

Diseño y construcción de diques rompeolas

Design and construction of mound breakwaters

Medina, J.R.^a y Vidal, C.^b

^aUniversitat Politècnica de València, ETSICCP, Dep. Transportes,
Camino de Vera, Edificio 4-A, 46022 Valencia. E-mail: jrmedina@upv.es,

^bInstituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria. Universidad de Cantabria.
C/ Isabel Torres, 15, 39011, Santander. E-mail: vidalc@unican.es

Recibido: 11/06/2014

Aceptado: 24/07/2014

Publicado: 28/07/2014

RESUMEN

Se describe la evolución de las técnicas de diseño de los diques rompeolas y de algunos equipos y técnicas constructivas que los han impulsado. Se analiza sobre todo la influencia de las investigaciones teóricas y de laboratorio, desde los estudios y procedimientos pioneros de Iribarren hace 80 años hasta la construcción de diques protegidos con mantos monocapa de las últimas décadas y la optimización económica de las huellas energéticas y del carbono para una construcción sostenible. Se analiza el desarrollo de nuevos conceptos, la invención de nuevas formas geométricas para las unidades del manto, el gran impacto de las observaciones basadas en los ensayos físicos a escala reducida y la importancia de los condicionantes logísticos, métodos y técnicas de cada época para explicar la evolución en la manera de diseñar y construir grandes diques en talud a lo largo del tiempo.

Palabras clave | Diques rompeolas; diques en talud; manto principal; espaldón; estabilidad hidráulica; rebase.

ABSTRACT

This paper describes the evolution of design techniques applied to mound breakwaters as well as some key tools, equipment and construction techniques. The influence of the theoretical and laboratory research is analyzed in detail, from the pioneering research by Iribarren eighty years ago to the construction of single-layer armored breakwaters in recent decades. The economic optimization and the new embodied energy and carbon concepts associated to the construction of mound breakwaters are studied. New concepts as well as the invention of new armor units are examined as is their impact based on the observations from small-scale physical experiments and the relevance of the equipment and logistic constraints to explain the evolution of the way mound breakwaters have been designed and built over time.

Key words | Mound breakwaters; armor units; crown wall; hydraulic stability; overtopping.

INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad, la navegación marítima y fluvial propició el desarrollo del comercio y el intercambio cultural de los diversos pueblos. Fenicios, griegos y romanos establecieron redes de navegación apoyadas en puertos que actuaban como nodos de conexión del transporte, el comercio y la cultura entre diferentes pueblos. Para asentar los puertos en la antigüedad se utilizaban los abrigos naturales de la costa, las ensenadas y sobre todo, los ríos navegables. Aunque no se solían construir grandes obras de abrigo por su elevado coste, en algunos casos como el puerto de Alejandría o el de Ostia en la desembocadura del Tiber, se construyeron diques de escollera para crear zonas abrigadas artificiales (cerca de Roma en el caso de Ostia). Los diques se construían lanzando

piedras grandes al mar y era necesario realizar dragados de mantenimiento de calados y reparaciones de diques aportando más y mayores piedras al rompeolas.

Con el aumento del tamaño de los buques y la necesidad de más espacio y mayor calado en lugares más cercanos de las grandes ciudades, surgió la necesidad de construir grandes diques en talud protegidos con piedras de gran tamaño para resistir oleajes de intensidad creciente. En el S. XIX se dispone ya de medios de transporte de gran capacidad (ferrocarril) y equipos de construcción potentes (grúas metálicas) que permiten la construcción de los primeros grandes diques de abrigo protegidos con escollera artificial (cubos o paralelepípedos de hormigón de gran tamaño). Con los grandes rompeolas y la mayor capacidad de las técnicas de dragado del S. XIX, empiezan su crecimiento los grandes puertos artificiales asociados a grandes ciudades y zonas de suministro y producción, por ejemplo los puertos de Barcelona y Valencia. Los grandes diques propician un enorme desarrollo económico asociado a los puertos pero, en muchos lugares, generan también erosiones de playas cuya gravedad no se apreciará hasta bien entrado el S. XX, cuando las playas se convierten en el destino deseado por millones de turistas. Hasta la Segunda Guerra Mundial, con pocas excepciones, los puertos eran considerados fuentes de riqueza y desarrollo económico y las playas espacios estériles sin valor. Los diseños de las obras de abrigo se realizaban siguiendo la metodología “prueba y error”; en Occidente eran sobre todo diques rompeolas por miedo a la rotura súbita observada en algunos fallos de diques monolíticos verticales construidos en el S. XIX. En Japón se continuó con el desarrollo de los diques verticales monolíticos, sobre todo por la dificultad de aprovisionamiento de piedras de gran tamaño.

