

Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos

Revista de Obras Públicas
nº 3.515. Año 157
Noviembre 2010
ISSN: 0034-8619
ISSN electrónico: 1695-4408

Josep Ramon Medina Folgado. Título académico

Catedrático de Universidad, Director del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia.
jrmedina@upv.es

M^a Esther Gómez Martín. Título académico

Profesora del Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad de Alicante. esther.gomez@ua.es

Antonio Corredor Molguero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jefe de la Oficina Técnica de SATO (Grupo OHL). acorred@ohl.es

Moisés Santos Huertes. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director Técnico de SATO (Grupo OHL). mosantos@ohl.es

Resumen: En este artículo se describen las características técnicas del Cubípodo, como alternativa al bloque cúbico convencional, para su uso en la construcción de diques en talud. El Cubípodo tiene unas ventajas logísticas de construcción y una robustez estructural similar al cubo convencional, pero tiene mucha mayor estabilidad hidráulica, no tiene problemas de adoquinamiento y mantiene su colocación aleatoria a corto y largo plazo. La flexibilidad y estabilidad hidráulica del manto de cubípodos permite utilizarlos en el tronco en una sola capa ($K_D=12$) o en dos capas ($K_D=28$), con grandes ahorros de hormigón respecto al bloque cúbico ($K_D=6$) y la consiguiente reducción de costes y de la huella energética y del carbono. Los mantos monocapa y bicapa de cubípodos tienen factores de rugosidad menores que el manto convencional de cubos bicapa, lo que permite también reducir el volumen y la cota de coronación del espaldón y el impacto visual del dique en su conjunto.

Palabras Clave: Dique en talud; Cubípodo; Bloque cúbico; Estabilidad hidráulica; Resistencia estructural; Rebase; Encofrados; Ensayos de caída de prototipos

Abstract: This paper describes the technical characteristics of the Cubipod armor unit compared to the conventional cubic block used in mound breakwaters. The Cubipod is as robust as the cube armor unit and the construction logistic requirements are similar; however, the Cubipod has higher hydraulic stability and maintains randomness of placement without the cube's face-to-face fitting problem. Due to the armor flexibility and its high hydraulic stability, the Cubipod may be used to construct single layer ($K_D=12$) or double layer ($K_D=28$) armors, both leading to significant concrete savings compared to cubic blocks ($K_D=6$). The reductions in cost, carbon and energy footprints are relevant. Both single and double layer Cubipod armors show roughness factors lower than those corresponding to the conventional cubic block; therefore, the volume of the crown wall can be reduced as well as the crest elevation and visual impact.

Keywords: Mound breakwater; Cubipod; Cubic block; Hydraulic stability; Structural strength; Overtopping; Moulds, Prototype drop test

1. Introducción

La importancia del transporte marítimo en España y la falta de abrigos naturales ha propiciado en el último siglo la construcción de grandes obras de abrigo para crear zonas portuarias artificiales. El transporte, la pesca, el turismo náutico y la expansión de las ciudades costeras durante las últimas décadas han

acelerado el desarrollo de infraestructuras portuarias en general y de las obras de abrigo en particular. En las últimas décadas se han construido o ampliado en España decenas de grandes diques de abrigo, algunos de los cuales se cuentan entre los más grandes del mundo.

Para tener una idea aproximada de los criterios de diseño y la tecnología constructiva española, Grau

(2008) describe las secciones tipo y características de los grandes diques de abrigo construidos en España en las últimas dos décadas; por otro lado, la publicación del MOPU (1988) "Diques de Abrigo en España" presenta fichas técnicas detalladas de todas las obras de abrigo del litoral español hasta 1988. Así pues, puede afirmarse que los diques de abrigo son infraestructuras de la máxima importancia económica, ya que son la clave de la existencia de la mayoría de los puertos, que a su vez son elementos esenciales del transporte internacional y con las islas, la pesca, el turismo náutico y muchas otras actividades económicas españolas.

Existen dos tipologías fundamentales para las obras de abrigo: los diques en talud que provocan la rotura del oleaje y los diques verticales que reflejan las ondas incidentes. Cuando la profundidad es pequeña ($h(m) < 7$) la tipología en talud suele ser la recomendable por la facilidad de construcción. Cuando la profundidad es grande ($h(m) > 15$), los diques rompeolas requiere un gran volumen de material de cantera mientras que los diques verticales de cajones prefabricados de celdas de aligeramiento pueden ser muy competitivos, al reducir los requerimientos de cantera y los plazos de construcción. Por otro lado, las condiciones geotécnicas del fondo marino y las ventanas climáticas para el fondeo de cajones pueden favorecer una u otra tipología en un emplazamiento dado. Este artículo se centra en el diseño de diques de abrigo de tipología en talud.

Los diques en talud se construyen generalmente con un núcleo relativamente poco permeable de material de cantera (todo-uno), encima del cual se superponen capas de piedra de tamaño creciente (capas de filtro) hasta llegar al manto principal, formado con piedras voluminosas (escollera natural) o piezas prefabricadas de hormigón (escollera artificial). Si los diques no están parcialmente abrigados o situados a poca profundidad, los elementos que conforman los mantos principales de los diques en talud suelen ser piezas de hormigón en masa cuya forma geométrica ha sido objeto de múltiples diseños específicos a lo largo de la historia. En este artículo se describe la nueva pieza denominada "Cubípodo" y se compara con el bloque cúbico convencional, utilizado con profusión en las costas españolas para formar los mantos principales de los grandes diques en talud.

El diseño de los diques rompeolas requiere tomar en consideración múltiples aspectos asociados a la

funcionalidad y seguridad de la obra, en todos sus tramos y fases. La fase de servicio y el mantenimiento de la obra durante la vida útil suelen ser las más importantes, ya que es durante su vida útil cuando el dique cumple su misión para el sistema económico al que sirve y la zona portuaria que abriga. Sin embargo, son también fundamentales la fase de construcción que condiciona costes y plazos de ejecución y el posible refuerzo ó desmantelamiento de la obra al final de su vida útil. El diseño de diques en talud, tomando en consideración todos los aspectos de funcionalidad, servicio y seguridad, en todas las fases de la obra y en todos sus tramos, es un proceso muy complejo por el elevado número de condicionantes, parámetros y variables involucradas. Además, muchos de los parámetros de diseño evolucionan en el tiempo y algunas variables tienen un marcado comportamiento estocástico que aumenta considerablemente la complejidad del problema de optimización.

Para abordar una problemática de diseño tan amplia como la descrita, es necesario establecer primero una estrategia de simplificación que dependerá de las herramientas y recursos disponibles para realizar el diseño de la obra. La mayoría de los proyectos de diques en talud que se han convertido en obras reales, se han basado en una drástica simplificación del problema con métodos y reglas de diseño sancionadas por la comunidad científica y técnica de cada época, avaladas por el juicio de cada proyectista y su equipo; esto ha permitido reducir la complejidad del problema a un número manejable de parámetros y variables. En este punto hay que señalar que aproximadamente un tercio de los diques en talud construidos han sufrido averías de consideración (ver Copeiro y García-Campos, 2008), la mayoría durante la construcción o los primeros años de su vida útil (ver Medina y Hudspeth, 1989). Este elevado nivel de incidencias, en todo mundo, contrasta con las bajas probabilidades de fallo que se exigen a las obras de abrigo y la teórica seguridad que se consigue al diseñar a Inicio de Averías (IDa); la simplificación obligada del problema de diseño y la divergencia entre la obra proyectada y la realmente ejecutada parecen los dos focos principales de incertidumbre que afectan el riesgo de los diques en talud realmente construidos.

La ROM 1.1, en proceso de redacción, pretende la racionalización completa del proceso de diseño de diques de abrigo, a Nivel I, II y III, siguiendo los criterios

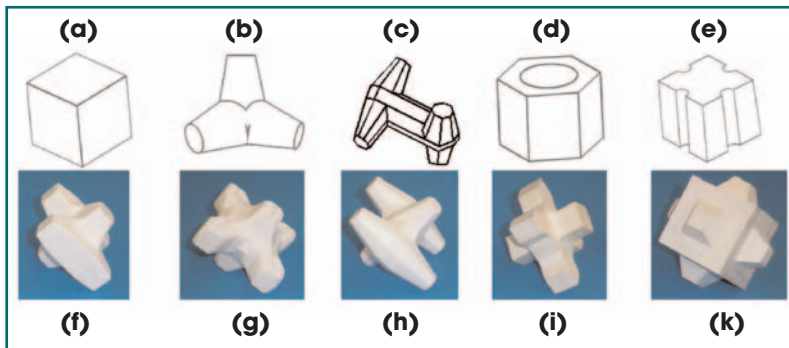


Fig. 1. Piezas para el manto principal: (a) cubo, (b) Tetrápodo, (c) Dolo, (d) Seabee, (e) cubo Antifer, (f) Accropode, (g) Accropode II, (h) Core-Loc, (i) Xbloc y (j) Cubipod.

generales de diseño de la ROM 0.0. En este artículo no se aborda la problemática de diseño de diques en talud en toda su complejidad y extensión, sino sólo en algunos aspectos y variables que condicionan sobre todo el diseño del manto principal y el espaldón, dos elementos fundamentales del dique que son determinantes de buena parte del coste y el impacto ambiental de la obra.

Puede afirmarse que no existen en el mundo dos diques en talud idénticos, porque no existen dos lugares que tengan las mismas condiciones físicas (clima marítimo, fondo marino, etc.) y los mismos condicionantes constructivos, económicos y sociales (carteras, suministros, equipos, tipos de interés, impacto ambiental, etc.). El diseño de un dique en talud específico, para abrigar una zona concreta, requiere tomar una serie de decisiones jerarquizadas en cadena, para reducir el número de alternativas a considerar y poder optimizar así la solución desde múltiples puntos de vista; todo ello con cierta independencia del proceso de verificación que se tenga que seguir, para garantizar que la obra cumple los requerimientos de seguridad, servicio y funcionalidad fijados de antemano por el promotor y condicionados por la legislación y recomendaciones técnicas existentes.

