6,5	3,5	90°	0,00	3,0
B.30	+8,0	5,0	30°	8,66	3,0
B.45	+8,0	5,0	45°	5,00	3,0
B.60	+8,0	5,0	60°	2,88	3,0
B.75	+8,0	5,0	75°	1,33	3,0
B.90	+8,0	5,0	90°	0,00	3,0
B'90	+8,0	5,0	90°	0,00	0,0
C.30	+9,5	6,5	30°	11,26	3,0
C.45	+9,5	6,5	45°	6,50	3,0
C.60	+9,5	6,5	60°	3,75	3,0
C.75	+9,5	6,5	75°	1,74	3,0
C.90	+9,5	6,5	90°	0,00	3,0

TABLA 1.

En cuanto al nivel de agua en los ensayos, se consideró el de PMVE: +1,40 m, que resultaba ser el más desfavorable desde el punto de vista operativo (rebases) y de la estabilidad.

A partir de exhaustivos ensayos realizados en modelo físico sobre diques verticales de tipo compuesto (con banquetas de cimentación) como el que estamos considerando, el Profesor S. Nagai [2] llegó a la conclusión de que únicamente frente a la pared de un dique vertical se formarían ondas estacionarias, es decir, el dique se encontraría ubicado en zona de no rotura del oleaje, si se cumplían las siguientes relaciones.

$$h_1/h_2 \geq 0,75 \text{ y } h_2/H \geq 1,80$$

donde h_1 es la profundidad de agua al pie del cajón, h_2 es la profundidad al pie de la banqueta de cimentación y H es la altura de ola de diseño, que según el profesor S. Nagai corresponde, en este tipo de dique, a $H_{1/10}$ [3].

En nuestro caso teníamos en condiciones de PMVE los valores $h_1 = 16,90$ m, $h_2 = 21,40$ m y $H = H_{1/10} = 1,27 \cdot H_{1/2} = 9,52$ m, cumpliéndose, consiguientemente, las citadas relaciones e igualmente en BMVE. Por tanto, las condiciones del oleaje de diseño frente a la estructura eran de no rotura, como además se pudo comprobar durante la realización de los propios ensayos.

La figura 7 recoge, para cada uno de los tres tipos de secciones A, B y C, sendas curvas que relacionan el valor máximo de la fuerza horizontal, registrada por el dinamómetro, con el ángulo α que forma el plano del espaldón con la horizontal. Además se representa el valor correspondiente al único ensayo efectuado sobre la sección B'90, con espaldón vertical, sin retranqueo respecto al paramento del cajón, que sirve como referencia

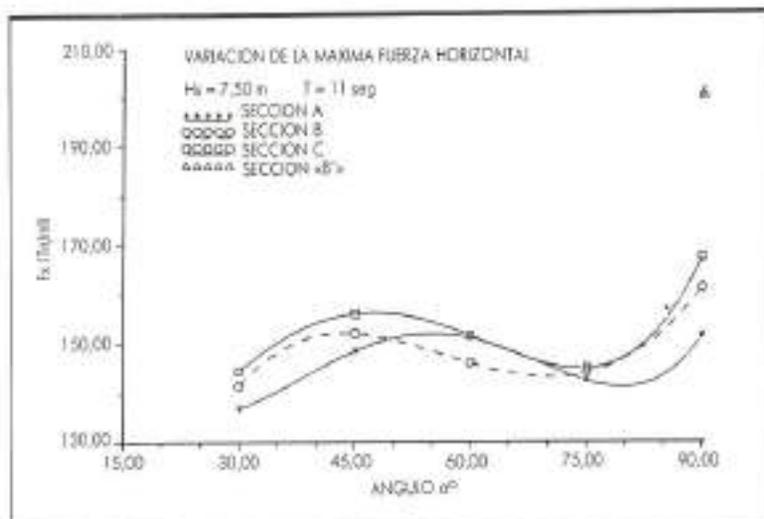


FIGURA 7.

a la hora de establecer la eficacia de los parámetros geométricos.

En la figura 8 se ha considerado el conjunto de valores de la máxima fuerza horizontal, independientemente del tipo de sección a los que pertenecen o, lo que es lo mismo, sin considerar el franco bordo «C», ajustándose éstos mediante una única curva, de forma que se pueda apreciar mejor la evolución de esta fuerza con el referido ángulo α .

Los resultados de los rebases, referidos únicamente a los valores del ángulo α de 45°, 60° y 90°, se recogen en la figura 9, mediante un conjunto de gráficos en los que las rectas de ajuste representan la relación de la altura de ola con el porcentaje de rebases habidos en cada uno de los tipos de sección: A, B, C y B', reflejándose la influencia de la cota de coronación y el ángulo α en el comportamiento de la sección ante el rebase.

3.2. DIQUE DE LA VILLA OLIMPICA

El dique del puerto deportivo de la Villa Olímpica se halla situado a una profundidad en torno a los 9,70 metros. En la actualidad, lo que es la obra de abrigo, se encuentra terminada.

La sección, compuesta por un cajón y una superestructura, no se cimenta sobre una banquetta de escolera, por lo que el pie de la misma se encuentra a la referida profundidad. Esto suponía, desde el punto de vista de cualquiera de los criterios empíricos de la rotura del oleaje, que la sección se encontrase en franca zona de rotura para el temporal de diseño.

Pese a esta circunstancia, la elección del tipo de dique de pared vertical frente al tradicional dique en talud se debió, según sus responsables, a dos motivos principalmente: la rapidez constructiva y una mayor estética en su acabado final. En cuanto al primero, la relativa

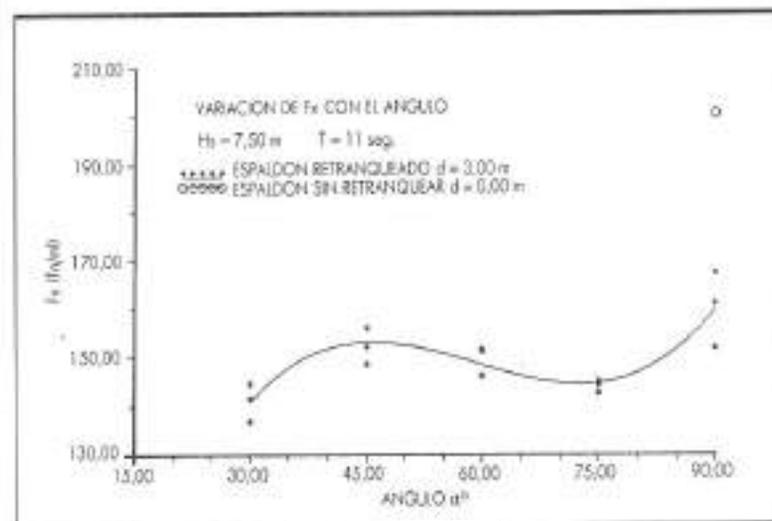


FIGURA 8.