El ingeniero español Ramón Iribarren (1900-1967) puede ser considerado como uno de los grandes pioneros de la ciencia y la técnica marítima moderna que desarrollaron su actividad científica y técnica en la primera mitad del S. XX; estos pioneros crearon técnicas y procedimientos nuevos que dejaron atrás para siempre el método de trabajo basado en la intuición, la analogía y la “prueba y error”. Basada en la fórmula de Castro (1933), Iribarren (1938) presenta la primera fórmula con proyección internacional para calcular el peso de las piedras del manto principal de los diques en talud, que se seguirá utilizando con variaciones hasta la actualidad para calcular el peso de las piezas de los mantos de los diques rompeolas. Las investigaciones de Iribarren y su equipo con oleaje regular en modelos físicos a escala reducida continuarían hasta su muerte; destaca Iribarren (1965) en la que se aplica la fórmula original de 1938 para describir la estabilidad hidráulica de los mantos de escolleras naturales y artificiales (Tetrápodos y bloques paralelepípedicos). Sin embargo, sería el invento francés patentado del Tetrapod en 1950 el que estaba llamado a cambiar profundamente el diseño y la construcción de los diques rompeolas en el mundo.

Publicada en 1949 la traducción al inglés del trabajo de Iribarren de 1938), el Cuerpo de Ingenieros de EE.UU. realizó una serie sistemática de ensayos físicos a escala reducida para evaluar la estabilidad hidráulica de los mantos de los diques en talud protegidos con diferentes tipos de piezas. El resultado lo publicó Hudson (1959) introduciendo el concepto de “coeficiente de estabilidad” (K_D) para caracterizar la estabilidad hidráulica de los diferentes tipos de piezas (escollera artificial) con los que se podían construir los mantos de los diques en talud. El éxito comercial en el mundo de la patente francesa del Tetrapod y el éxito técnico y científico del K_D provocaron una eclosión de inventos de piezas de hormigón como escollera artificial (Tribar-EE.UU. en 1958, Hollow Tetrahedrom-JP en 1959, Stabit-UK en 1961, Tripod-NL en 1962, etc.). Decenas de piezas diferentes fueron inventadas en la década de los 50 a 70 intentando aumentar el K_D para reducir el peso de las piezas y el consumo de hormigón del manto principal; el gran ganador inicial de esta carrera innovadora fue el Dolos, un invento sudafricano no patentado que se extendió por todo el mundo por su elevado coeficiente de estabilidad y bajo consumo de hormigón.

El cierre del Canal de Suez y la crisis del petróleo de 1973 provocaron un aumento progresivo del tamaño de los petroleros y con ellos el de los diques de abrigo. En el Puerto de Sines (Portugal) se construyó el mayor dique de la época ($h[m]=50$) con una terminal para petroleros de medio millón de TPM, protegido con Dolos de $W[t]=40$. El fallo total del dique de Sines en 1978 con un temporal muy inferior al de cálculo (ver Negro y Varela, 2008) provocó un cambio radical en la manera de analizar y diseñar diques rompeolas. La integridad estructural de las piezas y la irregularidad del oleaje real van a ser los primeros temas importantes puestos en evidencia en el colapso del dique de Sines; la investigación sistemática de múltiples aspectos relacionados con la irregularidad del oleaje y la respuesta de la estructura, los cálculos de diques a Nivel II y los mantos monocapa vendrían muy pronto para conformar los nuevos espacios de investigación, conceptos y técnicas de diseño nuevos que se desarrollarían en las décadas siguientes.

DISEÑO DE DIQUES ROMPEOLAS

El primer artículo del primer número de la revista Ingeniería del Agua es un artículo de Vidal y otros (1994) con una excelente síntesis sobre el estado del arte en la investigación científica de la estabilidad hidráulica de los diques rompeolas. Las publicaciones de Losada y Giménez-Curto (1978, 1979, 1981 y 1982) pusieron de relieve la aleatoriedad intrínseca de la respuesta estructural de la escollera y los bloques paralelepípedicos, la importancia de la irregularidad, duración, oblicuidad y periodo del oleaje, la fragilidad de los mantos de piezas esbeltas que resisten por trabazón y otros aspectos que no eran nada evidentes en la década anterior. El análisis de la estabilidad hidráulica de los diques rompeolas descrito por Vidal y otros (1994) se basa en caracterizar el flujo sobre el talud de los diques y las fuerzas sobre las piezas del manto para desarrollar principios racionales de diseño. Este planteamiento estudia primero con detalle el concepto de estabilidad del rompeolas (ver Brunn, 1979 y Gómez-Martín y Medina, 2014) y se centra después en una definición precisa de los criterios de avería del manto principal; los criterios de avería propuestos por Losada *et al.* (1986) y Vidal *et al.* (1991), Inicio de Averías (IDa), Inicio de Averías de Iribarren (IIDa), Inicio de Destrucción (IDe) y Destrucción (De) siguen vigentes en la actualidad (ver Gómez-Martín y Medina, 2014) para caracterizar el comportamiento de diques en talud. Una vez definidos los criterios de avería, Vidal (1994) clasifica los diques en “no rebasables”, “rebasables” y “sumergidos”; para cada tipo de dique se realiza un análisis dimensional y se estudian distintos factores que afectan la estabilidad hidráulica del manto, además de los bien conocidos como la altura de ola de cálculo, la densidad relativa sumergida de las piezas, el talud y el número de Iribarren. Para los diques no rebasables se analiza el ángulo de incidencia, la profundidad relativa a pie de dique, la colocación de las piezas, la permeabilidad del núcleo y de otras capas granulares y se estudia con detalle la particularidad hidráulica del flujo tridimensional de los morros.