Este artículo se centra en el análisis y diseño del manto principal, que es el elemento resistente fundamental del dique en talud, el que tiene que resistir las grandes fuerzas que genera la rotura del oleaje sobre el talud. Por otro lado, las capas de filtro, el núcleo y, en su caso, el espaldón y la berma de pié, se suelen diseñar en función del manto principal, que suele ser el elemento crítico del dique, el que condiciona en mayor medida su coste y su comportamiento a largo plazo. Como regla general, los diques en talud que no están en aguas poco profundas ($h(m) < 7$) requieren mantos principales constituidos por piezas prefabricadas de hormigón en masa.

La selección del tipo de pieza, para la formación del manto principal, es una de las decisiones de diseño más importantes para la optimización del dique; esta decisión condiciona, entre otros, el peso de las piezas del manto y los requerimientos constructivos, el rebase y la cota de coronación de la estructura, el coste, el consumo de hormigón y las huellas energética y del carbono. Cada pieza (cubo, Cubípedo, Tetrápodo, Dolo, Seabee, Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) tiene una forma geométrica y resistencia estructural diferente, permite o no la colocación en una capa y debe colocarse de forma aleatoria u ordenada para obtener una determinada estabilidad hidráulica.

La Fig. 1 muestra las piezas seleccionadas por Dupray and Roberts (2009) para describir la evolución del diseño de elementos prefabricados para los mantos de los diques en talud. Las variables principales para clasificar las piezas son: (1) la robustez de la forma geométrica (masiva, "bulky" y esbelta) que condiciona la resistencia estructural y el tamaño máximo de pieza sin armar que se puede usar en la práctica, (2) la colocación (aleatoria, orientada, uniforme, etc.) que condiciona los medios constructivos, las tolerancias y los rendimientos en obra y (3) el número de capas (monocapa, bicapa ó multicapa) y la porosidad del manto que afecta directamente el volumen de hormigón necesario para construir la obra e indirectamente las tolerancias de puesta en obra y otros aspectos constructivos. Además, hay que considerar otras variables secundarias como el tipo y densidad del hormigón, tipo de cemento, dosificación, áridos utilizados, aspecto, proceso de fraguado, protocolo de fabricación y, en su caso, tipo de armado.

Las piezas masivas (cubo, cubo Antifer, Cubípedo, etc.) tienen una resistencia estructural muy elevada que permite fabricarlas de hormigón en masa sin limitación de tamaño ($W(t) > 150$); para estas piezas, las restricciones de tamaño en obra suelen venir impuestas por la capacidad de las grúas y los equipos de manipulación. Las piezas "bulky" (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) pueden ser fabricadas de hormigón en masa hasta un tamaño medio ($W(t) < 30$), dependiendo de la geometría de la pieza y del tipo de hormigón; por último, las piezas esbeltas (Tetrápodo, Dolo, etc.) requieren armado o deben fabricarse de tamaño pequeño ($W(t) < 10$) para evitar roturas durante el proceso de construcción y la fase de servicio del dique.

Específicamente, este artículo compara la utilización del Cubípodo y del bloque cúbico convencional, dos piezas masivas de hormigón en masa con elevada resistencia estructural, que se colocan aleatoriamente para la formación de mantos bicapa (cubos y cubípodos) y monocapa (cubípodos). Se describe primero el concepto de coeficiente de estabilidad (K_D) y los coeficientes de seguridad implícitos que su uso lleva asociados. En segundo lugar, se estudia la integridad estructural de las piezas y se describen los ensayos de caída de prototipos de cubos y cubípodos para evaluar su resistencia estructural. Finalmente, se analizan los encofrados y los costes de construcción de los mantos de cubos y cubípodos, su estabilidad hidráulica y los ensayos de remonte y rebase con mantos convencionales de bloques cúbicos (bicapa) y mantos de cubípodos (monocapa y bicapa).

2. Estabilidad Hidráulica del Manto Principal

La estabilidad hidráulica del manto principal depende fundamentalmente de la forma geométrica de las piezas que lo forman, de su colocación, del número de capas y de su posición en tronco o morro. La estabilidad hidráulica de una determinada pieza o forma geométrica suele indicarse señalando su coeficiente de estabilidad (K_D) utilizado en la fórmula de Hudson (1959), popularizada por el SPM (1975)

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \cot \alpha \quad (1)$$

donde W es el peso de las piezas del manto, γ_r y γ_w son los pesos específicos del hormigón y del agua, H es la altura de ola de cálculo y α es el ángulo que forma el talud con la horizontal. La Ec. 1 puede escribirse en forma de número de estabilidad, N_s , utilizando el peso específico relativo sumergido y el lado del cubo equivalente de la pieza, $\Delta = ((\gamma_r/\gamma_w) - 1)$ y $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$. Si se toma la equivalencia $H = H_s$ propuesta por el SPM (1975), la Ec. 1 puede reordenarse para definir el número de estabilidad de la Ec. 2, que puede considerarse la ecuación de Hudson generalizada.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D \cot \alpha} \quad (2)$$

Hudson (1959) propuso originalmente la Ec. 1 como una mejora de la fórmula de Iribarren (1938), similar a la de Castro (1933), para diseñar diques en talud; se basaba en las observaciones experimentales de algunos ensayos físicos a escala reducida de mantos de escollera, cubos y tetrápodos, utilizando oleaje regular. La aplicación de la Ec. 1 para el diseño de diques en talud reales llevaba implícito un cierto coeficiente de seguridad y el propio Hudson (1959) planteó dudas sobre la altura de ola de cálculo que debía utilizarse para considerar la irregularidad que se observa en el mar. El SPM (1975) propuso utilizar la equivalencia $H = H_{1/3} = H_s$ y una década después, el SPM (1984) sugería utilizar la equivalencia $H = H_{1/10} = 1.27 H_s$, con una tabla de K_D similar. Este cambio de criterio del SPM, como consecuencia de las grandes averías de la década anterior, impuso un coeficiente de seguridad implícito adicional que duplicaba los pesos obtenidos de la Ec. 1 para diques sin limitación de fondo en condiciones similares (ver Copeiro y García-Campos, 2008).

Al margen del tipo de equivalencia entre oleaje regular e irregular utilizado, es muy frecuente ver en los proyectos de diques en talud que se sigue utilizando el criterio de Hudson (1959) e Iribarren (1938) de "daño nulo" o "Inicio de Averías" (IDA), utilizando un determinado K_D o $N_s(\cot \alpha)$ publicado para cada pieza y disposición. Con este criterio, resulta evidente que si el coeficiente de estabilidad K_D es mayor, el peso de la pieza y el consumo de hormigón son menores. Esta potencial reducción de costes con el aumento de K_D ha sido, desde los años 50, la motivación principal para la investigación de formas geométricas nuevas con K_D elevados. Siguiendo esta línea de trabajo, la invención del Dolo en 1963, con un coeficiente de estabilidad muy elevado ($K_D = 25$ en SPM, 1975), parecía en su momento una excelente solución al problema de diseño de grandes diques en talud; sin embargo, la rotura masiva de dolos de $W(t) = 40$ del dique de Sines (Portugal) a finales de los 70, puso de relieve la importancia de la resistencia estructural de la pieza además de su estabilidad hidráulica. En el apartado 3 se analiza la problemática de la integridad estructural de las piezas de hormigón en masa para el manto principal de diques en talud.

Desde mediados del siglo pasado, la fórmula de Hudson y su generalización (Ecs. 1 y 2) han sido ampliamente utilizadas en el diseño de diques en talud, no solamente para mantos de escollera sino también para una gran variedad de piezas especiales. Sin em-

bargo, su uso raramente ha ido acompañado de una evaluación detallada de los supuestos y coeficientes de seguridad implícitos que la fórmula de Hudson lleva asociada para cada pieza y valor de K_D publicado. Además, los valores de K_D utilizados habitualmente para el diseño de diques se refieren al Inicio de Averías (IDa), mientras que el colapso de los diques en talud se produce después de rebasar el Inicio de Destrucción (IDe). La metodología de diseño propuesta originalmente por Hudson (1959) llevaba implícito un coeficiente de seguridad asociado al cociente entre las alturas de ola correspondientes a IDe e IDa, $SF = Ns(IDe)/Ns(IDa)$; tanto Hudson (1959) como Iribarren (1965) consideraban valores implícitos de $SF \approx 1.6$ al proponer el diseño a "Inicio de Averías" de los mantos de escollera, tetrápodos, cubos y bloques paralelepípedicos.

Así pues, es tan importante conocer el valor de K_D de una pieza para poder utilizar la Ec. 2, como el coeficiente de seguridad a destrucción, $SF = Ns(IDe)/Ns(IDa)$, que determina el fallo de la estructura y la consiguiente pérdida de funcionalidad permanente. Los mantos con escollera o piezas que resisten por gravedad, suelen tener K_D inferiores a los de mantos de piezas esbeltas que resisten por trabazón; por el contrario, los mantos de piezas esbeltas suelen tener un comportamiento muy poco flexible y alto riesgo de fallo progresivo con un coeficiente de seguridad $SF = Ns(IDe)/Ns(IDa)$ muy pequeño. Por otro lado, los mantos monocapa y los de colocación especial tienen una respuesta mucho más rígida que los mantos bicapa o multicapa y los de colocación aleatoria. Por consiguiente, dado que la funcionalidad del dique en talud se pierde con la destrucción del dique y no con una avería parcial, es el Inicio de Destrucción (IDe) el estado crítico del di-

que que debe condicionar fundamentalmente el diseño. El manto principal puede diseñarse a Inicio de Averías (IDa) como propuso Hudson (1959) pero siempre conociendo los coeficientes de seguridad implícitos a Inicio de Destrucción (IDe).

La Tabla 1 de Medina et al. (2009) muestra los coeficientes de estabilidad de algunas piezas y una estima de los coeficientes de seguridad implícitos, para dique sin rebase y oleaje sin limitación de fondo, en función del número de capas y del tramo (tronco y morro).