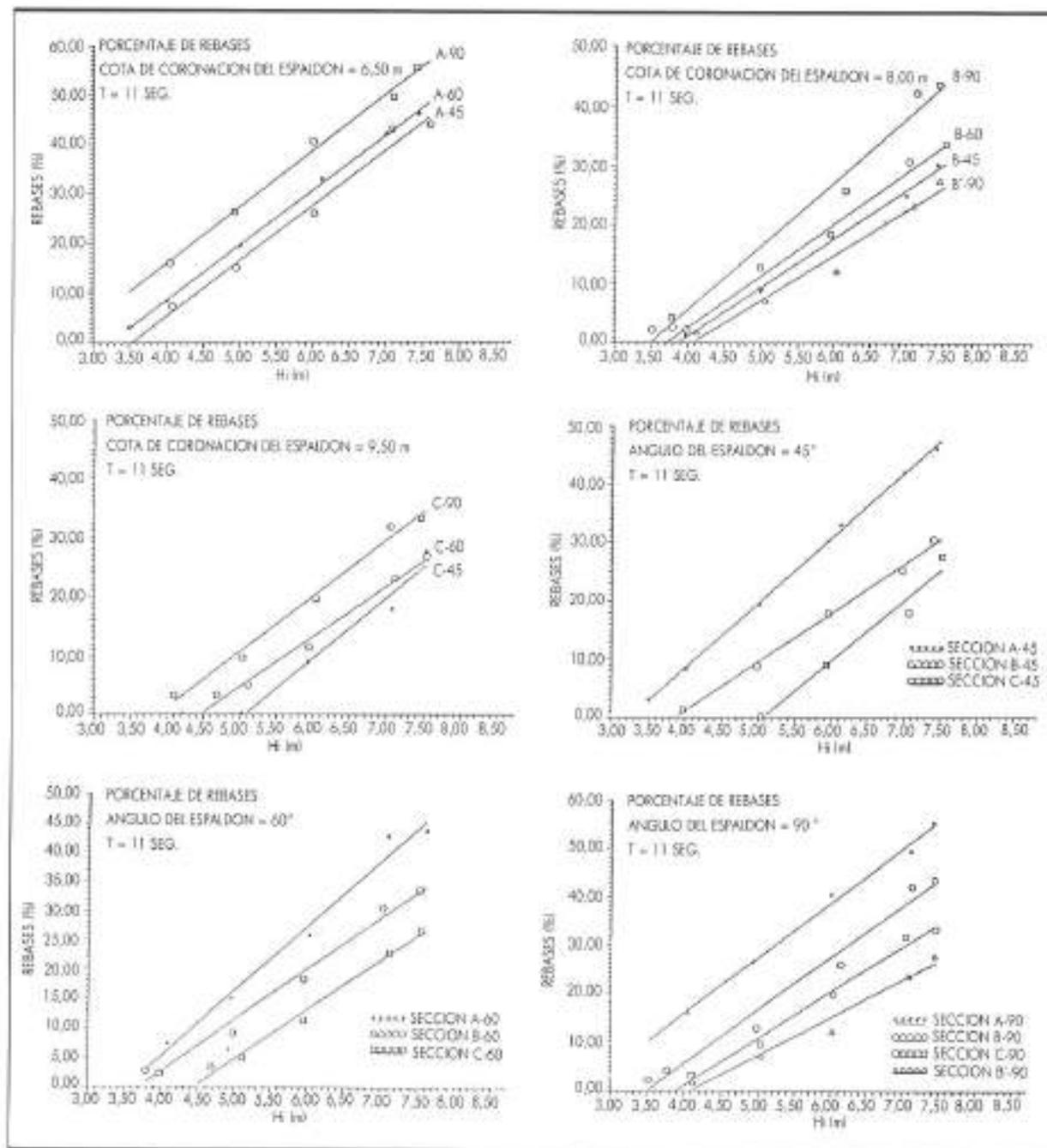


FIGURA 9.

facilidad en la colocación de los cajones, pertenecientes al dique, permitía disponer, en un corto plazo de tiempo, de una zona abrigada para proceder a los trabajos en el trasdós de los mismos, muy importante este punto si se tenía en cuenta la magnitud de las obras y el tiempo disponible para realizarlas. Por otro lado, la parte emergente de un dique en talud, independientemente del tipo

de bloque, natural o artificial, utilizado como manto de protección, siempre produce un mayor impacto visual que el dique vertical, siendo este aspecto el segundo motivo esgrimido en la elección.

Del estudio realizado de clima marítimo se establecieron dos temporales que iban a ser simulados durante los ensayos. Cada uno de ellos se caracterizaba por un

período de pico, siendo el factor τ , del espectro teórico tipo JONSWAP, el mismo para todos ellos. Los primeros ensayos fueron efectuados con período de 10 y 14 seg para posteriormente sustituir el primero de ellos por el de 12 seg.

La altura de ola significativa para el cálculo de la sección se estimó en 7,50 m.

El nivel de agua en reposo en las condiciones de diseño fue de 10,20 m, considerándose, por tanto, una sobreelevación por marea meteorológica de 0,50 m.

Una vez realizados todos los ensayos y observando cada una de las alternativas en su conjunto, se podrían establecer claramente como cuatro grupos o fases bien diferenciadas. En cada una de ellas se contemplaban distintas actuaciones llevadas a cabo en la propia sección del dique o frente a ella, y éstas fueron configurando la solución considerada como definitiva.

Con la primera fase o grupo de ensayos se pretendía conocer la eficacia de la forma del espaldón respecto a la fuerza del oleaje. Se plantearon tres formas de espaldón con idéntica cota de coronación (figura 10).

- a) Espaldón vertical en el plano exterior del cajón.
- b) Espaldón escalonado, con plano medio de inclinación de 41° .
- c) Espaldón mixto, inclinado-curvo. Mediante el plano de 30° de inclinación se aumentaba la estabilidad y con el curvo mejoraba el rebase.

La colocación de un dique sumergido a una cierta distancia del dique vertical constituyó el segundo grupo de ensayos, tres concretamente, en el que varían algunos de los parámetros relativos al dique sumergido, mostrados en la figura 11, como fueron la distancia del eje longitudinal del dique sumergido a la pared del dique vertical (L) y la cota de coronación de aquel (C_c). Obvia-

mente, la función del dique sumergido era la de provocar la rotura de la ola sobre su talud y disipar parte de su energía sobre la coronación del mismo a fin de reducir los esfuerzos y el rebase al alcanzar, el oleaje transmitido, el dique vertical.

Este dique sumergido estaba constituido por dos capas de escollera en su coronación, con un peso medio de ésta en prototipo de 10 Tn. Los mantos de los taludes, anterior y posterior, también con dos capas, con un peso medio de 7 Tn y un núcleo de una gradación variable.

El tercer grupo de ensayos se caracterizó por la presencia de un talud de escollera adosado al pie del dique vertical, coronado a la misma cota que el dique sumergido, y por un relleno entre éste y el talud adosado. El relleno simulaba el material de derribo procedente de todos los antiguos edificios, principalmente industriales, que hubieron de ser derribados para la construcción de la Villa Olímpica, lo que por su enorme volumen constituía un serio problema de reubicación, así pues los responsables creyeron conveniente utilizarlo como relleno en el cuenco existente entre ambos diques (vertical y sumergido), estimando que su presencia podría contribuir a mejorar las condiciones del oleaje transmitido a la vez que favorecería la creación de un biotopo.

La disposición de la sección de ensayo se recoge en la figura 12, en la que la variación de los parámetros representados en ella dio lugar a la ejecución de 9 ensayos sobre diferentes alternativas.

Por último, el cuarto grupo de ensayos se llevó a cabo sobre el sistema cajón-relleno-dique sumergido, que se recoge en la figura 13.

Se cambió el tipo de espaldón pasando de mixto (inclinado-curvo) a escalonado en la totalidad del ancho del cajón (figura 14). Además se suprimió el talud adosado al pie del dique vertical.

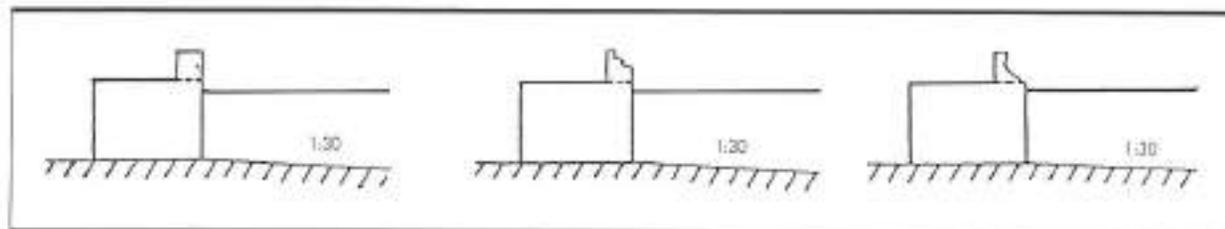


FIGURA 10.

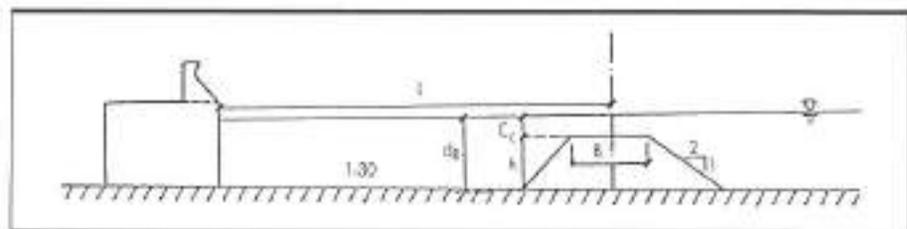


FIGURA 11.

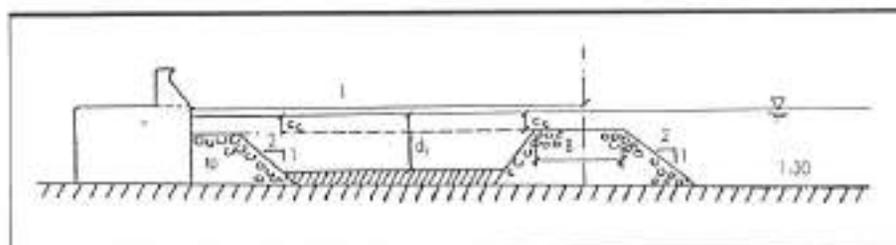


FIGURA 12.