El planteamiento de Vidal y otros (1994) seguía la tradición de Iribarren basada en el principio de que “nada hay más práctico que una buena teoría”; es la búsqueda de la mejor solución a un problema práctico a través del desarrollo de una teoría con una sólida base científica y experimental. Por otro lado, pueden señalarse tres planteamientos alternativos de la misma época para diseñar diques en talud no rebasables: (1) fórmula de Hudson generalizada, (2) diseño probabilista y (3) fórmulas multiparamétricas. Los cuatro planteamientos de diseño descritos en este apartado se refieren al enfoque general de la investigación y la forma de presentar los resultados para guiar las aplicaciones prácticas.

Fórmula de Hudson generalizada

La estabilidad hidráulica de un manto principal (caracterizado por un número de capas y tipo de pieza dado) puede referirse a un coeficiente de estabilidad (K_D) utilizado en la ecuación de Hudson (1959), basada en la de Iribarren (1938) y popularizada internacionalmente por el SPM (1975).

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

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 del manto con la horizontal. Considerando el peso específico relativo sumergido y el lado del cubo equivalente de la pieza, $\Delta = (\gamma_r/\gamma_w - 1)$ y $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$, la Ecuación (1) puede escribirse en forma de número de estabilidad, tomando la equivalencia $H = H_s$ propuesta por el SPM (1975). Reordenado los términos de la Ecuación (1) se puede definir la ecuación conocida como fórmula de Hudson generalizada.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} \quad \text{y} \quad N_{sd} = \frac{H_{sd}}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (2)$$

Siendo N_s el número de estabilidad, H_s la altura de la significativa, N_{sd} el número de estabilidad de diseño y H_{sd} la altura de ola significativa correspondiente a un determinado nivel de averías. Hudson (1959) propuso originalmente utilizar la Ecuación (1) con unos coeficientes de estabilidad (K_D) apropiados para diseñar aproximadamente a Inicio de Averías (IDa), asumiendo como hacía Iribarren, un considerable coeficiente de seguridad a destrucción implícitos en los mantos bicapa de escolleras naturales y artificiales de la época (piedra, boques, Tetrapod, etc.). Hudson (1959) ya planteó dudas sobre la equivalencia entre H y H_s

considerando la irregularidad del oleaje real. El SPM (1975) propuso $H=H_{1/3}=H_s$ y una década después, el SPM (1984) sugería utilizar $H=H_{1/10}=1.27 H_s$, con una tabla de K_D similar. Como señalan Copeiro y García-Campos (2008), el manual americano impuso un coeficiente de seguridad implícito adicional que duplicaba los pesos de las piezas obtenidos de la Ecuación (1) para diques sin limitación de fondo.

Resulta evidente que la Ecuación (2) no considera variables como la duración de los temporales, el periodo del oleaje, la permeabilidad de las capas granulares ni otros factores relevantes indicados por Vidal y otros (1994); sin embargo, la Ecuación (2) se sigue utilizando en todo el mundo para realizar diseños preliminares y comparar costes de diques protegidos con diferentes tipos de piezas. Está tan extendida en la práctica el uso de la ecuación de Hudson generalizada que se dan incluso valores de K_D para mantos monocapa de piezas trabadas (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) que tienen menor estabilidad para taludes más suaves en contraposición al comportamiento de las piezas que resisten por gravedad cuyo comportamiento está razonablemente bien descrito por la ecuación de Hudson (mayor estabilidad para taludes más suaves). Además de utilizar la Ecuación (2) para todo tipo de mantos, se suelen recomendar valores de coeficientes de estabilidad (K_D) para el diseño de diques sin explicitar los coeficientes de seguridad implícitos de la recomendación. Como señalan Medina and Gómez-Martín (2012), resulta imperativo explicitar los coeficientes de seguridad a Inicio de Destrucción (IDe) asociados a los K_D que se recomiendan para evitar la confusión que se puede ocasionar al utilizar la misma Ecuación (2) en el diseño de diques protegidos con mantos monocapa y bicapa, mantos con piezas trabadas y otras que resisten por gravedad. El diseño de diques rompeolas con la ecuación de Hudson generalizada, extendido por el mundo, parece sencillo de aplicar pero contiene serias lagunas y restricciones implícitas que pueden dar lugar a errores interpretación importante en aplicaciones concretas.

Métodos probabilistas (Nivel II y Nivel III)

El fallo del dique de Sines en 1978 junto con otros (Arzew el Djedid (1980), Trípoli (1981), San Ciprián (1984), etc.) en los años siguientes desencadenó procesos de revisión de las técnicas de diseño de diques en todo el mundo. Uno de los planteamientos de diseño nuevos consistió en aplicar técnicas de diseño probabilistas de carácter general. Así pues, Mol *et al.* (1983) analiza el fallo del dique de Sines desde un punto de vista probabilista a Nivel I (cuasi-probabilista), Nivel II (probabilista) y Nivel III (totalmente probabilista), para destacar la necesidad de diseñar los grandes diques a Nivel II y tener así una descripción probabilista mucho mejor de la respuesta estructural. En pocos años, el planteamiento probabilista del diseño de diques se extendió entre los investigadores y técnicos de mayor nivel por su potencia y coherencia conceptual. El CIRIA/CUR (1991) y el PIANC (1992) plantean la necesidad de los diseños probabilistas y dan ejemplos de aplicación de Nivel II al diseño de diques rompeolas. En España, la ROM 0.0 (2001) plantea con claridad la necesidad de diseñar a Nivel II o Nivel III los diques rompeolas con gran impacto económico, social o ambiental.