Los valores de K_D indicados en la Tabla 1 para Accropode y Xbloc son los indicados por las empresas propietarias de las respectivas marcas (ver www.concretelayer.com y www.xbloc.com), mientras que los K_D correspondientes al bloque cúbico (tronco y morro) son los señalados por Negro y Varela (2008). Los coeficientes de estabilidad K_D del Cubípodo (monocapa y bicapa) y los coeficientes de seguridad de todas las piezas, señalados en la Tabla 1, se han determinado a partir de los resultados experimentales de los ensayos de 2D del INHA y el LPC-UPV (tronco), los ensayos 3D del IHCantabria y AAU del Proyecto CUBI-POD (ver Corredor y otros, 2008) referido a cubos y cubípodos y los datos publicados Bakker et al. (2005) sobre Xbloc y Van der Meer (1988) y Holtzhausen and Zwamborn (1991) sobre Accropode. Para los taludes recomendados en la Tabla 1, los resultados analizados muestran una variabilidad experimental de $Ns(IDa)$ e $Ns(IDe)$ en la Ec. 2 que permite estimar los coeficientes de seguridad implícitos, para IDa e IDe, con los percentiles del 5% y 50% (mediana experimental).

Aunque se suele afirmar que los coeficientes de estabilidad K_D se refieren a IDa, la Tabla 1 señala con claridad que para los mantos de bloques cúbicos con

Tabla 1. K_D y coeficientes de seguridad implícitos del cubo, Cubípodo, Accropode y Xbloc

Tramo	Pieza	KD	n° capas	talud	Inicio de Destrucción (IDe)		Inicio de Averías (IDa)	
					SF(IDe5%)	SF(IDe50%)	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)
tronco	cubo	6,0	2	3/2	1,05	1,35	0,67	0,86
	Cubípodo 2	28,0	2	3/2	1,09	1,40	0,82	0,99
	Cubípodo 1	12,0	1	3/2	1,31	1,64	1,06	1,27
	Accropode	15,0	1	4/3	1.05 a 1.40	1.26 a 1.51	0.93 a 1.24	1.15 a 1.38
	Xbloc	16,0	1	4/3	1,17	1,68	1,17	1,32
morro	cubo	5,0	2	3/2	1,17	1,40	0,88	1,13
	Cubípodo 2	7,0	2	3/2	1,19	1,36	0,99	1,18

respuesta flexible se suele usar un $K_D=6.0$ para el tronco, asociado a un nivel de averías superior a IDa ($SF(IDa50\%)=0.86<1$), mientras que para los mantos con respuesta rígida (monocapa) se suelen usar K_D asociados un nivel de averías muy inferior a IDa ($SF(IDa50\%)=1.30>1$). Esto es así para tener unos coeficientes de seguridad implícitos a IDe razonables en el tronco del dique, $SF(IDe5\%)=1.05$ para mantos bicapa de cubos y $SF(IDe5\%)=1.25$ para mantos monocapa. Hay que tener presente que los modelos de laboratorio se construyen en tramos cortos y condiciones ideales, mientras que los diques reales suelen tener varios tramos construidos en condiciones distintas; por consiguiente, hay que dejar un margen de seguridad a IDe tanto mayor cuanto mayor sea la diferencia esperable entre el dique que se construirá realmente en el mar y el dique que se ensaya a escala reducida. En el laboratorio, las condiciones de trabajo son óptimas; se construye en seco, a mano y con visión perfecta (ver Medina et al., 2010b). Por otro lado, es también razonable que el coeficiente de seguridad implícito para morros de bloques cúbicos bicapa sea mayor que el correspondiente al tronco ($SF(IDe5\%)=1.17>1.05$), debido al menor conocimiento que se tiene del comportamiento de los morros, la menor fiabilidad de los ensayos 3D y el mayor número de variables que afectan la estabilidad del morro.

2.1. Otros factores que afectan la estabilidad hidráulica del manto

En primer lugar, es necesario señalar que las Ecs. 1 y 2 son fórmulas simplificadas de diseño que no consideran explícitamente algunos factores que se sabe que tienen un efecto significativo sobre la estabilidad hidráulica del manto. Por ejemplo, el peralte de las ondas (H/L) y la profundidad relativa, (h/L) condicionan la rotura del oleaje; por consiguiente, el periodo del oleaje es una variable medioambiental significativa en el estudio de la estabilidad del manto (ver Losada y Giménez-Curto, 1978). En los ensayos de Iribarren (1965) y SPM (1975) se estudiaron un amplio rango de peraltes y profundidades relativas con periodos diferentes, pero las Ecs. 1 y 2 no incluyen el periodo del oleaje.

En el uso habitual de las Ecs. 1 y 2 para el diseño de diques, se diferencia el caso de rotura por el fondo ("breaking wave") del caso sin rotura por el fondo ("nonbreaking wave"); sin embargo, el periodo del oleaje queda relegado a variable secundaria sólo conside-

rado indirectamente dentro del coeficiente de seguridad implícito de la fórmula. Además del periodo, hay otros factores que afectan la estabilidad del manto, como la duración del temporal de cálculo y la permeabilidad de la estructura, que no son variables explícitas en la fórmula de Hudson.

En un intento por mejorar la Ec. 2 incluyendo explícitamente otras variables significativas, Van der Meer (1988) propuso una colección de ecuaciones de estabilidad para mantos de escollera, de cubos y tetrápodos ($\cot \alpha=1.5$) y de acrópodos ($\cot \alpha=1.33$) que han sido utilizadas ampliamente en el diseño de diques en talud (ver CEM, 2004). En estas fórmulas de cálculo se considera el periodo medio y la duración del temporal de cálculo, así como la evolución del daño adimensional con el número de estabilidad. Por ejemplo, la fórmula propuesta para el diseño de mantos bicapa de bloques cúbicos convencionales con talud 3/2 ($\cot \alpha=1.5$) y colocación aleatoria es

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_s} = \left(\frac{6.7 N_0^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) \left(\frac{1}{S_z} \right)^{0.1} \quad (3)$$

donde N_0 es el nivel de averías (0 para IDa y 2 para "failure"), $s_z=2\pi H_s/gT_z^2$ es el peralte medio, T_z es el periodo medio y N es el número de olas. La Ec. 3 está deducida a partir de datos de sólo cuatro secciones similares, con talud 3/2 y $N=3000$, ensayadas con H_s y s_z crecientes desde "start of damage" o "no damage" hasta "failure"; con esa escasa base experimental, se ajustaron cinco parámetros (6.7, 0.4, 0.3, 1.0 y 0.1) de una fórmula con dos variables adicionales (N y T_z) a la relación principal $N_s(N_0)$. Para los mantos de escollera, la formulación propuesta todavía es más compleja incluyendo un coeficiente de permeabilidad de la estructura y nueve parámetros ajustados empíricamente. El éxito de las fórmulas de Van der Meer (1988), que se siguen utilizando ampliamente en la actualidad en la redacción de proyectos, refleja la necesidad que sienten los proyectistas de considerar, explícitamente y de una forma sencilla, los factores de diseño secundarios de los diques en talud: el periodo medio del oleaje, la duración del temporal, la permeabilidad del núcleo, los grupos de olas y otros factores. Por otro lado, la necesidad de simplificar los modelos y aumentar la precisión de las estimaciones de daño en el manto frente a los temporales ha propiciado la propuesta de variables climáticas de síntesis como la H_{50} (ver Vidal y otros, 2006) o modelos probabi-

listas en el dominio del tiempo (ver Medina y otros, 2003 y Gómez-Martín y Medina, 2006).

2.2. Métodos y niveles de diseño del manto principal

Hasta la década de los 70 (ejemplo SPM, 1975), la metodología habitual de diseño de los mantos principales de diques rompeolas seguía los criterios de Hudson (1959) e Iribarren (1965). Se utilizaba una fórmula de cálculo para Inicio de Averías (IDa), dejando implícitos unos coeficientes de seguridad a destrucción para tomar en consideración las incertidumbres y los factores no considerados en la Ec. 2; es decir, se diseñaba a Nivel I con coeficiente de seguridad global implícito próximo a 1.6. La década de los 80 estuvo marcada por la destrucción del manto de dolos del dique de Sines y otros grandes diques, coexistiendo metodologías de diseño como la del SPM (1984), similar a la del SPM (1975) pero ampliando los coeficientes de seguridad implícitos en aguas profundas ($H=H_{1/10}$ en lugar de $H=H_{1/3}$), con formulaciones semiempíricas multiparamétricas como las de Van der Meer (1988). Además, en la década de los 80 aparecieron los mantos monocapa de piezas especiales (Accropode), que ya no debían proyectarse a Inicio de Averías (IDa) ni la influencia del talud era acorde con las Ecs. 1 y 2. En la década de los 90, CIRIA/CUR (1991) y PIANC (1992) proponen técnicas probabilísticas de diseño publicando coeficientes parciales (Nivel I) determinados con cálculos probabilistas de Nivel II (ver Martín y Aberturas, 1998) concretando el consenso internacional sobre la necesidad del diseño probabilista de los grandes diques en talud sin limitación de fondo.

En la actualidad, sigue existiendo el consenso generalizado sobre la necesidad de utilizar técnicas probabilistas, como mínimo de Nivel II, para el diseño de grandes diques en talud (ver ROM 1.1). Sin embargo, los problemas de trazabilidad de los métodos de cálculo probabilistas reducen la fiabilidad de sus resultados y propician la adopción de métodos de diseño donde coexisten procedimientos que tienen distintas bases metodológicas. Los procedimientos de Nivel II y Nivel III son más complejos y requieren asumir en la práctica un mayor número de hipótesis que no tienen una fácil justificación, lo que reduce su fiabilidad subjetiva frente a los métodos simples de Nivel I. Para tomar las decisiones fundamentales de diseño sobre el manto principal, los proyectistas suelen justificar la elección de una formulación empírica entre las muchas existentes en la literatura

científica o bien se apoyan en los resultados de ensayos físicos específicos a escala reducida.

3. Resistencia Estructural de las Piezas del Manto

La rotura masiva de dolos del dique de Sines (Portugal) en 1978, puso de relieve la importancia de la resistencia estructural de las piezas del manto, además de su estabilidad hidráulica (ver Dupray and Roberts, 2009). Para una misma forma geométrica de hormigón en masa, al aumentar el tamaño de la pieza se reduce su resistencia estructural; las piezas esbeltas como el Dolo, se comportan muy bien a escala reducida y en diques pequeños, pero resultan muy frágiles cuando el volumen de la pieza es grande. Así pues, a partir de los años 80 aparecieron en el mercado piezas de tipo "bulky" que eran más robustas que el Dolo (tipo "slender"), además de ser muy estables hidráulicamente (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.); las piezas "bulky" modernas permitían además formar mantos monocapa para reducir considerablemente el consumo de hormigón. Estas piezas coexisten con las masivas de tipo cúbico (cubo, paralelepípedo, cubo Antifer, etc.) que se colocan aleatoriamente en dos capas, tienen mayor robustez estructural y grandes ventajas logísticas de producción, manipulación y acopio.

