



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURA DE LOS TRANSPORTES

---

TESIS DOCTORAL

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE AVERÍAS EN EL MANTO  
PRINCIPAL DE DIQUES EN TALUD FORMADO POR  
ESCOLLERAS, CUBOS Y CUBÍPODOS

AUTORA  
M. Esther GÓMEZ MARTÍN

DIRECTOR  
Dr. D. Josep R. MEDINA FOLGADO

VALENCIA, octubre de 2015



*O bien hallaremos un camino, o bien lo haremos*

Anibal (Cartago, 247 a.C. - 183 a.C.)



# Agradecimientos

Son muchas las personas que me vienen a la mente en este esperado momento, pero sobre todo hay dos a las que les dedico este trabajo, son mis pequeños príncipes, Nacho y Guille, por las horas que les he quitado para dedicarme a su otro hermano, el de hormigón, ese Cubípodo que ha dado tantas alegrías como trabajo.

Durante todos estos años han sido muchos los que de una manera u otra han sido partícipes de esta tesis, ayudándome, aconsejándome y apoyándome, a todos ellos les agradezco estar escribiendo estas líneas.

A Tato, Nacho y Guille, por todas las horas que no os he dedicado y que habéis sabido aceptar sin dudar, os quiero.

A mi padre, por su pasión por las obras, sobre todo las marítimas, la cual me inculcó sin quererlo desde pequeña.

A mi madre, por su ayuda en el día a día y por ser una abuela fantástica, igual de fantástica que mi querida abuela, que con su fuerza, sigue cuidando de todos nosotros desde su rincón del cielo.

A mis hermanos, cuñados, sobrinos y resto de familia, por su apoyo incondicional.

A mis amigos, Cristina, Anna, Gloria, Luichi, Ximo, Ana, M. Paz,... por serlo, y por los ánimos para finalizar este trabajo; y por supuesto, a Nacho, por recordarme cada día que tenía una tarea pendiente y que siempre contaré contigo.

A mis compañeros de trabajo y amigos del LPC, Ana, Pepe, Joaquín, Miguel, Noelia, Julio, Mauro, Jose, Oscar, Liesbet, Guillermo, Román, Roser, Eva, César, Vicente, Jorge, Mapi, Enrique,... por vuestra ayuda.

A Moisés, Rafael y Antonio, por su confianza y pasión en el Cubípodo.

A Josep, mi director de tesis y amigo, por haberme permitido ser partícipe de esta aventura que ha llegado a buen puerto y que promete llegar a más. Gracias por tus consejos, ayuda, disponibilidad y sobre todo por tu confianza.



# Resumen

El manto principal de los diques en talud, constituido por escollera de gran tamaño o elementos prefabricados de hormigón, es la parte del dique que debe resistir las acciones generadas por las olas rompiendo sobre el talud durante los grandes temporales. Esta tesis doctoral se centra en el estudio de la estabilidad hidráulica del manto principal de los diques en talud protegidos con escolleras, cubos y Cubípodos, un nuevo elemento de escollera artificial.

La compactación heterogénea del manto se identifica como un nuevo modo de fallo fundamental del manto principal de los diques en talud. Este nuevo mecanismo se debe considerar junto con la extracción y deslizamiento de piezas cuando se estudia la erosión del manto principal. Por ello, se establece el método de la Malla Virtual para obtener el daño adimensional del manto, el cual considera conjuntamente todos los modos de fallo.

Para dar respuesta al problema del adoquinamiento en mantos bicapa de bloques cúbicos, la tesis define un nuevo elemento de escollera artificial, el Cubípodo. Esta nueva pieza de forma básica cúbica o paralelepípedica con una o varias protuberancias en sus caras permite resolver los problemas de adoquinamiento y baja estabilidad hidráulica del cubo, pero manteniendo sus ventajas, como la elevada resistencia estructural y la facilidad de fabricación, acopio y colocación en obra. Así mismo, se presenta una nueva clasificación de las piezas especiales de hormigón utilizadas en mantos de diques respecto de su resistencia estructural y número de capas. Esta nueva clasificación introduce el concepto de colocación orientada y específica, además de la colocación aleatoria y uniforme comúnmente consideradas.