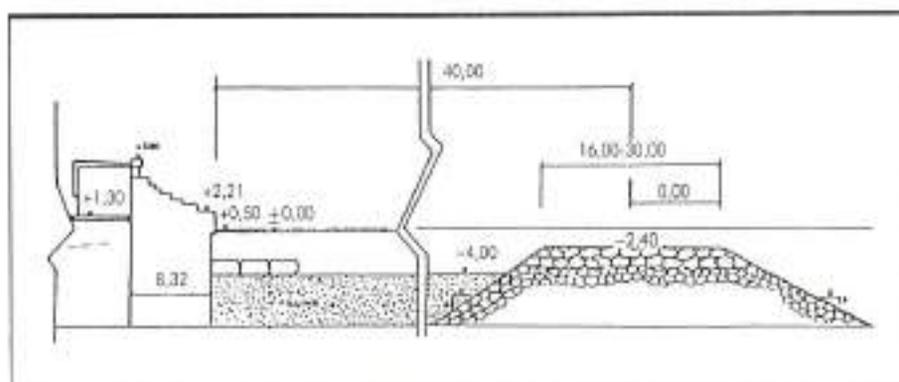


FIGURA 13.

En esta configuración de sección se realizaron dos ensayos que diferían únicamente en la anchura B de la coronación del dique sumergido.

La disposición en planta del dique vertical y los diques sumergidos frente a él se recogen en la figura 15.

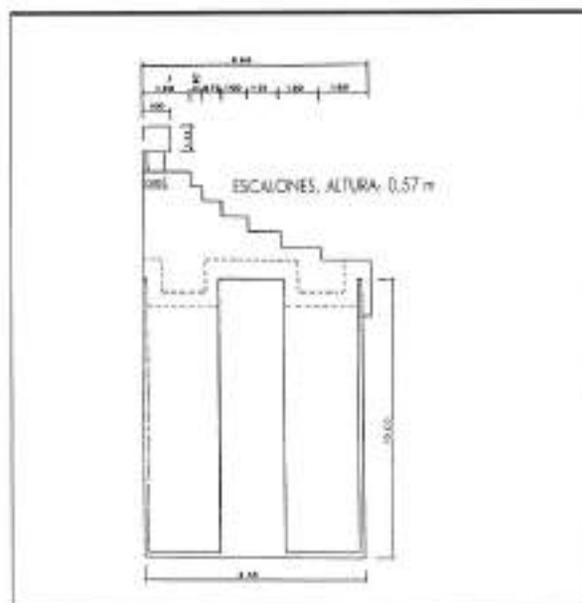


FIGURA 14. Caja sección definitiva.

En la tabla 2 se recogen los valores de los parámetros, que caracterizan a cada una de las 17 soluciones ensayadas y en la que « e » representa el tipo de espaldón utilizado de acuerdo con los expuestos en la figura 10; « t » el talud adosado al pie del dique vertical y B el relleno.

Los resultados de las máximas fuerzas horizontales registradas por el dinamómetro, asociadas a cada uno de los ensayos y agrupados de la forma comentada anteriormente, se muestran conjuntamente en la figura 16.

Por último, se representan en una misma escala gráfica todos los resultados de cada una de las soluciones ensayadas, correspondientes a la máxima fuerza horizontal alcanzada en cada uno de ellos, figura 17.

Del mismo modo, el comportamiento de cada una de las secciones, en lo que a rebase se refiere, medido con un oleaje en las condiciones más extremas de las ensayadas, esto es $H_s = 7,50$ m y $T_p = 14$ seg, se recogen en la misma figura 17.

3.3. PROLONGACION DEL DIQUE REINA SOFIA (LAS PALMAS)

El objeto de la ampliación del Puerto de La Luz y de Las Palmas, mediante la construcción de un dique-muelle, de tipo vertical, en prolongación con el actual dique exterior de Reina Sofía, es proporcionar puestos de atraque y permitir el avituallamiento a los barcos en tránsito, en particular, a aquellos de gran porte, ya que el citado muelle dispondrá de calado suficiente. Esta utili-

SOLUCION	B(m)	C _g (m)	L(m)	d _g (m)	et	top	R
1	—	—	—	-10,20	1	—	—
2	—	—	—	-10,20	2	—	—
3	—	—	—	-10,20	3	—	—
4	18	-3,5	60	-10,20	3	—	—
5	18	-3,5	85	-10,20	3	—	—
6	18	-2,5	85	-10,20	3	—	—
7	18	-2,5	60	-10,20	3	5	—
8	18	-2,5	60	- 6,00	3	5	5
9	18	-2,5	60	- 4,00	3	5	5
10	18	-1,5	60	- 4,00	3	5	5
11	18	-1,5	60	- 6,00	3	5	5
12	30	-2,5	66	- 6,00	3	5	5
13	30	-1,5	66	- 6,00	3	5	5
14	30	-1,5	66	- 4,00	3	5	5
15	30	-2,5	66	- 4,00	3	5	5
16	18	-2,5	60	- 6,00	2	—	5
17	30	-2,5	66	- 6,00	2	—	5

TABLA 2.

zación de la futura instalación permitirá la reordenación de alguno de los tráficos que vienen desarrollándose en las actuales terminales.

La traza por la que discurrirá el gran dique vertical presenta profundidades cercanas a los 50 metros por lo que el dique será de tipo compuesto; es decir, estará constituido por una banqueta de escollera, formada por un núcleo y la consiguiente capa de filtro y de protección, que servirá como cimentación al cajón junto con la superestructura.

Previamente a la realización de los ensayos en modelo físico, se llevaron a cabo en el CEPYC diversos estudios de gabinete, cuyo objeto fue el de obtener una sección tipo de dique vertical, analizando varias opciones de diseño, que conjugaran, del mejor modo posible, la estabilidad y la funcionalidad, de acuerdo con el uso que tendrá la prolongación del mencionado dique de Reina Sofía.

El estudio del prediseño se hizo en base a formulaciones teóricas aplicables a diques verticales, con las que a partir de las condiciones de oleaje de cálculo, junto con las características geométricas de la sección, proporcionan una ley de distribución de presiones y subpresiones, mediante la cual se establecen las acciones de cálculo.

A partir de dichas acciones y conocidas las características resistentes de la sección (pesos y fuerzas de rozamiento) es posible comprobar la estabilidad de la misma a los dos modos de fallo más importantes en este tipo de diques: deslizamiento y vuelco del cajón, a través de los valores de los factores de seguridad respectivos que, de acuerdo con las normas elaboradas por los japoneses, grandes expertos en este tipo de diques, no deben ser, en ningún caso, inferiores a 1,20.

Las expresiones de los dos coeficientes de seguridad aludidos, de acuerdo con las citadas normas, son las siguientes:

$$CSD = \frac{(P_s - F_s) \mu}{F_b} \quad \text{y} \quad CSV = \frac{M_r - M_s}{M_b}$$

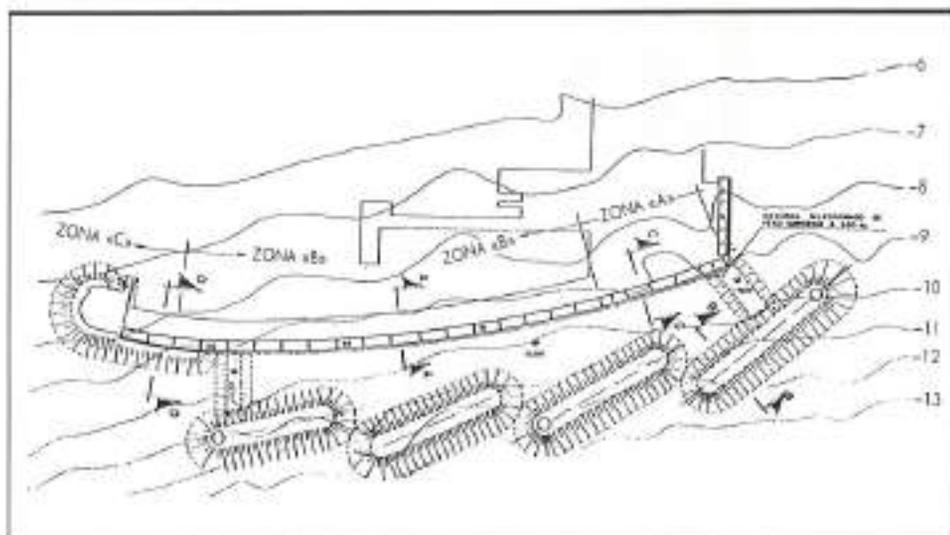


FIGURA 15.