Las piezas del manto principal se ven sometidas a una gran variedad de solicitaciones durante la construcción y fase de servicio; las más importantes son las estáticas, las hidrodinámicas y las de impacto. Las cargas estáticas se deben al peso propio, asentamientos del dique y empujes entre piezas. Las hidrodinámicas se generan por el oleaje rompiendo sobre el talud y pueden además mover las piezas generando impactos. Finalmente, las cargas de impacto son múltiples, desde los golpes entre piezas durante la manipulación en parque y colocación, a los provocados por el oleaje en la fase de servicio, impacto de partes de piezas rotas y otros. De acuerdo con la regla de Burcharth and Brejnegaard-Nielsen (1986), las tensiones en las piezas del manto generadas por las cargas estáticas e hidrodinámicas crecen linealmente con el tamaño de las piezas y con la raíz cuadrada del tamaño en el caso de los impactos.

El aumento de las tensiones internas de las piezas con el tamaño puede explicar porqué los diques en talud más grandes del mundo sometidos a los temporales más intensos se construyen con piezas de hormigón en

masa con geometría cúbica (ver Burcharth et al., 2002) ó piezas esbeltas como el Dolo fuertemente armadas (ver Hanzawa et al., 2006). En el primer caso, la solución española ha sido utilizar el cubo, una pieza con poca estabilidad hidráulica pero una forma geométrica que genera tensiones de tracción pequeñas; en el segundo caso, la solución japonesa ha sido utilizar un hormigón armado que resista las fuertes tensiones de tracción que se generan en las piezas esbeltas como el Dolo (flexiones y torsiones). Aunque la solución obvia del armado para garantizar la integridad estructural de las piezas de hormigón permite reducir su tamaño y el consumo global de hormigón, con carácter general no es recomendable utilizar piezas armadas debido al elevado coste del acero, los graves problemas logísticos que genera la producción masiva de piezas armadas y las dudas sobre durabilidad y corrosión a largo plazo.

Así pues, la regla general es utilizar piezas de hormigón en masa cuando no es posible construir el manto con escollera natural. En las costas españolas, el manto bicapa convencional de bloques cúbicos o paralelepípedicos es el predominante en todas las fachadas marítimas y no sólo para los diques sometidos a fuertes temporales. En el resto del mundo, además de los diques construidos con piezas esbeltas (Dolo, Tetrápodo, etc.) armadas y sin armar, en las últimas décadas se han construido cientos de diques con piezas "bulky" (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) de hormigón en masa ($f_c(28 \text{ días}) > 30$ a 35 MPa) que se recomiendan colocar en mantos monocapa. La reducción en el consumo de hormigón y en el peso de las piezas es tan grande utilizando piezas "bulky" en mantos monocapa que se pueden compensar las evidentes ventajas logísticas de producción y colocación del bloque cúbico convencional; solo la falta de confianza en la precisión de los métodos constructivos y el riesgo a la rotura de piezas puede explicar el escaso número de diques construidos con piezas "bulky" en las costas españolas.

En la actualidad, para evaluar la resistencia estructural de nuevas piezas, los ensayos de caída de prototipos proporcionan la información más realista que puede obtenerse sobre el comportamiento de las mismas en obra. Muttray et al. (2005) comparan las metodologías utilizadas en los ensayos de caída realizados entre 1984 y 2004 en el desarrollo de las piezas Accropode, Core-Loc y Xbloc. Hakenberg et al. (2005) describen los ensayos de volteo y caída libre de prototipos del Xbloc ($W(t) \approx 9$) sobre plataforma única y Corredor y otros (2008) sistematizan los ensayos de vol-

teo y caída libre de prototipos de cubos ($W(t) \approx 15$) y cubípodos ($W(t) \approx 16$) sobre plataformas de hormigón armado independientes. Aunque las metodologías de los ensayos de caídas de prototipos señaladas tienen una cierta similitud, las plataformas y las alturas de caída son mucho mayores en el caso de cubos y cubípodos, debido al carácter masivo de las piezas y su mayor resistencia al impacto.

Al bloque cúbico convencional se le supone "a priori" la máxima robustez ya que tiene una geometría de tipo "masivo" con muy poca superficie específica y está probada su robustez estructural con varios diques construidos con mantos de bloques de $W(t) = 150$ fabricados con hormigón en masa no muy resistente ($f_c(28 \text{ días}) \approx 30 \text{ MPa}$). Sin embargo, los ensayos de caída de prototipos descritos por Corredor y otros (2008) ponen de relieve la mayor resistencia al impacto del Cubípodo frente al bloque cúbico convencional, que resiste caídas libres desde alturas más de un 50% superiores a las del bloque cúbico. En el caso del Cubípodo, se pudieron hacer incluso ensayos de caída extrema (altura de caída de 8.5 metros), emulando una caída accidental de una pieza sobre un manto en construcción, con pérdidas de masa inferiores al 2.5%. La Fig. 2 muestra la pérdida relativa de masa observada en los ensayos de caída de prototipos descritos por Corredor y otros (2008), en función de la altura de caída equivalente, $h_e = h \cdot n^{1/4}$, siendo h la altura de caída y n el número de caídas ($1 \leq n \leq 6$). Medina et al. (2010a) describen los resultados y los detalles experimentales de los ensayos de caída de prototipos.

El modelo conceptual descrito por Corredor y otros (2008) señala que la energía potencial de la pieza al soltarla se invierte en tres procesos fundamentales: (1) las roturas de borde, (2) las fracturas internas y (3) la fricción y disipación de energía. Las pérdidas de masa pequeñas están asociadas a roturas de borde mientras que las grandes pérdidas de masa se deben a fracturas internas de la pieza; si la deceleración del cuerpo central de la pieza al caer es muy grande, se producen fracturas internas y planos de fractura que generan un cambio de morfología. La forma del Cubípodo propicia pequeñas fracturas de borde pero reduce la magnitud de las aceleraciones del cuerpo central y el riesgo de rotura total. Así pues, puede afirmarse que la forma geométrica del Cubípodo tiene una robustez estructural similar a la del bloque cúbico convencional, con mayor resistencia frente a los impactos durante la manipulación y colocación en obra.

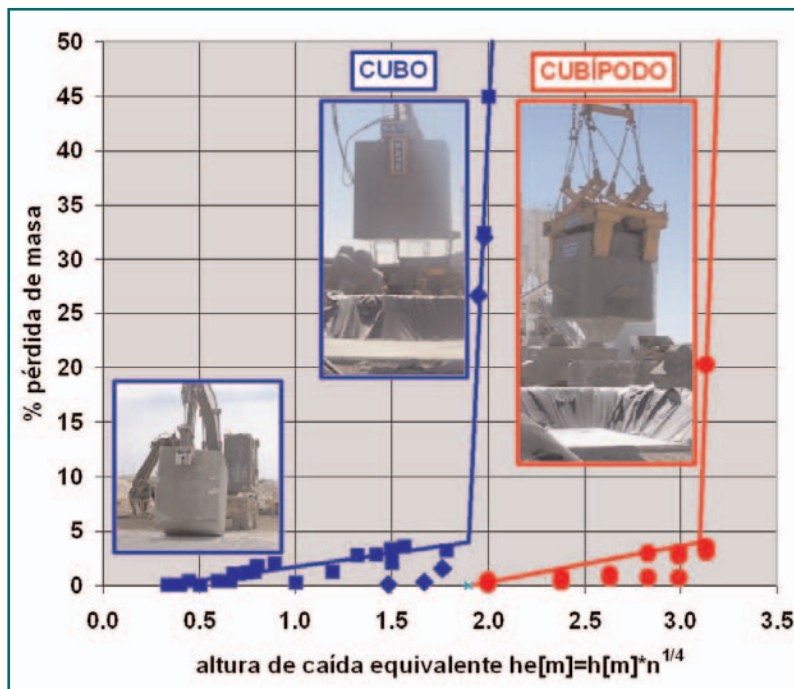


Fig.2. Pérdida relativa de masa de cubos y cubípodos en caída libre sobre plataforma rígida.

4. Mantos de Bloques Cúbicos y Cubípodos

La Tabla 1 muestra un coeficiente de estabilidad (K_D) bajo para el cubo de hormigón; sin embargo, el bloque cúbico es una pieza de tipo masivo con una elevada resistencia estructural, es muy fácil de producir (dos puestas diarias con encofrados tipo flanera), se puede almacenar en parque con muy poca porosidad y se puede manipular y colocar eficientemente y con seguridad utilizando pinzas de presión. Estas ventajas logísticas y la respuesta flexible del manto de cubos son las que pueden explicar el uso habitual del bloque cúbico o paralelepípedo en las costas españolas, a pesar del enorme consumo de hormigón que implica su utilización frente a otras piezas menos robustas.

En contra de sus ventajas, el bloque cúbico tiene un K_D bajo y algunos problemas específicos relevantes como el adoquinamiento progresivo y la ordenación de caras paralelas al talud; la colocación de cubos en el manto no es tal fácil como parece porque tienden al adoquinamiento, resultando mantos con piezas no aleatorias y porosidad heterogénea, distinta de la especificada en el proyecto. Además, con el paso del tiempo y la acción de los temporales, las piezas cúbicas tienden a ordenarse en el manto perdiendo la aleatoriedad inicial y aumentando los niveles de daño y los caudales de rebase. Gómez-Martín and Medina (2007, 2008) describen el proceso de compactación heterogénea (da-

ño sin extracción) de las piezas del manto, que afectan a todas las piezas y formas geométricas, pero que es un proceso especialmente intenso en el caso del bloque cúbico por sus características geométricas que propicia el ajuste cara contra cara.