El cuerpo central de la tesis presenta los ensayos bidimensionales de estabilidad hidráulica realizados con tres tipos de elementos: escolleras bicapa, cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa. Los modelos se han ensayado sin limitación de fondo, sin rebase y manteniendo constante el número de Iribarren, aumentando la altura de ola progresivamente hasta alcanzar el Inicio de Destrucción del manto.

Los resultados obtenidos permiten establecer, calibrar y validar un modelo exponencial de progresión de daños válido en condiciones estacionarias y no estacionarias para mantos de escolleras y cubos bicapa. Además, se completa el análisis comparando la estabilidad de mantos de cubos y Cubípodos. La estabilidad hidráulica es mucho mayor en el caso de mantos bicapa de Cubípodos que monocapa, los cuales tienen a su vez mayor estabilidad hidráulica que los mantos convencionales de cubos bicapa.



# Resum

El mantell principal dels dics en talús, constituït per escullera de grans dimensions o elements prefabricats de formigó, és la part del dic que ha de resistir les accions generades per les ones trencant sobre el talús durant els grans temporals. Esta tesi doctoral se centra en l'estudi de l'estabilitat hidràulica del mantell principal dels dics en talús protegits amb esculleres, cubs i Cubípodes, un nou element d'escullera artificial.

La Compactació Heterogènia del mantell s'identifica com una nova manera de fallada fonamental del mantell principal de dics en talús. Este nou mecanisme s'ha de considerar juntament amb l'extracció i lliscament de peces quan s'estudia l'erosió del mantell principal. Per això, s'estableix el mètode de la Malla Virtual per obtenir el dany adimensional del mantell, el qual considera conjuntament totes les formes de fallada.

Per donar resposta al problema de l'adoquinat en mantells bicapa de blocs cúbics, la tesi defineix un nou element d'escullera artificial, el Cubípode. Esta nova peça de forma bàsica cúbica o paral·lelepípedica amb una o diverses protuberàncies en les seves cares permet resoldre els problemes de l'adoquinat i baixa estabilitat hidràulica del cub, però mantenint els seus avantatges, com l'elevada resistència estructural i la facilitat de fabricació, apilament i col·locació en obra. Així mateix, es presenta una nova classificació de les peces especials de formigó utilitzades en mantells de dics respecte de la seva resistència estructural i nombre de capes. Esta nova classificació introdueix el concepte de col·locació orientada i específica, a més de la col·locació aleatòria i uniforme comunament considerada.

La part central de la tesi presenta els assajos bidimensionals d'estabilitat hidràulica realitzats amb tres tipus d'elements: esculleres bicapa, cubs bicapa i Cubípodes monocapa i bicapa. Els models s'han assajat sense limitació de fons, sense ultrapassament i mantenint constant el nombre d'Iribarren, augmentant l'alçada d'ona progressivament fins a aconseguir l'Inici de Destrucció del mantell.

Els resultats obtinguts permeten establir, calibrar i validar un model exponencial de progressió de danys vàlid en condicions estacionàries y no estacionàries, per a mantells d'esculleres i cubs bicapa. A més, es completa l'anàlisi comparant l'estabilitat de cubs i Cubípodes. L'estabilitat hidràulica és molt major en el cas de mantells bicapa de Cubípodes que monocapa, els quals tenen a més major estabilitat hidràulica que els mantells convencionals de cubs bicapa.

# Abstract

The armor layer of mound breakwaters, made of large quarry-stone or precast concrete units, must withstand the forces generated by waves breaking on the slope during wave storms. This PhD focuses on the hydraulic stability of mound breakwaters armored with quarry-stones, cubes and the new armor unit, Cubipod.

The Heterogeneous Packing (HeP) is identified as a new essential failure mode of breakwater armors. When the armor erosion is being studied, HeP should be considered together with the armor unit extraction and sliding as a whole. The Virtual Net method was established to measure the dimensionless armor damage; this method takes into account the three failure modes.

In order to solve the face-to-face coupling between units undergone by cube armors, a new concrete armor unit, Cubipod, is described in this PhD. This new armor unit has a basic cubic or parallelepiped shape, characterized by one or more protrusions on its faces, and these features solve the face-to-face fitting problems. Cubipod armors show higher hydraulic stability than cube armors, but maintain their advantages, such as the high structural strength and the easy production, stacking and placing in prototypes. Likewise, a new concrete armor unit classification is developed in terms of their structural strength and number of layers. This new classification introduces the concept of oriented and specific placement in addition to the random and uniform placement, commonly considered.