A pesar de la solidez conceptual de los diseños probabilistas, cuya idoneidad parece evidente desde hace tres décadas, la realidad en la práctica es que muy pocos diques se diseñan con técnicas probabilísticas y cuando se aplican estas técnicas suelen utilizarse como procedimientos secundarios en el diseño, normalmente para realizar una comprobación probabilista de un diseño realizado con un método de Nivel I (coeficientes de seguridad). Después de tres décadas, el escaso número de aplicaciones prácticas directas de los métodos de diseño probabilistas (Nivel II y Nivel III) en el mundo puede explicarse por la existencia de una proporción muy pequeña de ingenieros relevantes en la práctica que se sienten cómodos trabajando con métodos probabilistas. La realidad señala que la mayoría de los ingenieros que actúan y deciden a nivel práctico se sienten seguros trabajando con métodos deterministas y cuasi-probabilistas (Nivel I) y con fórmulas de cálculo sencillas como la Ecuación (2).

Fórmulas empíricas multiparamétricas (Van der Meer, 1988)

En 1988, Van der Meer realiza una serie de publicaciones en revistas y congresos que van a tener un impacto científico y técnico relevante durante décadas. Aunque se había realizado y asimilado un considerable volumen de nuevos ensayos físicos a escala reducida con oleaje irregular que cubría un amplio rango (desde playas de gravas a diques rompeolas convencionales) y se integraron algunos conceptos eficaces utilizados por otros investigadores (número de estabilidad, diámetro nominal, daño adimensional, etc.), lo que provocó mayor impacto fue la popularización de formulaciones empíricas multiparamétricas para

presentar los resultados experimentales. La metodología era simple: fijadas las variables y parámetros que influían o podían influir en la estabilidad hidráulica del manto, se realizaban una serie de experimentos en los que se pudiera discriminar su influencia de algún modo y, una vez obtenidos los resultados, se postulaba sin justificación una ecuación multiparamétrica para considerar explícitamente su influencia y se ajustaban los parámetros a las observaciones experimentales. La Ecuación (3) de Van der Meer (1988a) para diques de escollera tiene ocho parámetros (6.2, 1.0, 0.5, 0.2, 0.1, -0.13, -0.18, -0.5) que contrasta con la fórmula simple de Hudson generalizada de solo dos parámetros: $1/3$ y $K_D=4.0$.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \max\left(\left[6.2P^{0.18}S^{0.2}N^{0.1}Ir^{-0.5}\right], \left[1.0P^{-0.13}S^{0.2}N^{0.1}Ir^P(\cot\alpha)^{0.5}\right]\right) \quad (3)$$

donde $D_{n50}=(W_{50}/\gamma_r)$ es el lado del cubo equivalente o diámetro nominal de la mediana de pesos de la escollera, P es la permeabilidad nominal del núcleo, S es el daño adimensional del manto, Ir es el número de Iribarren calculado con la altura de ola significativa y el periodo medio, N es el número de olas y α es el ángulo del talud con la horizontal. Esta formulación doble se refiere al número de estabilidad medio; los coeficientes 6.2 (“*plunging waves*”) y 1.0 (“*surging waves*”) tienen una desviación típica de 1.0 y 0.08 respectivamente. Dado que se asignaron subjetivamente los valores de permeabilidad $P=0.1, 0.4, 0.5$ y 0.6 a cuatro modelos diferentes, desde núcleo impermeable ($P=0.1$) a núcleo y filtros con el mismo tamaño de piedra que el manto ($P=0.6$), la aplicación de la Ecuación (3) a un caso específico tendrá casi siempre una componente subjetiva en la determinación de la variable P. Las fórmulas “*ad hoc*” de Van der Meer (1988b) para mantos de cubos, Tetrapod y Accropode tienen estructuras y parámetros distintos. Estas fórmulas empíricas multiparamétricas y otras muchas posteriores no tienden a converger debido a las diferentes formulaciones y parámetros que se obtiene en cada aplicación.

La metodología descrita anteriormente para generar fórmulas empíricas multiparamétricas es sencilla de aplicar en los procesos de investigación habituales y es aparentemente fácil de aplicar a los casos prácticos, utilizando más variables y parámetros que la fórmula de Hudson generalizada. Estas dos ventajas pueden explicar la gran popularidad que tuvieron las fórmulas iniciales de Van der Meer (1988a y 1988b) tanto entre investigadores como entre los ingenieros que diseñaban diques en la práctica. Esta metodología ha sido aplicada reiteradamente por Van der Meer y otros muchos investigadores a multitud de problemas específicos de diseño de diques (berma de pie, cota de coronación, etc.). Hay que señalar que esta forma de investigar problemas que se pueden estudiar con ensayos físicos a escala reducida, permite dar fácilmente una solución práctica “*ad hoc*” a costa de perder generalidad. En la actualidad, el campo técnico y científico de los diques en talud tiene una multitud de fórmulas empíricas multiparamétricas de diversos autores con estructuras y parámetros distintos y, sobre todo, con restricciones de uso diferentes para estudiar los diversos aspectos de diseño (estabilidad hidráulica del manto y la berma de pie, rebase de la estructura, etc.). No parece que esta tendencia vaya a cambiar en un futuro próximo.