Para mantener las ventajas logísticas del bloque cúbico convencional, impedir el adoquinamiento y aumentar la fricción con la capa inferior, se diseñó el Cubípodo y un encofrado para su fabricación tipo flanera (ver Corredor y otros, 2008). La Fig. 3a muestra el encofrado que permite dos puestas al día con un proceso de fabricación similar al del bloque cúbico convencional y la Fig. 3b muestra cubípodos de 16 t acopiados para la realización de los correspondientes ensayos de caída de prototipos. Además del encofrado, fue necesario diseñar unas pinzas de presión dobles para poder manejar los cubípodos de forma análoga a los cubos convencionales. Corredor y otros (2008) y Medina y otros (2009) analizan las características del Cubípodo en relación al bloque cúbico convencional, destacando las siguientes ventajas: (1) es sencillo de fabricar, manipular y acopiar, con rendimientos y costes similares; (2) la colocación en el manto es más fácil ya que no se adoquina y tiende a situarse homogénea y aleatoriamente sobre el talud, (3) es una pieza masiva con una resistencia estructural similar y mayor resistencia a los impactos, (4) se puede utilizar en mantos bicapa y también monocapa, (5) tiene una estabilidad hidráulica 2D en tronco muy superior a la del cubo, (6) la estabilidad hidráulica 3D en morros también es superior, (7) el factor de rugosidad es mayor, por lo que remontes y caudales de rebase son menores y (8) el manto de cubípodos no se adoquina y tiene una mayor fricción con la capa de filtro inferior.

4.1. Análisis de costes

Corredor y otros (2008) analizan los rendimientos y realizan un análisis paramétrico de costes de los mantos de bloques cúbicos bicapa (B2) y cubípodos monocapa (C1) y bicapa (C2) en función del peso de los bloques del manto ($10 < W(t) < 150$) y la longitud del dique ($400 < L(m) < 2500$). Procedimientos constructivos y rendimientos son similares para bloques cúbicos y cubípodos (monocapa y bicapa); los costes unitarios (€/m^3) se reducen al aumentar el tamaño y el número de piezas a colocar, siendo los cubos algo más baratos que los cubípodos en las mismas condiciones (ver Fig. 4). Sin embargo, debido a que el manto de cubípodos es más



Fig. 3. Cubípodo: (a) encofrado y (b) acopio de prototipos ($W(t)=16$) para los ensayos de caída.

homogéneo y un 10% más poroso que el de cubos y tiene mayor estabilidad hidráulica, los mantos de cubípodos tienen menor coste de construcción (del 15% al 45% según características del dique).

Para realizar una estimación preliminar de costes de construcción, se pueden utilizar las fórmulas de Molines (2009) para mantos de cubos (Ec. 4) y cubípodos (Ec. 5), donde $HOR(€)$ es el coste del m^3 de hormigón suministrado, $W(t)$ es el peso de las piezas del manto y $V(m^3)$ es el volumen total de hormigón utilizado en piezas de peso $W(t)$.

$$C_B \left[\frac{€}{m^3} \right] = (205 + HOR) + 1.00 \times \left[10^5 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)} \right)^2 - 10^4 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)} \right) \right] \quad (4)$$

$$C_C \left[\frac{€}{m^3} \right] = (265 + HOR) + 0.75 \times \left[10^5 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)} \right)^2 - 10^4 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)} \right) \right] \quad (5)$$

Así pues, si en un dique de longitud $L(m)$ se aumenta el peso de la pieza $W(t)$, se produce un aumento de los factores $W(t)$ y $V(m^3)$; se reducen así los costes unitarios ($C_B(€/m^3)$ y $C_C(€/m^3)$), pero los costes totales aumentan ($V \times C_B(€)$ y $V \times C_C(€)$). El razonamiento anterior sólo sería válido si el dique se construyese con un único tamaño de pieza; sin embargo, los diques en talud suelen tener diferentes tramos con tamaños de pieza distintos adaptados a la intensidad del oleaje a pié de dique en

cada tramo. Así pues, el coste de ejecución material del manto principal de un dique vendrá dado por

$$\text{Coste} = \sum_{m=1}^M [V_m \times C_m (V_m \times W_m)] \quad (6)$$

donde M es el número de tamaños de pieza distintos del dique, m es el tamaño de pieza ($m=1, 2, \dots, M$), $W_m(t)$ es el peso de la pieza, $V_m(m^3)$ es el volumen total fabricado de ese tipo de pieza y $C_m(€/m^3)$ es el precio unitario correspondiente al tipo, peso de pieza y volumen total fabricado de esa pieza. Para reducir el coste total del manto dado por la Ec. 6, sería necesario reducir tanto $W_m(t)$ como M , para que $V_m(m^3)$ fuera lo más grande posible; sin embargo, estos dos objetivos suelen ser contradictorios ya que si se ajusta el peso $W_m(t)$ a las condiciones climáticas a pié de obra en cada tramo, se aumenta mucho el número M de tamaños de piezas. En general, el óptimo económico de la Ec. 6 suele alcanzarse con un valor de M pequeño, asociado a pocos tamaños de piezas muy diferentes y algunos tramos de obra con un peso $W_m(t)$ superior al estrictamente necesario para resistir el temporal de cálculo a pié de dique.

4.2. Estabilidad hidráulica

Corredor y otros (2008) describen los ensayos 2D de estabilidad hidráulica del manto monocapa y bicapa

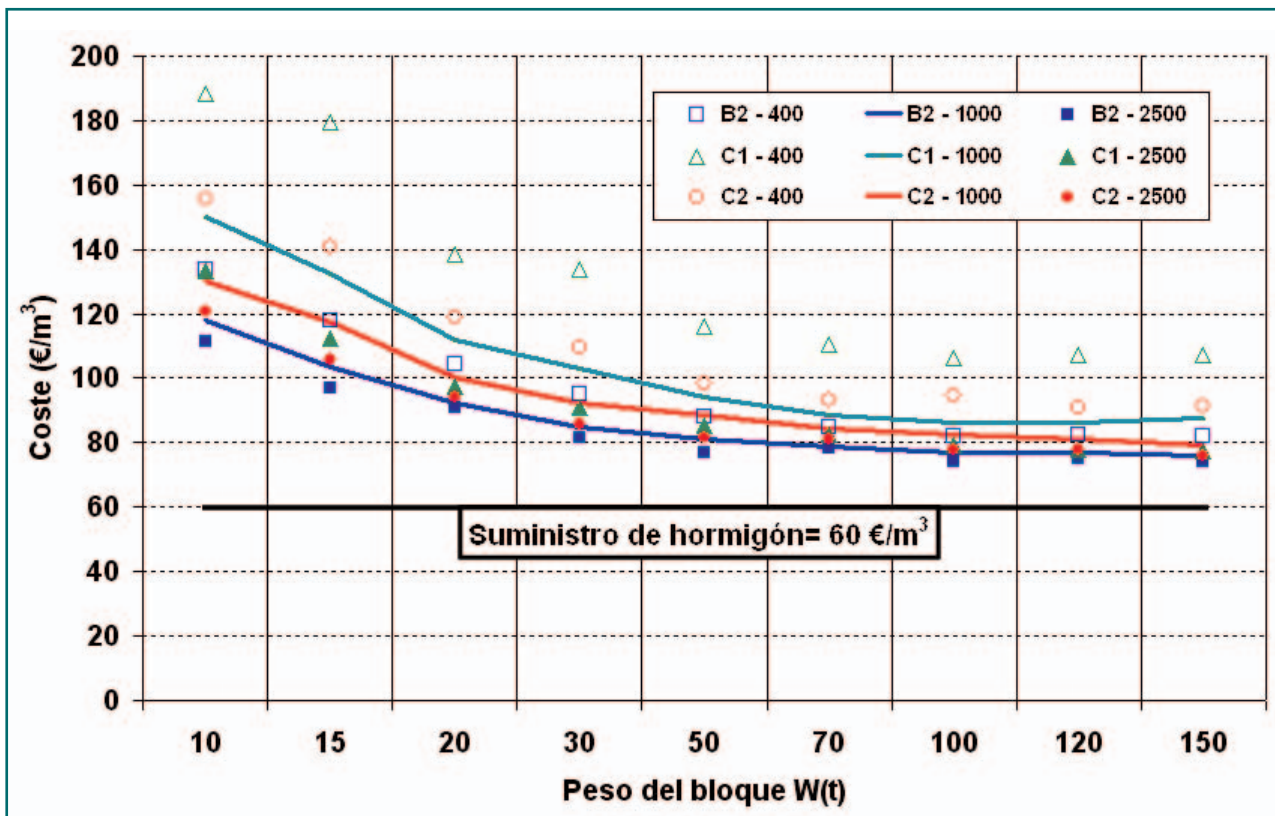


Fig. 4. Coste unitario (€/m³) según longitud del dique, número de capas y tipo y peso de la pieza.

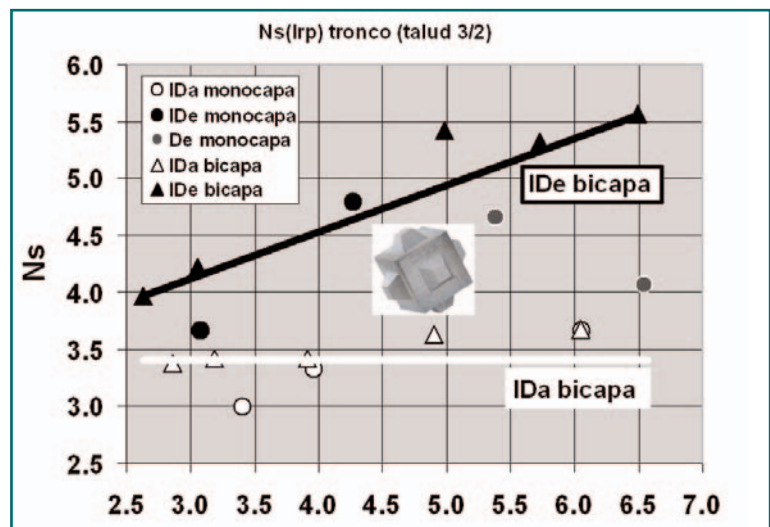
de cubípodos, realizados en el canal de ensayos del IN-HA; los resultados confirman el elevado K_D del manto bicapa de cubípodos observado por Gómez-Martín y Medina (2007). Además se ha observado que el manto monocapa de cubípodos tiene también un K_D , elevado, aunque inferior al del manto bicapa de cubípodos. La Fig. 5 muestra los números de estabilidad N_s (Ec. 2) en el tronco del dique, para el talud 3/2, del manto monocapa (círculos) y bicapa (triángulos) de cubípodos, en función del número de Iribarren, $I_{rp} = (T_p/1.5)/(2\pi H_s/g)^{0.5}$.