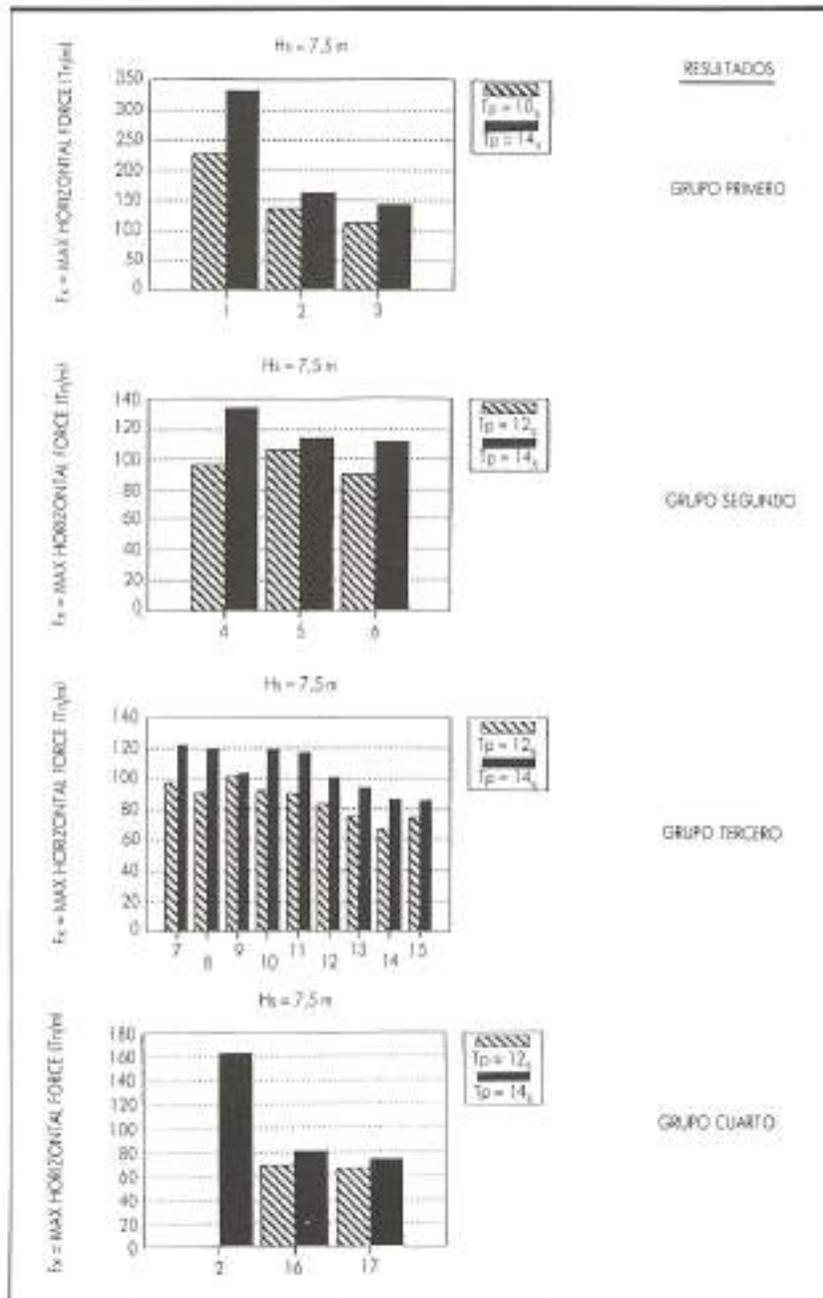


FIGURA 16.

donde, P_s = peso sumergido, F_p = subpresión debida al oleaje, μ = coeficiente de fricción entre la base del cajón y la banqueta de cimentación, F_h = fuerza horizontal debido al oleaje, M_p = momento resistente debido al peso sumergido, M_s = momento de la subpresión del oleaje y M_h = momento originado por la fuerza horizontal del oleaje. Todos los momentos están referidos a la arista dorsal del cajón. El coeficiente de fricción a efectos de diseño, se suele tomar 0,60, cuando las su-

perficie en contacto resultan ser el hormigón y la escollera.

Se estudiaron dos tipos de sección, que diferían básicamente en la forma del espaldón, uno totalmente vertical y el otro inclinado, dando lugar en cualquiera de los casos a valores de los coeficientes de seguridad por encima del recomendado anteriormente. Un resumen de los resultados de esta fase se representa en la tabla 3, en la que éstos se obtuvieron de acuerdo con la fórmula

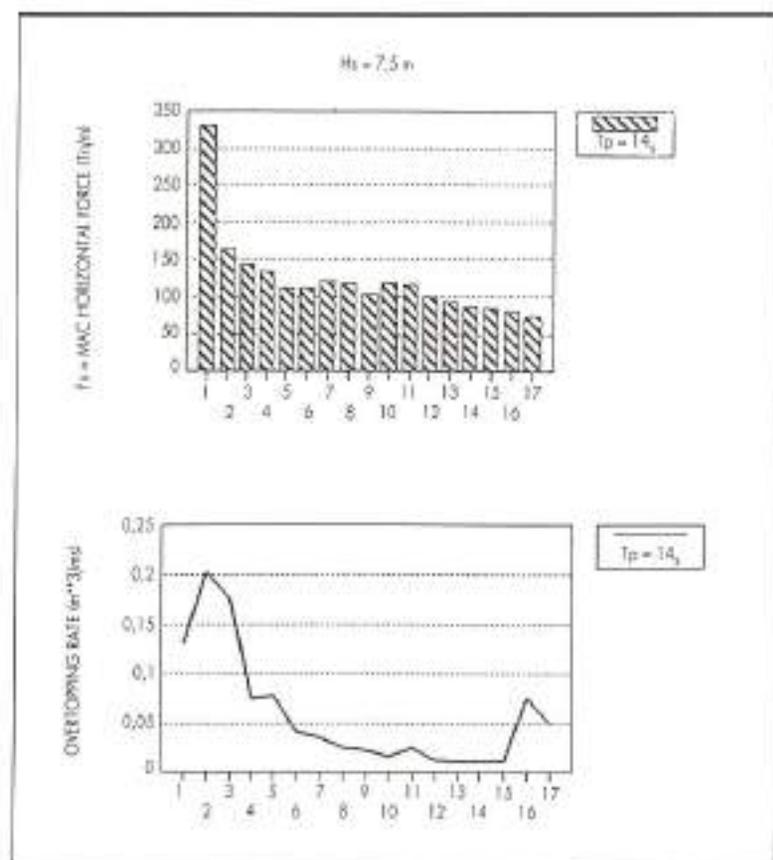


FIGURA 17.

propuesta por Y. Geda [4] que, frente a otras, tiene la ventaja de establecer, en la propia definición de la altura de ola de diseño, si el tipo de impacto que ejercerá ésta sobre el paramento del dique corresponde a la ola en rotura o al de no rotura.

ESPALDON	ANCHURA CAJON (M)	ANCHURA ESPALDON (M)	CSD	CSV
Inclinado	24,61	—	2,10	2,99
Inclinado	18,64	—	1,50	1,66
Vertical	18,64	5,00	1,45	1,64
Vertical	18,64	4,00	1,40	1,57
Vertical	18,64	3,00	1,36	1,50

TABLA 3.

Pese a dar mejores resultados el espaldón inclinado, en lo que a estabilidad se refiere, que el espaldón vertical, para un mismo valor de la anchura del cajón, sin embargo, a la hora de llevar a cabo los ensayos en mo-

delo físico a fin de optimizar la sección transversal definitiva, se eligió este último porque permitía disponer de una mayor anchura de muelle y, por otro lado, a igualdad de cotas de coronación, el rebase resultaba menor, como ya quedó reflejado en los resultados de los ensayos sobre la ampliación del puerto de Ceuta (figura 9). Ambos aspectos: mayor zona de operaciones y menor rebase, resultan ser muy importantes en la futura explotación de la nueva instalación.

Los ensayos bidimensionales, para la medición de los esfuerzos, se efectuaron sobre la sección tipo representada en la figura 18, para dos valores de la anchura del cajón, que venía condicionada por la disposición de las celdas de relleno del mismo:

$$A_1 = 15,64 \text{ m} \quad \text{y} \quad A_2 = 18,64 \text{ m}$$

Dos fueron los temporales simulados durante los ensayos, en los que el espectro de energía fue asimismo uno teórico tipo JONSWAP con factor de apuntamiento $\tau = 2$ y períodos de pico respectivos de 11 seg. y 13 seg. La altura de ola significativa considerada como de diseño fue de 6,50 metros y el nivel de agua adoptado en los ensayos fue de 2,84 m, que corresponde al de PMVE.