Otro tema controvertido es la aplicabilidad de todas las fórmulas anteriores a la evaluación de la estabilidad en estados de mar cuya distribución no se aproxima a la de Rayleigh, lo que ocurre en el caso de diques en profundidades que limitan por rotura la altura de las mayores olas. Van der Meer (1988) ya abordó este tema, proponiendo la utilización de $H_{2\%}$ en vez de H_s (y modificando en la relación $H_{2\%}/H_s$ de Rayleigh los coeficientes de sus fórmulas), pero sin comprobación experimental. Más adelante, van Gent *et al.* (2003) demostró experimentalmente que añadiendo un término del tipo $(H_{2\%}/H_s)$ se podía tener en cuenta el efecto de la rotura frente al dique en la estabilidad. Melby y Huges (2004) formularon el daño en términos del flujo máximo de cantidad de movimiento promediado en profundidad y en una longitud de onda, M_{fmax} y más adelante, Melby y Kobayashi (2011) desarrollaron un nuevo modelo de progresión de daño basado en M_{fmax} . Vidal *et al.* (2006) modificaron la formulación de Van der Meer (1988) para tener en cuenta tanto el efecto del número de olas como de las distribuciones de altura de ola no-Rayleigh en la estabilidad. Para ello propusieron la formulación del n° de estabilidad con H_{50} (altura media de las 50 mayores olas que alcanzan el dique en el periodo de tiempo en que se evalúa la estabilidad). Recientemente, Etemad-Shahidi y Bali (2011) han utilizado la base de datos de Van der Meer (1988) para reformular una nueva expresión paramétrica para N_{s50} (solo para diques de escolleras) con menor dispersión que la Ecuación (3).

Las fórmulas empíricas multiparamétricas asociadas a modelos probabilistas sencillos que midan la incertidumbre de los parámetros que usan y las estimaciones que dan, más una clara identificación del rango de aplicación de cada fórmula, parece una forma de razonable de mejorar la aplicación directa de la fórmula de Hudson generalizada. Sin embargo, este planteamiento pragmático a corto plazo dista mucho de alcanzar la teoría unificada que se desea para estudiar la estabilidad de todos los tipos de diques.

MANTOS MONOCAPI Y BICAPI PARA LOS DIQUES ROMPEOLAS

En paralelo a los avances en los métodos de diseño y las investigaciones sobre la respuesta estructural de los diques en talud, es necesario destacar los diversos conceptos de mantos de diques, de las piezas para el manto y el desarrollo de nuevas técnicas constructivas y de control de obra que cambian desde la base la concepción misma de lo que se considera un dique en talud. Atendiendo solo a los diques no rebasables o con poco rebase, se han propuesto modificaciones de la forma del manto (diques en S diques en D), en el volumen del manto (diques berma) y otros con escasa extensión en aplicaciones reales. Sin embargo, hay tres cambios tecnológicos que sí han generado muchas aplicaciones prácticas: las piezas especiales, los mantos monocapa y los diques berma islandeses.

Piezas especiales

Además del bloque cúbico o paralelepípedo tradicional (ver Grau, 2008), desde la aparición del Tetrapod en 1950, se han inventado decenas de piezas especiales de hormigón para construir los mantos principales de los diques rompeolas. Cada forma geométrica tiene unas características diferenciadas que le proporciona unas propiedades particulares que les confieren ventajas o desventajas respecto de otras piezas alternativas. El objetivo último de las piezas especiales es reducir sobre todo los costes de construcción del dique, pero también los costes de mantenimiento y la huella energética y del carbono generada; el consumo de hormigón, asociado al espesor y la porosidad del manto, será el principal factor a considerar. Además del consumo de hormigón, es muy relevante la calidad del hormigón exigible (resistencia a tracción) ya que las piezas esbeltas de gran tamaño pueden romperse de forma frágil con relativa facilidad; otros factores a considerar son el calor de hidratación, la fabricación y acopio (coste de encofrados y superficie del parque de bloques), la manipulación y colocación en el talud (eslingas o pinzas de presión), el posible armado de piezas esbeltas, la forma de colocación (aleatorio, trabado, etc.) y otros factores.