Gómez-Martín y Medina (2007, 2008) describen los ensayos 2D de estabilidad hidráulica de mantos bicapa de cubos y cubípodos, para talud 3/2, realizados en el canal de ensayos del LPC-UPV. El manto bicapa de cubípodos mostró una estabilidad hidráulica ($N_s(I_{Da}) > 3.0$) muy superior al manto bicapa de cubos ($N_s(I_{De}) < 3.0$). La Fig. 6 muestra los números de estabilidad N_s en el tronco de los mantos bicapa de cubos (cuadrados) y cubípodos (triángulos), en función del número de Iribarren, $I_{rp} = (T_p/1.5)/(2\pi H_s/g)^{0.5}$. Dado que los $N_s(I_{Da})$ y $N_s(I_{De})$ observados para los bloques cúbicos son similares a los publicados por Van der Meer (1988) y el CEM (2004), han sido utilizados conjuntamente en la

estimación de los K_D y los coeficientes de seguridad implícitos de la Tabla 1.

Lomónaco et al. (2009) describen los ensayos 3D de estabilidad hidráulica de mantos bicapa de cubos y cubípodos, realizados en el tanque de oleaje y corriente del IH-Cantabria, para talud 3/2 y oleaje irregular unidireccional (crestas largas). Se han ensayado morros correspondiente a la sección estándar no rebasable y sin

Fig. 5. Números de estabilidad en el tronco del manto bicapa y monocapa de cubípodos.



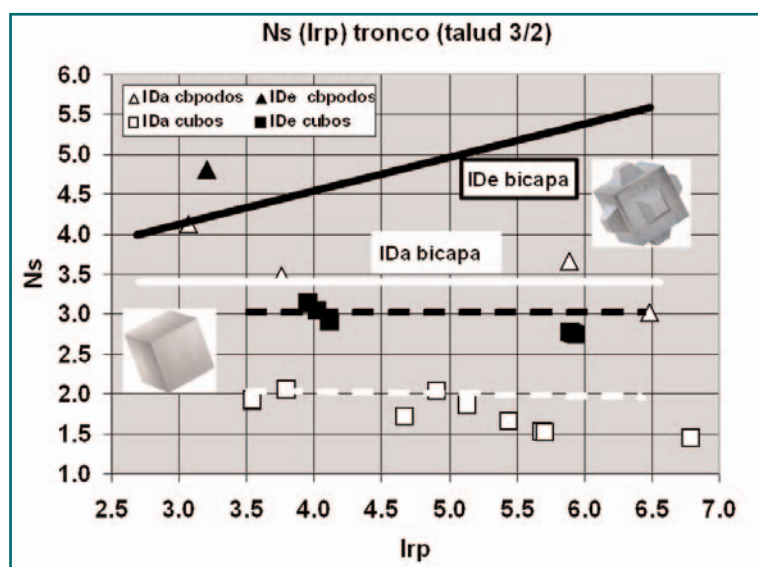


Fig. 6. Números de estabilidad en el tronco de los mantos bicapa de cubos y cubipodos.

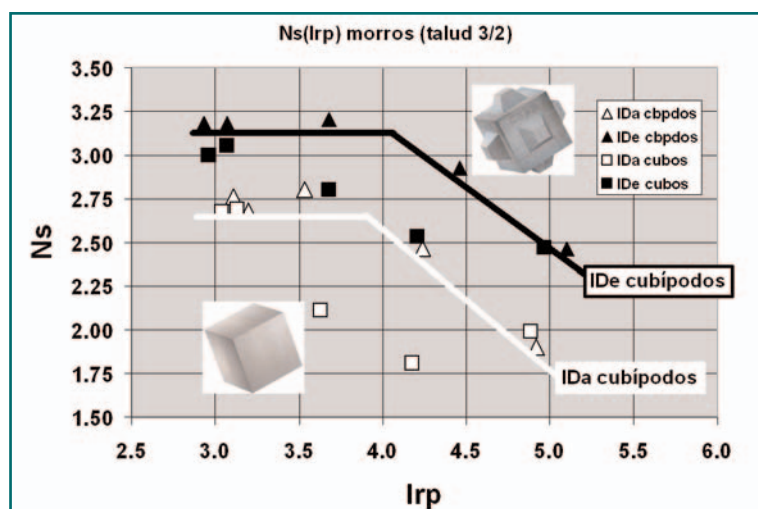


Fig. 7. Números de estabilidad en morro de cubos y cubipodos bicapa (crestas largas).

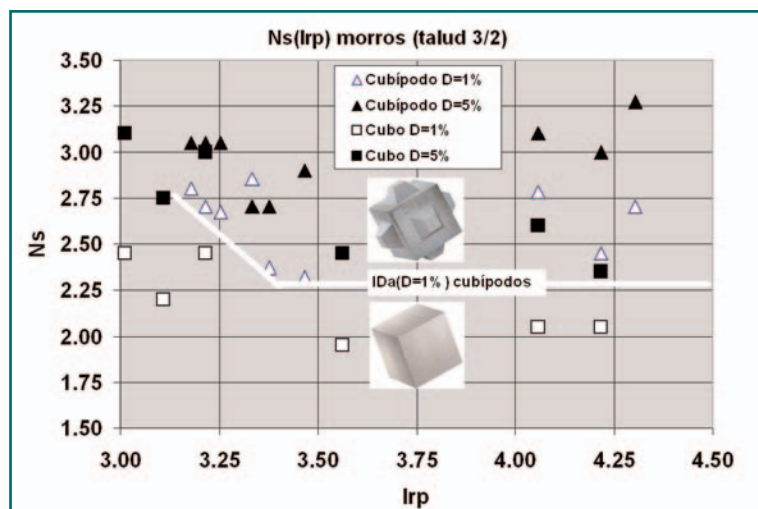


Fig. 8. Números de estabilidad en morro de cubos y cubipodos bicapa (crestas cortas).

limitación de fondo utilizada en los ensayos 2D descritos anteriormente, correspondientes a la utilizada en el *Convenio de Diques* de Puertos del Estado (ver Medina et al., 2003). La Figura 7 muestra los números de estabilidad, $Ns(IDa)$ y $Ns(IDe)$, para el morro estándar de cubos (cuadrados) y cubipodos (triángulos) bicapa en función del número de Iribarren (lrp). Los cubipodos son más estables en el morro que los cubos en el rango de situaciones climáticas habituales en las costas españolas ($3.0 < lrp < 4.5$).

Por otro lado, Burcharth et al.(2010) describen los ensayos 3D de estabilidad hidráulica de mantos bicapa de cubos y cubipodos, realizados en el tanque direccional de oleaje de la Universidad de Aalborg (AAU) en Dinamarca, para talud 3/2 y oleaje irregular direccional (crestas cortas). Se han realizado ensayos de morros con cubipodos similares a los ensayos de cubos con talud 3/2 de sección similar a la de Punta Langosteira (ver Maciñeira and Burcharth, 2007). La Fig. 8 muestra los números de estabilidad, $Ns(D=1\%)$ y $Ns(D=5\%)$, para el morro de cubos (cuadrados) y cubipodos (triángulos) en función del número de Iribarren (lrp). Al igual que en el caso de la sección estándar y oleaje unidireccional, los morros de cubipodos son significativamente más estables que los de cubos en el rango de situaciones climáticas habituales ($3.0 < lrp < 4.5$).

4.3. Remonte y rebase

Para estimar los caudales de rebase correspondientes a los mantos de bloques cúbicos y cubipodos, se han realizado ensayos 2D de remonte y rebase en el canal de ensayos del LPC-UPV. Se han estudiado mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos y mantos monocapa y bicapa de cubipodos. La Fig. 9 muestra la sección estudiada, sin limitación de fondo y con talud 3/2, correspondiente a una escala de referencia 1/100 para grandes diques del Cantábrico y 1/50 para grandes diques del Mediterráneo. La metodología utilizada es la del proyecto europeo CLASH descrita por Medina et al. (2002). Los mantos de cubipodos monocapa y bicapa se construyeron con modelos de cubipodo de 128 gr ($D_n(\text{cm})=3.82$) con densidad $\rho_f(\text{gr/cm}^3)=2.30$; se pudo estudiar el rebase con diferentes cotas de coronación de espaldón sin que los cubipodos mostraran movimientos significativos. Para estudiar el rebase del manto bicapa convencional de cubos, se utilizaron primero cubos de tamaño similar de 143 gr ($D_n(\text{cm})=4.04$) con densidad $\rho_f(\text{gr/cm}^3)=2.18$,

que resultaron ser inestables frente a los oleajes ensayados; así pues, para los ensayos de rebase válidos se utilizaron cubos de 475 gr ($D_n(\text{cm})=6.00$) con densidad $\rho_r(\text{gr/cm}^3)=2.20$. Los diferentes mantos se colocaron sobre el mismo material de filtro ($D_{n50}(\text{cm})=1.70$) y núcleo ($D_{n50}(\text{cm})=0.70$).

Se generó oleaje regular e irregular, con número de Iribarren constante ($2.5 < I_{rp} < 7.0$) y H_s creciente, midiendo caudales de rebase, presiones y subpresiones sobre el espaldón, con dos niveles de agua ($\Delta h(\text{cm})=0$ y 5) y dos cotas de coronación de espaldón ($R_c + \Delta h(\text{cm})=25$ y 31). Smolka y otros (2009) describen la metodología y los ensayos realizados, encontrando una buena aproximación empírica del tipo de la propuestas por Medina et al. (2002) y por el EurOtop Manual (2007). Mediante regresión lineal se relaciona la variable explicada $\log Q$ con las variables explicativas R_c/H_{m0} , Ac/R_c e I_{rp} . El rebase resultó no significativo ($Q < 10^{-7}$) para valores altos del francobordo adimensional ($R_c/H_{m0} > 2.6$) y para valores inferiores de francobordo se obtuvo la siguiente relación

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp \left(0.53 \times I_{rp} - 3.27 \times \frac{Ac}{R_c} - \frac{2.16}{\gamma_f} \times \frac{R_c}{H_{m0}} \right) \quad (7)$$

donde Q es el caudal adimensional de rebase, R_c/H_{m0} es el francobordo adimensional, q es el caudal unitario de rebase, H_{m0} es la altura de ola significativa, $I_{rp} = (2T_p/3)/(2\pi H_{m0}/g)^{0.5}$ es el número de Iribarren utilizando H_{m0} y el periodo de pico ($T_p = 1/f_p$), R_c y Ac son las cotas de coronación del espaldón y el manto, y γ_f es el factor de rugosidad de la pieza utilizada. El factor de rugosidad, γ_f , depende del tipo de pieza y número de capas (ver Bruce et al., 2009), siendo en estos ensayos $\gamma_f=0.50$ para cubos bicapa, $\gamma_f=0.46$ para cubípodos monocapa y $\gamma_f=0.44$ para cubípodos bicapa. Para un mismo oleaje, talud del manto y cotas de la estructura, los factores de rugosidad mayores producen mayores caudales de rebase.