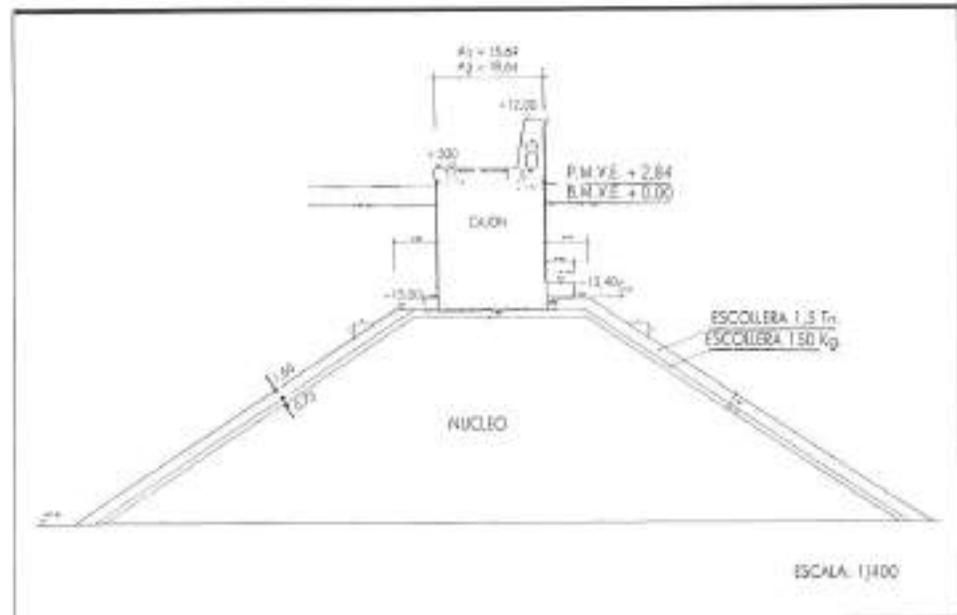


FIGURA 18.

El estado en que se presentaría el temporal de diseño frente al cajón correspondería al de rotura, como consecuencia de la gran banqueteta de cimentación existente, que haría que alguna de las olas del citado temporal rompieran sobre su talud, dando lugar a presiones de tipo dinámicas sobre el paramento del cajón. De nuevo, el profesor S. Nagai dice que para $h_1/h_2 < 0,40$ se produce la rotura frente a la pared vertical, independientemente de la anchura de la berma de la coronación de la banqueteta de cimentación.

La medición de esfuerzos se realizó para distintos valores de la altura de ola significativa comprendidos entre 4,50 m y 7,50 m.

Los resultados recogidos en la figura 19 representan la variación del coeficiente de seguridad al deslizamiento (CSD), definido anteriormente, con los valores ensayados de la altura de ola significativa, para los dos períodos considerados. También están representadas, en cada una de las gráficas, la misma variación, según la fórmula propuesta por Goda, con la buena concordancia que se puede apreciar entre los valores medidos y los teóricos.

En cuanto al ensayo tridimensional, cuyo modelo fue comentado en el apartado 2, se efectuaron las mediciones de las fuerzas del oleaje, para distintas alturas de ola, sobre los dos primeros cajones. El primero de los cuales, el que arrancará del morro del dique actual, se consideró cimentado a una profundidad de 14 metros y el segundo a 20 metros, profundidad esta última que será a la que se encontrarán el resto de cajones que constituirán el futuro dique de prolongación. La figura 20 muestra un esquema del modelo ensayado.

En lugar de realizar la medición de las fuerzas, como

en el ensayo bidimensional, en una sección, que representaba a escala, un determinado ancho del cajón correspondiente, se prefirió simular lo que era el paramento del cajón y el espaldón, mediante una chapa rígida, en la que únicamente actuaba la fuerza horizontal producida por las sucesivas olas que impactaban sobre ella y medida por el dinamómetro.

La determinación de la subpresión se deduciría a partir de la medición efectuada por un sensor de presión colocado al pie mismo de la citada chapa. La intensidad de la presión, registrada por el sensor en el mismo instante que la máxima fuerza captada por el dinamómetro, permitiría determinar la estabilidad al deslizamiento y al vuelco, a través de una ley de subpresión teórica (triangular o trapezoidal) referida a un ancho de cajón a determinar.

Este procedimiento para el cálculo de la subpresión del oleaje evita, en gran medida, los errores cometidos como consecuencia de los denominados efectos de escala producidos en el modelo, por la no correcta reproducción del régimen turbulento originado en el medio poroso, que constituye la base sobre la que se asienta el cajón, lo que supone que el término medido por el dinamómetro F_p , que interviene en la determinación del CSD, no sea del todo fiable.

Los resultados de estos ensayos se representan en la figura 21, en la que se recogen las máximas fuerzas horizontales producidas por valores específicos de altura de ola significativa y período de pico. La figura 22 permite comparar los resultados obtenidos en los ensayos bidimensionales (2-D) con respecto a los obtenidos en el primer cajón del modelo tridimensional (3-D), cuyas profundidades de cimentación son prácticamente iguales.

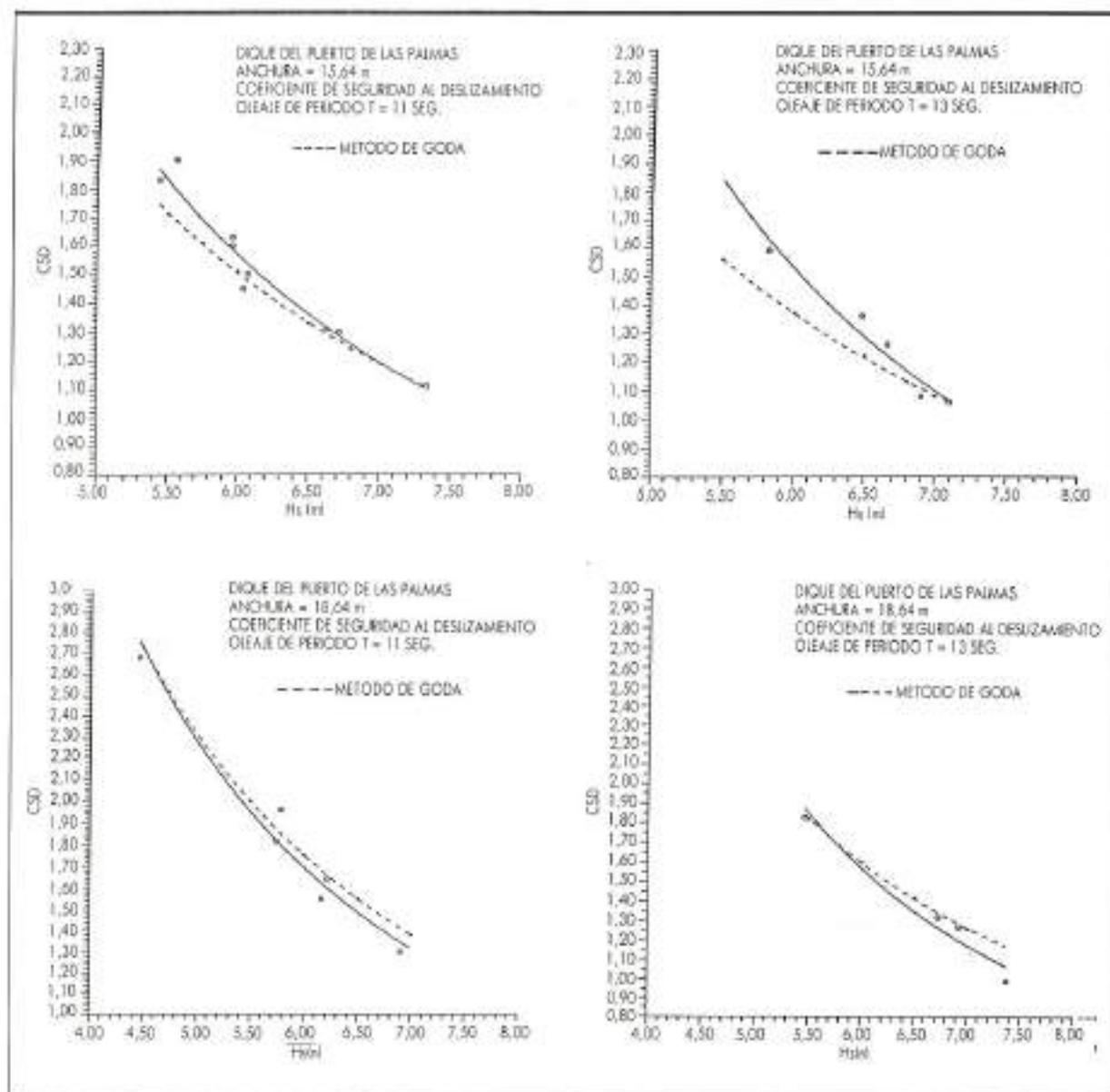


FIGURA 19.

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

A continuación se pasa a analizar los resultados obtenidos en los ensayos descritos en el apartado anterior, siguiendo para ello la misma secuencia.

4.1. CEUTA

En el caso del dique de la ampliación del puerto de Ceuta, haremos un análisis de sensibilidad de cada uno de los parámetros intervinientes en el conjunto de los ensayos. Es decir, se observará el comportamiento de la sección ante la fuerza desestabilizadora y el rebase, produ-

cidas por el oleaje, haciendo variar cada uno de estos parámetros, relacionados con la geometría y la disposición del espaldón, permaneciendo el resto de ellos constante.