Las piezas especiales de hormigón para el manto pueden clasificarse atendiendo a dos características fundamentales: la robustez de la pieza y la forma de colocación. Existen dos tipos fundamentales de piezas según su robustez: las masivas de tipo cúbico o similar y las esbeltas; las piezas masivas se pueden construir con tamaños muy grandes ($W[t]=150$) usando hormigones normales, se pueden acopiar en múltiples alturas y manipular con pinzas de presión. Las piezas esbeltas tienen riesgo de rotura y, por consiguiente, deben armarse o debe limitarse el tamaño dependiendo de la resistencia a tracción del hormigón que se use, no se deben acopiar en múltiples alturas y se suelen manejar con eslingas. Finalmente, existen cuatro formas fundamentales de colocación: aleatoria, orientada, trabada y concertada; cada forma de colocación exige unas condiciones marítimas de trabajo más o menos exigentes, con o sin apoyo de buzos y sistemas de guiado bajo el agua. Entre las piezas masivas se pueden destacar los cubos, paralelepípedos, cubos Antifer y cubos modificados que pueden colocarse aleatoriamente o con una cierta orientación (bicapa) y de forma concertada (monocapa) en forma de mosaico; los Cubípodos son también piezas masivas pero solo se pueden colocar de forma aleatoria (monocapa o bicapa). Entre las piezas esbeltas (ver Medina y Gómez-Martín, 2012), podemos destacar Tetrapod y Dolos (hormigón armado o en masa) que suelen colocarse con una cierta orientación en mantos bicapa y las piezas Accropode, Core-Loc y Xbloc que se colocan trabadas o con determinada orientación en mantos monocapa. Existen además otras piezas como Haro y Seabee pensadas para ser colocadas de forma concertada (monocapa), en seco o con excelentes condiciones marítimas de colocación.

Mantos monocapa

Existen dos tipos fundamentales de mantos de protección de diques en talud: los mantos monocapa y los bicapa; los primeros están constituidos por una sola capa de piezas y suelen consumir entre el 30% y el 80% del hormigón que consume un manto bicapa convencional de bloques cúbicos en condiciones similares (ver Corredor *et al.*, 2013). Desde hace mucho tiempo, construyendo en seco o en condiciones marítimas excelentes, existía la posibilidad de construir mantos monocapa con piezas concertadas (forma rectangular, hexagonal, etc.) en forma de mosaico; sin embargo, la invención del Accropode en 1980 y otras posteriores (Core-Loc, Ecopode, Xbloc, Cubipod, etc.) permiten la construcción de mantos monocapa en condiciones marítimas similares a las de los diques con mantos bicapa convencionales. Estos mantos monocapa constituidos por piezas especiales de hormigón en masa, que se colocan trabadas, orientadas o de forma aleatoria siguiendo una malla de colocación prefijada, se han construido a

cientos por todo el mundo (sobre todo usando piezas Accropode y Core-Loc). Comparados con estos mantos monocapa, los mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos o paralelepípedicos consumen aproximadamente el triple del hormigón necesario; por consiguiente, aunque los encofrados y otros factores de la construcción son más caros, el manto convencional de bloques cúbicos no es competitivo en muchos casos frente al manto monocapa. De acuerdo con Dupray and Roberts (2009), la Figura 1 muestra la evolución de la segunda generación de piezas especiales de hormigón que permiten la construcción de mantos monocapa. Hay que tener presente que el GPS diferencial instalado en la cabeza de las grúas y los sistemas de ayuda y control de construcción actuales son muy diferentes de los existentes hace años, haciendo posible una precisión en la colocación de bloques que era impensable antes de aparecer en el mercado la primera pieza especial para construir mantos monocapa.



Figura 1 | Piezas especiales de hormigón en masa para construir mantos monocapa.

Aunque todos los mantos monocapa tienen la característica del bajo consumo de hormigón, las diferentes piezas imponen restricciones logísticas y de uso muy diferentes. Por ejemplo, las piezas Accropode, Core-Loc, Accropode II y Xbloc son piezas relativamente esbeltas que resisten fundamentalmente por trabazón; se les suele exigir un hormigón de resistencia característica a tracción $f_{ct,k} > 3.5$ MPa para las piezas menor tamaño, $f_{ct,k} > 4.5$ MPa para las grandes y están desaconsejadas para tamaños muy grandes ($W[t] > 50$). Además, para garantizar la trabazón hay que seguir unos procedimientos estrictos de colocación (ver Paulsen y Wareing, 2009). Por el contrario, el Cubípodo es una pieza masiva (ver Medina *et al.*, 2011) que se coloca aleatoriamente siguiendo una malla de diamante convencional, no tiene limitaciones de tamaño y sus requerimientos logísticos son similares a los del bloque cúbico convencional (dos puestas/día, acopio en múltiples alturas, pinzas de presión, etc.). En consecuencia, las piezas disponibles en la actualidad permiten proteger con mantos monocapa todos los diques que en la actualidad utilizan mantos bicapa; la optimización económica, logística y de impacto ambiental determinará la mejor opción en cada caso. En general, la opción monocapa es la que tiene menos coste económico y ambiental; sin embargo, si el control de obra es deficiente, se esperan grandes asientos diferenciales o existe una gran incertidumbre sobre las variables de diseño, un manto bicapa puede ser la mejor opción (ver Corredor *et al.*, 2013).