Los resultados experimentales utilizados para deducir la Ec. 7 están comprendidos en los rangos: $0.70 < Ac/R_c < 1.00$ (cubos bicapa), $0.40 < Ac/R_c < 0.65$ (cubípodos monocapa), $0.58 < Ac/R_c < 0.80$ (cubípodos bicapa) y $10^{-6} < Q < 10^{-3}$. La Ec. 7 no está sesgada y tiene el 90% de las observaciones en el intervalo $-0.7 < \Delta(\log Q) < +0.7$ (ver Smolka y otros, 2009). El buen ajuste a las observaciones experimentales, así como la simplicidad y la consistencia de la Ec. 7, permiten suponer que tam-

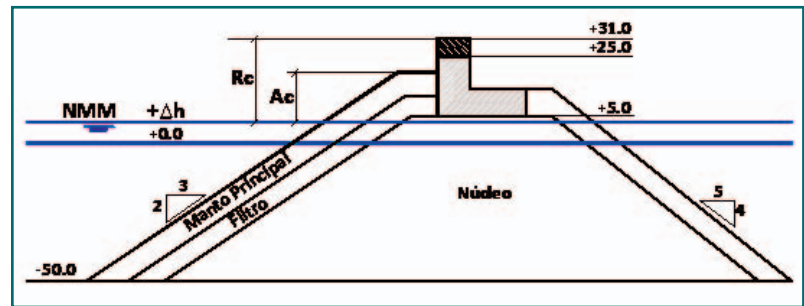


Fig. 9. Sección transversal del modelo para los ensayos 2D de rebase (cotas en cm).

bién pueda ser de aplicación fuera del rango estricto de observaciones experimentales señaladas.

5. Resumen y Conclusiones

En este artículo se describen las características técnicas del Cubípodo en relación al bloque cúbico convencional para su uso en la construcción de diques en talud. Se describe primero el proceso de diseño y optimización de obras de abrigo, centrando la atención en los grandes diques en talud que requieren piezas prefabricadas de hormigón para el manto principal. Para este tipo de diques, las decisiones de diseño más importantes son: (1) la selección de la pieza para el manto principal (cubo, Cubípodo, Accropode, Xbloc, etc.), (2) el número de capas (monocapa, bicapa, etc.) y (3) la colocación de las piezas (aleatoria, orientada, uniforme, etc.). Especial importancia tiene la robustez de la pieza (masiva, "bulky" y esbelta) que condiciona el tamaño máximo que puede fabricarse con hormigón en masa. Este artículo describe las características técnicas de dos piezas masivas con elevada resistencia estructural: el bloque cúbico convencional y el Cubípodo.

El apartado 2 describe la ecuación de Hudson generalizada que se utiliza de forma habitual en el prediseño del manto principal. Se analiza el concepto de "coeficiente de estabilidad" (K_D) y su utilidad para comparar la estabilidad hidráulica de diferentes tipos de piezas, señalando que hay cierta confusión sobre su significado y aplicación en la práctica. El coeficiente de estabilidad (K_D) es un parámetro de diseño asociado al uso de la ecuación Hudson, que lleva implícito un cierto coeficiente de seguridad a Inicio de Destrucción, que raramente se explicita cuando se usa. En el caso de mantos con piezas masivas (cubos, cubos Antifer, cubípodos, etc.) de dos o más capas que resisten por gravedad y tienen una respuesta flexible, los K_D que suelen usarse en la práctica se corresponden con un nivel de

daño medio próximo a Inicio de Averías (IDa), restando un considerable margen de seguridad hasta la IDe para neutralizar la gran incertidumbre asociada al diseño de diques en talud (clima marítimo extremal, fórmula de cálculo, parámetros estructurales, desviaciones durante la construcción, cambios durante la vida útil, etc.). En el caso de mantos monocapa o de piezas esbeltas que resisten por trabazón, los K_D que suelen usarse en la práctica están muy por debajo del nivel IDa, para poder mantener un margen de seguridad adecuado a IDe. La Tabla 1 muestra los coeficientes de estabilidad (K_D) de los mantos de cubos bicapa, cubípodos monocapa y bicapa, y Accropode y Xbloc monocapa, todos con colocación aleatoria; además, se añaden los coeficientes de seguridad implícitos estimados, que son mayores para los morros y los mantos monocapa con respuesta más rígida. Finalmente, se analizan los factores secundarios de diseño de diques en talud (profundidad relativa, duración del temporal, número de lribarren, etc.) y la dificultad de utilizar las técnicas probabilísticas de diseño (Niveles II y III) debido a los problemas de justificación y trazabilidad de éstos métodos avanzados. El uso de la fórmula de Hudson generalizada con coeficientes de seguridad explícitos, que permiten una fácil justificación y trazabilidad, puede ser una vía efectiva en la práctica para avanzar hacia el uso de técnicas probabilísticas en el diseño de grandes diques.

Comparado con las piezas "bulky" (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.), el bloque cúbico convencional tiene un coeficiente de estabilidad muy bajo (ver Tabla 1) y una elevada compactación heterogénea, pero tiene también indudables ventajas logísticas relacionadas con la producción y colocación (encofrados, nº de puestas, acopio, manipulación con pinzas, etc.). Además, el bloque cúbico convencional es una pieza masiva con una elevada resistencia estructural, que puede fabricarse de grandes tamaños con hormigón en masa, sin riesgo de sufrir roturas importantes durante su manipulación, colocación y vida útil. Esta puede ser la razón que explique el elevado número de diques con mantos de cubos construidos en España, en comparación con los de piezas "bulky", a pesar del elevado coste y huella energética y del carbono que ello significa.

En este artículo se compara las características del bloque cúbico convencional y del Cubípodo, que tiene unas ventajas logísticas y robustez estructural similares a las del bloque cúbico convencional, pero sin los problemas constructivos y de estabilidad derivados del adoquinamiento y la compactación heterogénea de los blo-

ques cúbicos convencionales. La flexibilidad y estabilidad hidráulica del manto de cubípodos permite utilizarlo en una o dos capas con grandes ahorros de hormigón y la consiguiente reducción de los costes y de huella energética y del carbono. Los mantos monocapa y bicapa de cubípodos tienen factores de rugosidad menores que el manto bicapa de cubos convencional, lo que permite también reducir la cota de coronación y los costes e impacto visual del espaldón del dique.

El apartado 3 analiza las sollicitaciones estáticas, hidrodinámicas y de impacto a las que se ven sometidas las piezas de los mantos de los diques en talud; se describen los ensayos de caída de prototipos realizados para evaluar la resistencia estructural del Cubípodo en relación al bloque cúbico convencional. Al ser las dos piezas masivas, resisten caídas muy superiores a las piezas "bulky" descritas en la literatura científica. Los ensayos de volteo y caída libre de prototipos sobre plataformas de hormigón armado fueron realizados en el Parque de Bloques de SATO del Puerto de Alicante en marzo de 2008. Con el mismo hormigón y utilizando dos encofrados tipo flanera, descritos en el apartado 4, se fabricaron prototipos de bloques cúbicos convencionales de 15 t y cubípodos de 16 t para los diferentes ensayos de caída. Los prototipos de cubípodos resistieron, sin romperse, caídas desde alturas un 50% superiores a las de los bloques cúbicos; la forma geométrica del Cubípodo propicia pequeñas fracturas de borde que reducen las aceleraciones del cuerpo central y las fracturas internas que provocan la rotura general de la pieza. Así pues, el riesgo de una gran rotura en obra al manipular y colocar piezas es menor para el Cubípodo que para un bloque cúbico fabricado del mismo tamaño y con el mismo hormigón.

El apartado 4 describe las características técnicas más importantes de los bloques cúbicos y los cubípodos para su uso en el manto principal. Primero se analizan los costes de construcción de mantos de cubípodos (monocapa o bicapa) en comparación con los del manto convencional de bloques cúbicos bicapa. Los cubípodos son algo más caros de producir pero el manto de cubípodos es mucho menos costoso y con menor huella energética debido a la mayor estabilidad hidráulica del Cubípodo, mayor porosidad (sin adoquinamientos) y la posibilidad de colocación aleatoria en una sola capa. La optimización económica global de los diques suele propiciar el uso de pocos tipos de piezas de tamaño muy diferente, quedando del lado de la seguridad en muchos tramos de obra. En segundo lugar, se descri-

ben los ensayos 2D y 3D más importantes para evaluar la estabilidad hidráulica del Cubípodo en comparación con la del bloque cúbico. Con una escala de referencia 1/50, para grandes diques de la Fachada Mediterránea, se han ensayado modelos de cubos y cubípodos con las mismas secciones de tronco y morros, sin limitación de fondo y con talud 3/2, con oleaje irregular unidireccional (2D y 3D) y direccional (3D). Los resultados de los ensayos, realizados en el LPC-UPV (tronco), INHA (tronco), IH Cantabria (morro-unidireccional) y AAU (morro-direccional), son consistentes y señalan con claridad la mayor estabilidad hidráulica del Cubípodo tanto en el tronco como en el morro, aunque la diferencia es mucho mayor en el tronco. El manto de cubípodos, incluso en el caso monocapa, muestra una considerable flexibilidad y capacidad de auto-reparación que queda reflejada en los números de estabilidad observados para cada nivel de averías y los coeficientes de estabilidad (K_D) de la Tabla 1. Finalmente, se describen los ensayos 2D de remonte y rebase realizados y la formulación empírica de Smolka y otros (2009) que permite estimar los caudales de rebases de los diques con espaldón y manto de cubos (bicapa) o cubípodos (monocapa o bicapa). El factor de rugosidad, γ_f , depende del tipo de pieza y número de capas, siendo $\gamma_f=0.50$ para cubos bicapa, $\gamma_f=0.46$ para cubípodos monocapa y $\gamma_f=0.44$ para cubípodos bicapa; dado que los factores de rugosidad mayores producen mayores caudales de rebase, el uso de cubípodos permite reducir la cota de coronación y el caudal de rebase.