Así pues, en el rango de valores del ángulo « α » las fluctuaciones apreciadas de la máxima fuerza horizontal registrada, en cualquiera de las tres curvas representadas en la figura 7, indican un incremento de dicho esfuerzo al pasar de 30° a 45°; descienden de nuevo para $\alpha = 60^\circ$, a excepción de la curva representativa de la sección A en la que se presenta un incremento; vol-

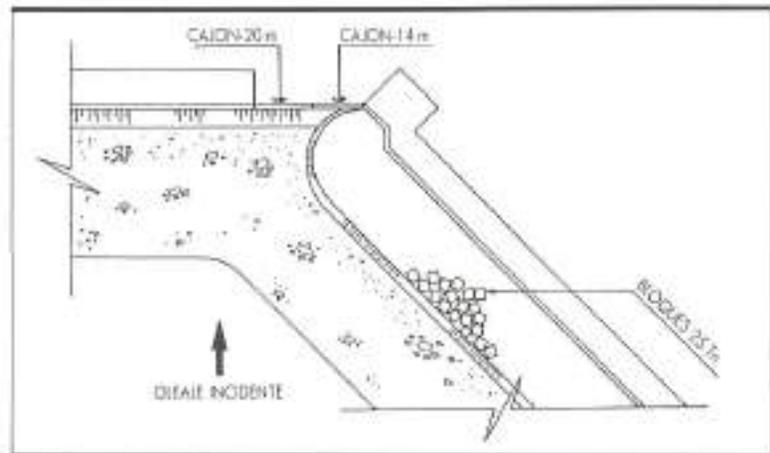


FIGURA 20.

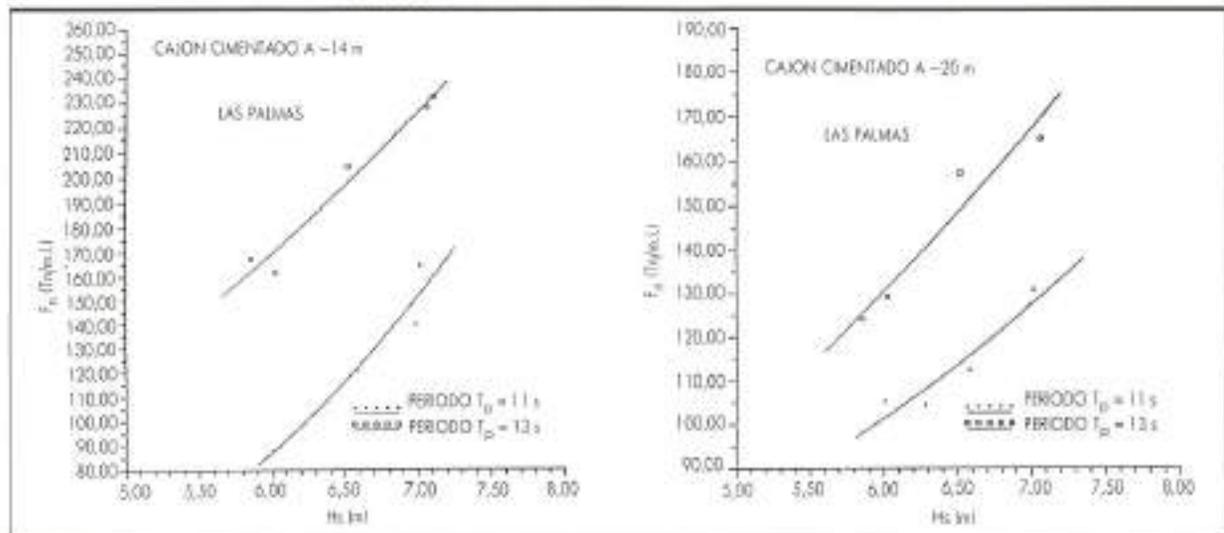


FIGURA 21.

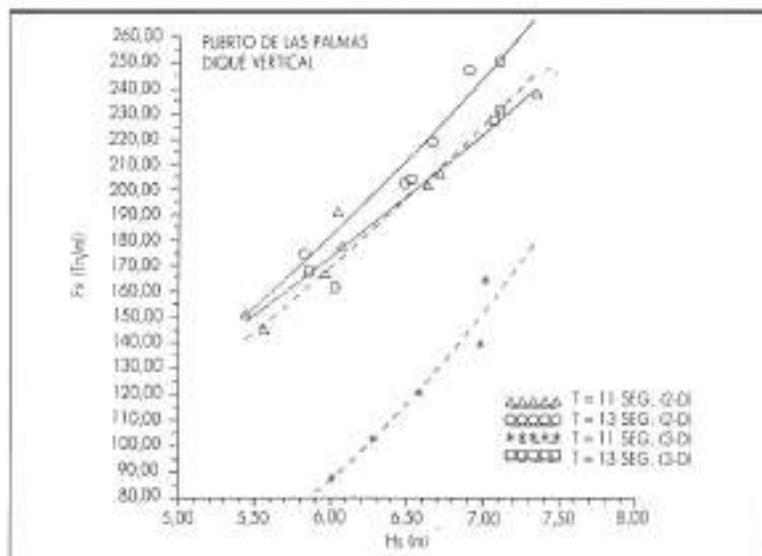


FIGURA 22. Puerto de las Palmas. Dique vertical.

viendo, en los tres casos, a disminuir, aún más, para el ángulo de 75° , presentándose el máximo valor del esfuerzo, indistintamente, con el espaldón totalmente vertical. Así pues, de forma general, se puede decir que los menores esfuerzos se dieron para valores de 30° y 75° , presentándose los mayores en 45° y 90° , apreciándose una diferencia del orden de 20 Tn/ml entre el menor esfuerzo ($\alpha = 30^\circ$) y el mayor ($\alpha = 90^\circ$). Ver figura 8.

Estas diferencias se ven reducidas cuando se analiza la influencia del parámetro «C» (cota de coronación del espaldón) cuya máxima diferencia, 10 Tn/m.l., se dio con el espaldón vertical. No obstante, la mayor diferencia observada, 40 Tn/ml, se apreció entre los resultados dados en las secciones B'-90° y B-90°, la primera de las cuales representaba el espaldón vertical en el mismo plano que el paramento del cajón y la segunda este mismo espaldón retranqueado 8 metros. La disminución del esfuerzo debido al referido retranqueo debería ser aún mayor, si se tiene en cuenta que la altura de ola significativa, medida durante el ensayo, que dio lugar a la máxima fuerza alcanzada en B'-90° (201 Tn/ml), fue de 7,20 metros, frente a los 7,50 metros medidos en el ensayo realizado en la sección B-90°.

A la hora de interpretar estas diferencias comentadas, conviene tener presente cómo el espaldón retranqueado, junto con su plano inclinado, modifica la acción de la ola que incide sobre él con respecto al espaldón vertical sin retranqueo.

Así pues, a modo de ejemplo podríamos considerar un dique de paramento vertical con cota suficiente para que no se produjera el rebase. En estas condiciones resultaría que toda la acción ejercida por la masa hidrodinámica asociada a la ola incidente, daría lugar a una distribución de presiones máximas simultáneas sobre su paramento. Si sobre este dique produjéramos el mencionado retranqueo del espaldón con respecto al cajón es seguro que las máximas distribuciones de presiones ejercidas en el paramento del cajón y del espaldón no coincidirían en el tiempo como consecuencia del descalaje producido en la acción de ola sobre las dos superficies y, por tanto, bajo estas circunstancias el máximo valor simultáneo será menor que en el caso de partida. Asimismo, este desfase de la acción de la ola sobre las dos superficies se ve acentuado cuando, en vez de tener un paramento vertical en el espaldón, éste presenta un talud inclinado; ambos fenómenos: retranqueo e inclinación del plano del espaldón, explicarían las diferencias apreciadas en los resultados de los ensayos expuestos anteriormente, que si bien éstas no son muy grandes, ello tan sólo es debido a que no se produce la rotura de la ola frente al dique.

Además de esta reducción experimentada en la fuerza horizontal, hay que tener presente la que también se origina en la fuerza vertical o subpresión no representada aquí; fuerzas ambas intervinientes en la estabilidad al deslizamiento de la sección. En efecto, cuando la masa de agua, que actúa sobre la pared del cajón, empieza a albergarse, por rebase, en la superficie com-

prendida entre la coronación del cajón y el talud del espaldón, comienza, a su vez, a disminuir la subpresión, que alcanzó su máximo valor en el momento en que la ola entró en contacto con la pared del cajón y consiguió su máximo remonte sobre ella; mientras que la fuerza horizontal va creciendo al sumarse a la fuerza originada sobre el cajón la del propio espaldón. La situación pésima, para este tipo de sección que estamos considerando y para la cual se comprueba su estabilidad, corresponde al instante en el que se alcanza el máximo valor de la fuerza horizontal y en el que la subpresión, por las razones aludidas, es considerablemente menor que la que tendría lugar en una sección en la que cajón y espaldón presentaran en prolongación sus respectivos paramentos.