La coexistencia de mantos monocapa y bicapa, de piezas que resisten por trabazón y otras por gravedad, colocaciones aleatorias y concertadas y otras diferencias sustanciales que afectan el coste de la obra y su respuesta estructural, obligan a replantearse la idea del diseño a Inicio de Averías (IDa) que suele considerarse implícito con el uso de la Ecuación (2). Es necesario resaltar que el diseño de diques debe plantearse al nivel de daño correspondiente al Inicio de Destrucción (IDe), que es el común a todo tipo de mantos. En efecto, los mantos bicapa de piezas masivas colocadas aleatoriamente tienen un $N_s(\text{IDa}) \ll N_s(\text{IDe})$; por el contrario, los mantos monocapa de piezas trabadas tiene un $N_s(\text{IDa})$ solo ligeramente inferior o igual a $N_s(\text{IDe})$. Para comparar el diseño de diques protegidos con diferentes mantos es imprescindible fijar como límite último el Inicio de Destrucción (IDe) y llevar sistemáticamente los ensayos físicos hasta la Destrucción (De). Para la fase preliminar de diseño y comparación de alternativas, debe ser la distribución de $N_s(\text{IDe})$ y los coeficientes de seguridad explícitos recomendados (ver Medina y Gómez-Martín, 2012) los elementos principales a tener en cuenta.

Diques berma islandeses

Con el aumento de la potencia de los equipos de movimientos de tierras, en la década de los 80 surgió el concepto de “diques berma estables dinámicamente”, constituido por un núcleo de piedra pequeña y una berma de piedras grandes. De alguna forma, se trataba de volver a los diques de la antigüedad (solo dos tamaños de piedra) pero con medios de construcción muy potentes. Los modelos a escala reducida se comportaron bien pero varias de las pocas aplicaciones prácticas que se realizaron acabaron en fallos graves; este tipo de diques acabaron irónicamente denominados “diques berma inestables dinámicamente” porque el principal defecto a largo plazo era un transporte de piedras longitudinal a lo largo del dique, que se comportaba como una playa de bolos en lugar de comportarse como un dique convencional sin movimientos apreciables. Además, se producía rotura i redondeo de las piedras con la consiguiente reducción de estabilidad hidráulica. Sin embargo, la variante islandesa de los diques berma “a medida” sí se comportó bien y se han construido decenas de diques por el mundo con posterioridad (ver Sigurdarson y Van der Meer, 2013).

El dique berma islandés típico se construye exclusivamente de piedra y tiene su aplicación idónea en lugares remotos que disponen de excelentes canteras donde se pueden obtener con relativa facilidad cantidades apreciables de piedras de gran tamaño (hasta 20t a 30t). El dique berma islandés se estudia en el laboratorio a escala reducida para cada caso particular con objeto de optimizar la cantera o canteras que son accesibles en la zona; si se dispone de piedras de gran tamaño, se divide la sección en zonas con diferentes clases de escollera, que se asigna a cada parte del dique según las solicitudes. La piedra de gran tamaño suele reservarse para una pequeña zona superior frontal en forma de berma. Este tipo de diques se han construido sobre todo en Islandia, Noruega, Australia y otros lugares donde el hormigón es caro y la piedra se puede conseguir y mover con facilidad; no parece una opción ventajosa para España que tiene un hormigón barato, dificultad de acceso a canteras y piedras no muy grandes (hasta 4t-6t) en muchos tramos de costa; como un caso especial, puede mencionarse que en la costa guipuzcoana existen algunos diques (Orío, Mutriku, etc.) protegidos con grandes bloques de mármol cortados sierra de widia o hilo de diamante.

CONCLUSIONES

De la descripción de la evolución de las técnicas de diseño de los diques en talud y de los avances tecnológicos más relevantes de las últimas décadas se deduce una clara diferencia entre los métodos que los investigadores consideran más relevantes y los que realmente se aplican en la práctica. Desde la publicación de Hudson (1959) existe en la práctica una amplia resistencia, entre la mayoría de los ingenieros proyectistas y constructores de todo el mundo, al abandono de la fórmula de Hudson generalizada y el coeficiente de estabilidad (K_b) como la herramienta fundamental de comparación de alternativas de diseño.

La coexistencia de una amplia variedad de tipos de mantos, piezas y formas de colocación en mantos principales, obliga claramente al abandono del diseño clásico a Inicio de Averías (IDa) suponiendo un cierto margen de seguridad a Destrucción, para centrarse en el diseño a Inicio de Destrucción (IDe) con un margen de seguridad explícito para compensar los efectos de modelo y otras fuentes de incertidumbre entre el modelo ensayado y la obra real. Además, es necesario garantizar una resistencia mínima a tracción del hormigón dependiendo de la esbeltez y tamaño de cada pieza para que se pueda garantizar la integridad estructural de las piezas y que la respuesta del prototipo se asemeje a lo observado a escala reducida.

Para todos los tipos de mantos, piezas y formas de colocación, los ensayos físicos a escala reducida deben alcanzar la destrucción (De) para poder fijar con precisión el punto crítico IDe. Además, es muy importante describir no solo la metodología experimental y el modelo de forma genérica, sino medir con detalle porosidades y colocación de las piezas del manto que deben ser concordantes con un prototipo que se pueda construir en la realidad en las condiciones de obra existentes.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la financiación proporcionada por el *Ministerio de Economía y Competitividad* y FEDER (BIA2012-33967).