De las observaciones y resultados experimentales del Cubípodo, se concluye lo siguiente respecto del bloque cúbico convencional:

1. El Cubípodo es una pieza que se puede fabricar y acopiar con procedimientos similares y con tiempos de desencofrado y rendimientos análogos (dos puestas día).
2. El Cubípodo es una pieza algo más cara de fabricar, pero los mantos de cubípodos tienen menor coste por su mayor estabilidad hidráulica (menor $W(t)$), mayor porosidad (sin adoquinamientos) y la posibilidad de colocación aleatoria en una sola capa.
3. La manipulación y colocación del Cubípodo es similar (con pinzas de presión).
4. La colocación aleatoria del Cubípodo en el talud es mucho más fácil y de mayor calidad ya que tiende a reordenarse buscando una porosidad uniforme y una orientación aleatoria.

5. El uso de cubípodos evita la tendencia al adoquinamiento y los cambios de porosidad que afectan las características del manto tanto en la fase de construcción como en la de servicio.
6. La resistencia estructural del Cubípodo es análoga a la del cubo, habiendo mostrado menores daños en volteos y caída libre de prototipos.
7. La estabilidad hidráulica del Cubípodo en el tronco es muy superior al bloque cúbico convencional, lo que redundará en una mayor seguridad con pesos inferiores, incluso en el caso de mantos monocapa. La Tabla 1 muestra los coeficientes de estabilidad (K_D) y los coeficientes de seguridad implícitos deducidos de las observaciones experimentales.
8. La estabilidad hidráulica del Cubípodo en el morro es claramente superior al bloque cúbico convencional, tanto en oleaje unidireccional (crestas largas) como direccional (crestas cortas).
9. El remonte y los caudales de rebase son menores tanto para manto bicapa como para el monocapa de cubípodos. La Ec. 7 permite estimar los caudales de rebase. La utilización de cubípodos permite reducir la cota de coronación del espaldón y con ello el coste de construcción y el impacto visual del dique.
10. El uso de cubípodos permite un ahorro económico importante en la construcción del manto principal y el espaldón, mayor si el temporal de cálculo y la longitud del dique son mayores. Los ahorros económicos de las soluciones de manto monocapa y bicapa de cubípodos son aproximadamente: 40% y 25% (Fachada Mediterránea), 35% y 15% (Fachada Suroccidental) y 45% y 35% (Fachada Atlántica). La huella energética y de carbono se disminuye aún más que la económica, ya que el consumo de hormigón es el factor de la obra que más se reduce con el uso de cubípodos.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD. También se agradece a la Autoridad Portuaria de Alicante y al consorcio TMS su apoyo para la realización de los ensayos de caída de prototipos dentro del recinto portuario. Finalmente, los autores quieren agradecer expresamente la colaboración que han recibido de los ingenieros, técnicos y alumnos de ingeniería que han participado en di-

ferentes tareas y fases del desarrollo del Cubípodo; entre ellos cabe destacar a Miguel Arenas, Tim Dieryckx, Enrique Fernández, Romain Goumy, Rafael Martín de Nicolás, Carlos F. Menéndez, Liesbet Mijle-

mans, Juan V. Miñana, Jorge Molines, César Moreno, Vicente Pardo, Pedro Rodríguez-Inciarte, Eva Smolka, Noelia Taberner, Rafael Torres, Lien Vanhoutte y Guillermo Zarranz. ♦

Referencias:

- Bakker, P., M. Klabbers, M. Muttray, A. van den Berge (2005). Hydraulic performance of Xbloc® armour units. 1st international conference on coastal zone management and engineering in the Middle East. Dubai, November 2005.
- Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L. and Pearson, J.M. (2009). Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 56(2009): 166-179.
- Burcharth, H.F., and Brejnegaard-Nielsen, T. (1986). The influence of waist thickness of dolosse on the hydraulic stability of dolosse armour. *Proc., 20th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 1783-1796.
- Burcharth, H.F., Maciñeira, E., and Canalejo, P. (2002). Model testing and reliability evaluation of the new deepwater breakwater at la Coruña, Spain. *Proc., 28th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 1581-1593.
- Burcharth, H.F., Andersen, T.L., and Medina, J.R. (2010). Stability of Cubipod armoured roundheads in short crested waves. *Proc. ICCE 2010*, ASCE (accepted).
- Castro, E.(1933). Diques de escollera. *Revista de Obras Públicas*. Abril de 1933, 183-185.
- CIRIA/CUR(1991). Manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering. CIRIA Special Publication 83, London (UK), and CUR Report 154, Gouda (The Netherlands), 607 p.
- Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. and Medina, J.R. (2008). CUBIPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. Libro del III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, Puertos del Estado, 187-211.
- Coastal Engineering Manual (2004). Coastal and Hydraulics laboratory, Engineer Research and Development Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.
- Copeiro, E. y García-Campos, M.A.(2008). Diques de Escollera. Ed. Díaz de Santos, 369 p.
- Dupray, S., and Roberts, J. (2009). Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. *Proc. of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE, (in press).
- EurOtop Manual (2007). Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. www.overtopping-manual.com.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2006). Damage progression on cube armoured breakwaters. *Proc., 30th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 5229-5240.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2007). Cubipod concrete armour unit and heterogeneous packing. *Proc., Coastal Structures'07*, World Scientific Publishing, 140-151.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2008). Erosion of cube and Cubipod armour layers under wave attack. *Proc., 31st Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 3461-3473.
- Grau, I. (2008). Avances en la construcción de diques de abrigo en España. Libro del III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, Puertos del Estado, 13-60.
- Hakenberg, R., Vos-Rovers, I., Reedijk, J.S., and Muttray, M. (2004). Structural Integrity of the Xbloc® breakwater armour units prototype and numerical droptests. *Proc. 29th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 4507-4520.
- Hanzawa, M., Kato, T., Kishira, Y., Ozawa, Y., Nidome, Y., Murakami, T., Ono, A., Hidaka, K., Yoshida, H., and Tanaka, I. (2006). Fully reinforced 80t Dolos and sloping top caisson in Hososhima Port. *Proc. 30th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 4805-4814.
- Holtzhausen, A. H. and Zwamborn, J.A.(1991). Stability of Accropode® and comparison with dolosse. *Coastal Engineering*, 15(1991): 59-86.
- Hudson, R.Y.(1959). Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters. *Journal of Waterways and Harbors Division*, ASCE, 89(WW3): 93-121.
- Iribarren, R.(1938). Una fórmula para el cálculo de diques de escollera. Ed. M. Bermejillo Usabiaga (Pascajes), julio de 1938.
- Iribarren, R.(1965). Fórmula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales. *Revista de Obras Públicas*, 739-750 y 829-849.
- Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. and Gómez-Martín, M.E. (2009). Evolution of Damage on Roundheads Protected with Cube and Cubipod Armour Units. *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE (in press).
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A.(1978). Revisión de los parámetros de la fórmula Iribarren para diques de escollera. Influencia de la duración y el periodo en la probabilidad de fallo. *Revista de Obras Públicas*, diciembre 1978, 911-924.
- Maciñeira, E. and Burcharth H.F.(2007). New formula for stability of cube armoured roundheads. *Proc., Coastal Structures'07*, World Scientific Publishing, 31-40.
- Martín, M.J. y Aberturas, P.(1998). Aplicación de la ROM 0.2-90 al diseño de obras de abrigo. Limitaciones de la aproximación determinista. EROM 98-1, Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia, 3.1-3.28.
- Medina, J.R. y Hudspeth, R.T. (1989). Grupos de olas y diseño de diques en talud. *Revista de Obras Públicas*, Octubre 1989, 709-721.
- Medina, J.R., J.A. González-Escrivá, J.M. Garrido, and J. de Rouk. (2002). Overtopping analysis using neural networks. *Proceedings ICCE 2002*, ASCE, 2165-2177.
- Medina, J.R., Garrido J., Gómez-Martín, M.E. and Vidal, C. (2003). Armor damage analysis using Neural Networks. *Balkema, Proc. Coastal Structures 2003*, ASCE, 236-248.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M.(2009). Cube and Cubipod armor unit drop tests and cost analysis. *Proc. Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE, (in press).
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M. (2010a). Prototype Drop Tests of Cube and Cubipod Armor Units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE (en prensa).
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., and Corredor, A. (2010b). Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability. *Proc. ICCE 2010*, ASCE (accepted).
- Molines, J. (2009). Estabilidad de espaldones de diques en talud con mantos de cubos y cubípodos. Aplicación al dique de abrigo en Gandia (Valencia). Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de Valencia, Sep. 2009.
- MOPU (1998). Diques de Abrigo en España. MOPU Secretaría General Técnica, 3 Vols.
- Muttray, M., Reedijk, J.S., Vos-Rovers, I. and Bakker, P. (2005). Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armour units. *ICE Coastlines, Structures and Breakwaters*. London, 555-567.
- Negro, V. y Varela, O.(2008). Diseño de Diques Rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 420 p.
- PIANC (1992). Analyses of Rubble Mound Breakwaters. Reporto f Working Group No. 12, PIANC, Brussels.
- ROM 0.0 (2001). Procedimiento General y Bases de Cálculo en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias. Puertos del Estado, 220 p.
- ROM 1.1 (2006). Diques de Abrigo frente a las Oscilaciones del Mar (Capítulo 2). EROM 02,
- Shore Protection Manual (1975). Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.
- Shore Protection Manual (1984). Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.
- Smolka, E., Zarranz, G. y Medina, J.R. (2009). Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos. Libro de Ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, 803-809.
- Van der Meer, J.W.(1988). Stability of cubes, tetrapods and accropode. *Proc. breakwaters'88*, ICE, 59-68.
- Vidal, C., Medina, R. and Lomónaco, P. (2006). Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. *Coastal Engineering*, Elsevier, 53(2006): 711-722.