En cuanto al comportamiento de las diferentes secciones al rebase y a la vista de los resultados presentados en la figura 9, se puede decir, de forma general, que en todas las alternativas probadas, en las que el espaldón se encontraba retranqueado, se apreció que el porcentaje de olas rebasadas, para una misma cota de coronación, crecía con el valor del ángulo « α », lo que resulta lógico, si se considera que el recorrido que debe de realizar la lámina de agua sobre el perfil de la sección, para alcanzar una misma cota, es mayor cuanto menor es el ángulo α , con lo cual hay un mayor consumo de energía y, consiguientemente, menor rebase. Asimismo, para un determinado valor del parámetro α , el rebase disminuye al aumentar la cota del espaldón. Por último, decir que el porcentaje de rebase producido en la sección B'-90° fue el menor de las diferentes alternativas, tanto en el caso de aquellas que, teniendo la misma cota de coronación, tenían ángulos diferentes (45° , 60° y 90°), como en el caso de las que tenían diferentes cotas de coronación para un mismo ángulo de 90° .

Luego, como se puede observar, lo que resulta conveniente para la estabilidad ya no lo es tanto a la hora de evaluar el rebase.

Así pues, la posible elección de un tipo determinado de sección, dependerá, de manera fundamental, de la función que se vaya a dar al dique en cuestión o, lo que es lo mismo, si primará más el ahorro económico en la construcción del dique o una mayor operatividad en los atraques adosados al mismo, si es que éste posee la condición de ser un dique-muelle.

4.2. PUERTO OLIMPICO

Teniendo presente los resultados recogidos en la figura 16, se analizan éstos de acuerdo a la agrupación con que han sido presentadas las distintas soluciones. Con el primer grupo de ensayos, como ya se comentó en la sección 3, se trató de conocer la eficacia de la forma del espaldón desde el punto de vista de las fuerzas originadas por el oleaje.

Los resultados muestran claramente la reducción operada en las soluciones 2 y 3, que corresponden al espaldón escalonado y al mixto, en las que las fuerzas máximas horizontales representan una disminución del

orden del 50 % respecto a la solución 1, que sirvió de referencia y que corresponde a aquella cuya superficie enfrentada al oleaje es totalmente vertical.

Esta reducción, propiciada, una vez más, por la forma del espaldón, es el resultado de dos fenómenos. Por un lado, el ya comentado en el caso de Ceuta, que tiene que ver con el desfase de la acción de la ola sobre las dos superficies en que actúa: la del cajón y la del espaldón y, por otro lado, el más importante, en este caso, viene dado por el hecho de que la discontinuidad, existente entre el paramento del cajón y el de cualquiera de los dos tipos de espaldón considerados, evita la acción sobre la sección de las denominadas presiones impulsivas producidas por la rotura de la ola. Estas presiones están caracterizadas por su gran intensidad y corta duración. Pueden alcanzar valores mayores de diez veces la presión hidrostática, correspondiente a la altura de ola que las producen.

Estas presiones tienen lugar cuando la ola incidente comienza a romper frente a la cara del dique y choca contra ella con la cara frontal de la ola casi vertical. Mitsuyatsu [5] demostró, en base a una serie de ensayos sistemáticos, que cuando no existe banquetta de cimentación, siempre que se produzca la rotura de la ola frente a la pared de un dique vertical, se podrían originar presiones impulsivas si la pendiente del lecho marino resulta ser igual o mayor que el 3 % y el ángulo de incidencia del oleaje con la estructura estuviera por debajo de los 20°. Condiciones ambas que se dan en el caso de la solución 1, por lo que resulta tan alta la fuerza registrada.

En la figura 23 se ilustra el caso de una ola en rotura, próxima a impactar sobre la sección, capaz de originar una distribución de presiones impulsivas, en la que se puede apreciar el efecto comentado anteriormente de la discontinuidad del paramento impuesta por el espaldón inclinado, respecto al totalmente vertical, lo que evita la formación de dicha distribución de presiones.

A partir de los resultados del primer grupo se adoptó como espaldón, para las sucesivas soluciones (4-15), el tipo mixto por presentar una ligera mejora con respecto

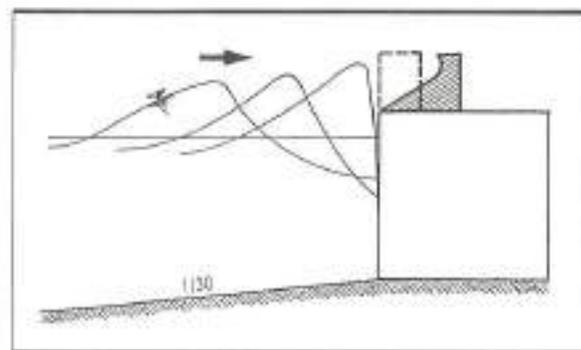


FIGURA 23.

al escalonado, tanto desde el punto de vista de los esfuerzos como del rebase.

Las tres siguientes soluciones (4-6) constituyen el segundo grupo, en las que la presencia del dique sumergido, con las características reflejadas en la tabla 2, determinaron las diferencias existentes entre sus resultados. Así pues, el parámetro L —distancia entre diques vertical y sumergido— contribuye más que el C_r —cota de coronación del dique sumergido— a reducir la fuerza del oleaje, al menos en los valores experimentados de los citados parámetros.

La reducción de la fuerza del oleaje, como resultado del dique sumergido, de las tres soluciones con respecto a la solución 3 del primer grupo, que sirve como referencia, fue del 8,3 %, 18 % y 22,75 % para las soluciones 4, 5 y 6 respectivamente.

El tercer grupo de soluciones (7-15), caracterizadas, además de por el dique sumergido, por un talud adosado al paramento del dique vertical y por el relleno existente entre los dos (ver tabla 2), permite decir, a la luz de los resultados presentados en la figura 16, que el relleno a la cota -6 m apenas influyó en la disipación de energía del oleaje transmitido por el dique sumergido, como se puede apreciar observando los valores correspondientes a las soluciones 7 y 8; sin embargo, el mismo relleno, incrementada su cota de coronación en 2 metros (-4 m), ocasionó una reducción, respecto a la cota -6 m, que va desde el 8,5 % al 14 % (comparar las soluciones 8-9, 13-14 y 12-15).

Las soluciones 10, 11, 13 y 14, cuyas cotas de coronación del dique sumergido eran de -1,5 m, se realizaron utilizando en la citada coronación bloques artificiales de forma paralelepípedica, que representaban pesos en prototipo de 20 Tn y 25 Tn, para las soluciones 10 y 11, y de 45 Tn, para las soluciones 13 y 14, ya que no era posible conseguir pesos de escollera que asegurasen la estabilidad para esa cota de coronación. Estos bloques se dispusieron en una única capa de forma aleatoria. En este sentido, se puede decir que los bloques de 20 Tn y 25 Tn dieron resultados peores que el realizado con escollera a la cota -2,5 m (comparar las soluciones 9 con los 10 y 11). Esto fue debido a que, durante el ataque de las primeras olas del ensayo respectivo, desapareció prácticamente la totalidad de la citada capa de coronación por la falta de trabazón entre los bloques, causando una reducción consiguientemente en la altura de coronación superior a aquella de -2,5 m.

Sin embargo, al no producirse daños sobre los bloques de 45 Tn, el resultado de las soluciones 13 y 14 mejoró con respecto al alcanzado en las dos anteriores (10 y 11), pero ello no sólo debe ser achacable a la ausencia de daños, sino que además la anchura de la coronación B era mayor, pasando de 18 m a 30 m.

La influencia de este parámetro B en los sucesivos ensayos se puede ver; comparando los resultados de la solución 8 y la solución 12, esta última sufre una reducción del 16,6 %.

Por último, en lo que a este tercer grupo de ensayos

respecta, decir que la presencia del talud adosado no parece contribuir a reducir la fuerza del oleaje incidente transmitido, si observamos los resultados de las soluciones 7 y 8, cuyas únicas diferencias en sus configuraciones eran precisamente el referido talud adosado (ver tabla 2).

En las dos últimas soluciones se cambió la forma del espaldón, pasando a ser escalonado en todo el ancho transversal del cajón. Se suprimió, asimismo, el talud de escollera adosada.

En la gráfica, en la que se recogen los resultados de este último grupo de ensayos, se acompañan éstos con el obtenido en la solución 2. El motivo es simplemente para evidenciar la reducción de la fuerza horizontal como consecuencia de la presencia del dique sumergido y el relleno, ya que las tres soluciones presentes disponían del mismo tipo de espaldón. La reducción, sobre la fuerza horizontal, originada en ambas soluciones (16 y 17), es superior al 50 % con respecto a la solución 2. El diferente ancho en la coronación del dique sumergido (18 m y 30 m), que se probaron en las dos últimas soluciones, determinó la variación en sus resultados.