REFERENCIAS

- Bruun, P. 1979. Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 2, 261-273. doi:10.1016/0378-3839(78)90023-6
- 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.
- Copeiro, E., García-Campos, M.A. 2008. *Diques de Escollera*. Ed. Díaz de Santos, Madrid, España, 369 p.
- Corredor, A., Santos, M., Peña, E., Maciñeira, E., Gómez-Martín, M.E., Medina J.R. 2013. Designing and constructing Cubipod armored breakwaters in the ports of Malaga and Punta Langosteira (Spain). *Proceedings of Coasts, Marine Structures and Breakwaters, 2013*, September 18-20, Edinburgh, UK, Institution of Civil Engineers (ICE), (in press).
- Dupray, S., Roberts, J. 2009. Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. *Proceedings of Coasts, Marine Structures and Breakwaters, 2009*, ICE, Thomas Telford Ltd., Vol 1, 260-271, 298-299.
- Etemad-Shahidi, A., Bali, M. 2011. Stability of rubble-mound breakwater using H_{50} wave height parameter. *Coastal Engineering*, 59(1), 38-45. doi:10.1016/j.coastaleng.2011.07.002
- Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R. 2014. Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 140(1), 100-108. doi:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000223
- 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.
- Hudson, R.Y. 1959. Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE*, 85, 93-121.
- Iribarren, R. 1938. *Una fórmula para el cálculo de diques de escollera*. Ed. M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipúzcoa, España.
- Losada, M.A., 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.
- Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A. 1979. The joint influence of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters in relation to Iribarren's number. *Coastal Engineering*, 3, 77-96. doi:10.1016/0378-3839(79)90011-5
- Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A. 1981. An approximation to the failure probability of maritime structures under sea state. *Coastal Engineering*, 5, 147-157. doi:10.1016/0378-3839(81)90012-0
- Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A. 1982. Mound breakwaters under oblique wave attack; a working hypothesis. *Coastal Engineering*, 6(1), 83-92. doi:10.1016/0378-3839(82)90017-5
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M. 2011. Prototype drop tests of cube and Cubipod armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 137(2), 54-63. doi:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000064
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E. 2012. K_D and safety factors of concrete armor units. *Proceedings of the 33 International Conference on Coastal Engineering*, July 2-6, Santander, España, ASCE, 33(2012), structures.29.
- Melby, J.A., Hughes, S.A. 2004. Armor stability based on wave momentum flux. *Proc. of Coastal Structures 2003*, ASCE, Reston, VA, USA. doi:10.1061/40733(147)5
- Melby, J.A., Kobayashi, N. 2011. Stone Armor Damage Initiation and Progression Based on Maximum Wave Momentum Flux. *Journal of Coastal Research*, 27(1), 110-119. doi:10.2112/JCOASTRES-D-09-00122.1

- Mol, A., Ligteringen, H., Paape, A. 1983. Risk analysis in breakwater design. *Proceedings of Breakwaters: Design and Construction*, May 4-6, Institution of Civil Engineers (ICE), London, UK, 81-86.
- Negro, V., Varela, O. 2008. *Diseño de Diques Rompeolas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 420 p.
- Paulsen, J., Wareing, A. 2009. An overview of the construction of the Core-loc armoured breakwater at Newbiggin-by-the-Sea, Northumberland. *Proceedings of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Septiembre 16-18, Edinburgh, UK, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., Vol. 1, 412-424+460-461.
- PIANC. 1992. *Analysis of Rubble Mound Breakwaters*. Report of Working Group n° 12, Supplement to Bulletin n° 78/79 (1992), Permanent International Association of Navigation Congresses, PIANC-AIPCN.
- ROM 0.0. 2001. *General procedure and requirements in the design of harbor and maritime structures (Part 1)*. Project Development Miguel A. Losada. Puertos del Estado, Madrid, Spain.
- SPM. 1975. Shore Protection Manual (2 edition), U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia, USA.
- Sigurdarson, S., Van der Meer, J. 2013. Design of berm breakwaters: Recession, overtopping and reflection. *Proceedings of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2013*, Septiembre 18-20, Edinburgh, UK, Institution of Civil Engineers (ICE), (in press).
- Van der Meer, J.W. 1988a. Deterministic and probabilistic desing of breakwater armor layers. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 114(1), 66-80. doi:10.1061/(ASCE)0733-950X(1988)114:1(66)
- Van der Meer, J.W. 1988b. Stability of cubes, tetrapodes and Accropodes. *Proceedings of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 1988*, ICE, Thomas Telford Ltd., 71-80.
- Van Gent, M.R.A, Smale, A.J., Kuiper, C., 2003. Stability of rock slopes with shallow foreshores. *Proceedings of Coastal Structures 2003*. Portland, Oregon, USA, 100-112.
- Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R. 1991. Stability of mound breakwaters' head and trunk. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 117(6), 570-587. doi:10.1061/(ASCE)0733-950X(1991)117:6(570)
- Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., Losada, I. 1994. Análisis de la estabilidad de diques rompeolas. *Ingeniería del Agua*, 1(1), 17-34.
- Vidal, C., Medina, R., Lomónaco, P. 2006. Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 53(9), 711-722. doi:10.1016/j.coastaleng.2006.02.007