Pese a que la solución 17 presentaba una ligera reducción de la fuerza del oleaje con respecto a la solución 16, los responsables del puerto deportivo olímpico eligieron esta última como solución definitiva, ya que en cualquiera de los dos casos se cumplían ampliamente los factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco, de acuerdo con el ancho del cajón que había sido previamente adoptado, primando, pues, en la elección el menor coste del dique sumergido al ser menor el ancho de coronación.

A propósito de la comprobación de los referidos valores de los coeficientes de seguridad y abundando en el carácter estabilizador que tiene el tipo de espaldón mix-

to o escalonado, se considera que hace al caso transcribir la evolución del impacto de la ola que propició el máximo valor de la fuerza horizontal en la solución 16, adoptada como definitiva, presentando como inicio de dicha evolución el instante en que se registra el máximo valor de la subpresión, junto con la correspondiente fuerza horizontal y el momento de vuelco hasta llegar el instante en el que la ola ocasiona la máxima fuerza horizontal, según la velocidad de muestreo efectuada por el dinamómetro, lo que proporcionaba una terna, de los valores de esfuerzos simultáneos, cada 0,123 segundos de tiempo en prototipo.

Examinada la estabilidad, de la sección definitiva, al deslizamiento y al vuelco, para cada una de las distintas ternas de valores simultáneos mostradas en la tabla 4, se confirma, como más desfavorable, la que presenta el máximo valor de la fuerza horizontal, llamándose la atención del valor simultáneo negativo de la fuerza vertical (componente estabilizadora).

De la mera observación de la figura 17, en la que aparecen todos los resultados, resulta cuanto menos sorprendente las diferencias que se aprecian al comparar la solución 1 con la adoptada como definitiva, solución 16, alcanzándose una reducción de la fuerza horizontal del 75 %.

En lo que al rebase se refiere, ver figura 17, el análisis que se puede hacer, de los resultados de esta componente funcional del dique, corre en paralelo al realizado en el caso de la fuerza del oleaje, a excepción del ya comentado comportamiento del dique con espaldón vertical (solución 1), que resulta mejor que aquellos con espaldón en escalera o mixto (soluciones 2 y 3).

4.3. PROLONGACION DEL DIQUE DE REINA SOFIA

De los resultados obtenidos en los ensayos bidimensionales y reflejados en la figura 19 en forma de coeficientes de seguridad al deslizamiento, se puede decir que, para las condiciones de la altura de ola de diseño, $H_s = 6,50$ m, se cumple, en cualquiera de los casos, que dicho coeficiente es $> 1,20$. Asimismo, como se viene observando a lo largo de todos los resultados aquí presentados en los que se obtuvieron éstos para dos períodos de pico, el de mayor valor proporciona mayores sollicitaciones en la sección del dique.

En lo que se refiere a los resultados del ensayo tridimensional, hay que destacar, lo que por otro lado es bien conocido en los cambios de alineación de los diques, la mayor sollicitación del primer cajón del arranque frente al segundo, pese a estar planeado a una menor cota de cimentación que éste. Esto es la consecuencia de las acciones combinadas que se ejercen sobre este primer cajón, ocasionadas por la difracción del oleaje sobre el morro del dique en talud actual, así como por la onda corredera formada en la coronación del talud, junto con el oleaje que incide frontalmente sobre el cajón.

A pesar de esta mayor sollicitación sobre este primer cajón, no obstante, se registró una mayor fuerza en la sección del ensayo bidimensional, para igual período de

$\Delta t^{(seg)}$	$T_{real}^{(seg)}$	$F_x(T/m)$	$F_y(Tn/m)$	$M_x(mTn/m)$
—	1,067,39	48,85	19,29 (máx.)	246,60
0123		60,77	16,98 (máx.)	308,72
0123		62,80	11,93	291,00
0123		55,74	8,64	288,24
0123		43,63	8,74	285,89
0123		36,93	7,70	322,20
0123		45,67	- 5,17	477,51
0123	1,068,13	57,57	-20,76	499,77(máx.)
0123		74,43	-30,55	410,28
0123	1,068,50	82,74 (máx.)	-32,92 (mín.)	449,55

TABLA 4.

pico, que en el referido primer cajón del ensayo tridimensional, como se puede ver en la figura 22. Esto se debió a que mientras que en el bidimensional la cresta de la ola, que impactaba sobre la sección, alcanzaba una cota uniforme a todo lo ancho del paramento, sin embargo, en el tridimensional dicha cota resultaba ser de lo más irregular por la combinación de los fenómenos comentados. Así pues, como el dinamómetro efectúa la integración de las presiones actuantes sobre la superficie del módulo, que simula en cada caso el cajón correspondiente, la menor de estas superficies era la que presentaba un afloramiento del oleaje sobre el paramento menor (más irregular).

5. CONCLUSIONES

De los análisis realizados sobre los resultados de los ensayos en los tres casos particulares presentados, se pueden extraer conclusiones de carácter general, extensivas a cualquier otro futuro proyecto de dique vertical.

- Las elevadas presiones impulsivas, ejercidas sobre la pared de un dique vertical, cuando tiene lugar la rotura de la ola frente a él, se pueden disminuir considerablemente mediante el uso de un espaldón con el paramento, enfrentado al oleaje, inclinado. Del mismo modo, si en lugar de la rotura de la ola, ésta es reflejada por la pared vertical, los esfuerzos a los que estará sometida se verán reducidos, aunque de manera menor que en el caso de la rotura de la ola, si, además de utilizar el mencionado paramento inclinado del espaldón, se retranquea éste respecto a la pared del cajón.
- En el rebase del oleaje, por encima de la coronación de la estructura, sucede todo lo contrario, en cuanto a la eficacia del espaldón para esta componente funcional. Esto es, las formas del paramento del espaldón diferentes a la vertical, en el mismo plano que el del cajón, incrementan el porcentaje y el volumen del rebase.
- Si el dique fuera a encontrarse en zona de rotura, se podría decir, a la luz de los resultados presentados en la figura 17 (fuerza horizontal y rebase), que la reducción de los esfuerzos, originado por la forma del espaldón (mixto o escalonado), respecto al espaldón vertical, resulta ser mayor, comparativamente, que la producida por la presencia del dique sumergido, en cualquiera de las configuraciones ensayadas. Sólo la importante disminución del rebase, viendo de

nuevo la figura 17, sobre todo, cuando este aspecto adquiere una notoria importancia por los bienes protegidos y/o el tipo de embarcaciones que alberga el puerto, puede justificar en el diseño la adopción del mencionado dique sumergido.

- Por último, decir que a la hora de elegir alguno de los tipos de solución aquí presentados, en particular aquellos que disponen de un espaldón con paramento inclinado, retranqueado o no, se deberá contemplar, de forma fundamental, la función que vaya a tener el futuro nuevo dique. Si éste sólo se requiere para proporcionar abrigo a las instalaciones interiores del puerto, el abanico de opciones se amplían considerablemente; mientras que si, además, fuera a tener la condición de muelle atracable, entonces la mínima anchura de calzada y cota de coronación, para desarrollar las operaciones encomendadas a la instalación, harían que su empleo se viera condicionado drásticamente.

6. REFERENCIAS

1. GODA, Y., y SUZUKI, Y. (1976). «Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments». Cong. on Coastal Engineering ASCE, pp. 828-845.
2. NAGAI, S. (1973). «Wave forces on structures». *Advances in Hydroscience*, vol. 9, Academic Press.
3. NAGAI, S., y KURATA, K. (1974). «Investigations of wave-pressure formulas due to damages of breakwaters». Cong. on Coastal Engineering ASCE, pp. 1721-1739.
4. GODA, Y. (1974). «New wave pressure formulae for composite breakwaters». Cong. on Coastal Engineering ASCE, pp. 1702-1720.
5. MITSUYATSU, H. (1962). «Experimental study on wave force against a wall». Rept. Transportation Tech. Res. Inst. Min. of Transport, Japan, n.º 47.
6. GONZALEZ MADRIGAL, B. (1988). «Ensayos de medida de esfuerzos y rebases en una sección de dique vertical para el puerto de Ceuta. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX). Clave: 214309052.
7. GONZALEZ MADRIGAL, B., y OLIVARES PRUD'HOMME, J. (1990). «Reduction of wave forces and overtopping by submerged structures in front of a vertical breakwater». Cong. on Coastal Engineering ASCE, pp. 1348-1361.
8. GONZALEZ MADRIGAL, B. (1989). «Ensayos de esfuerzos y rebases en el dique del Puerto Olímpico. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX). Clave: 215805022.
9. VALDEZ FDEZ. DE ALARCON, J. M. «Ensayos de esfuerzos sobre el dique exterior del puerto de La Luz y de Las Palmas. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX). Clave: 214682066.