This study shows the two-dimensional hydraulic stability tests carried out with three types of armor units: double-layer quarry-stones, double-layer cubes and single- and double-layer Cubipods. The models were tested under non-breaking and non-overtopping conditions; regular and irregular wave trains, with increasing wave height with a constant Iribarren number, were generated from no damage to Initiation of Destruction.

The test results were used to calibrate and validate the wave-to-wave exponential model to estimate armor damage progression on double-layer quarry-stone and

cube mound breakwaters, and this model is applicable to stationary and non-stationary wave conditions. Moreover, a comparison of the stability of cube and Cubipod armors completes the analysis. The hydraulic stability was higher for double-layer Cubipod armor than for single-layer Cubipod armor, which had a higher hydraulic stability than conventional double-layer cube armor.

---

## ÍNDICE GENERAL

Agradecimientos

Resumen

Resum

Abstract

Índice general

Índice

Índice de figuras

Índice de tablas

Notación

CAPÍTULO I. Introducción .....	25
CAPÍTULO II. Estabilidad hidráulica de diques en talud.....	31
CAPÍTULO III. Estabilidad hidráulica del manto principal de diques de escollera natural .....	75
CAPÍTULO IV. Estabilidad hidráulica del manto principal de cubos y Cubípodos ..	149
CAPÍTULO V. Conclusiones.....	221
Referencias .....	229
Anejo 1. Publicaciones relacionadas con la tesis .....	241
Anejo 2. Patente relacionada con la tesis .....	315



---

## ÍNDICE

I Introducción .....	25
I.1. Motivación de la investigación. ....	27
I.2. Objetivos. ....	28
I.3. Estructura de la tesis. ....	28
II Estabilidad hidráulica de diques en talud .....	31
II.1. Introducción. ....	31
II.2. Antecedentes.....	32
II.3. Daños en el manto principal. ....	40
II.3.1. Introducción.....	40
II.3.2. Modos de fallo del manto principal.....	42
II.3.2.1. Extracción de piezas y deslizamiento global del manto. ...	43
II.3.2.2. Compactación heterogénea del manto. ....	44
II.3.3. Niveles de avería del manto.....	47
II.3.3.1. Niveles de Avería en mantos bicapa.....	47
II.3.3.2. Niveles de avería en mantos monocapa .....	49
II.3.4. Determinación de la avería del manto.....	49
II.4. Piezas especiales para mantos de diques en talud.....	54
II.4.1. Introducción.....	54
II.4.2. El Cubípodo: elemento para mantos monocapa y bicapa de diques en talud. ....	56
II.4.2.1. Motivación.....	57
II.4.2.2. Concepto. ....	58
II.4.2.3. Descripción. ....	59
II.4.2.4. Aspectos innovadores y ventajas. ....	60
II.4.3. Clasificación de las piezas especiales.....	65
II.4.4. Piezas para mantos bicapa y monocapa. ....	71
II.5. Conclusiones.....	72

III Estabilidad hidráulica del manto principal de diques de escollera natural ....	75
III.1. Introducción.....	75
III.2. Metodología experimental. ....	77
III.2.1. Descripción del canal de oleaje del LPC-UPV.....	77
III.2.2. Modelación a escala del dique en talud. ....	79
III.2.2.1. Construcción del modelo.....	80
III.2.2.2. Instrumentación. ....	83
III.2.3. Ensayos realizados y técnica experimental. ....	85
III.2.3.1. Ensayos realizados con manto bicapa de escollera natural. ....	85
III.2.3.2. Características de los ensayos. ....	87
III.2.3.3. Técnica experimental. ....	88
III.2.4. Separación de oleaje incidente y reflejado.....	89
III.2.4.1. Método LASA (Medina, 2001) .....	89
III.2.4.2. Método LASA-V (Figueres y Medina, 2004). Oleajes no lineales muy peraltados. ....	90
III.2.5. Determinación de la avería del manto.....	92
III.2.5.1. Medida visual .....	92
III.2.5.2. Medida con perfilador mecánico.....	95
III.3. Resultados de los ensayos con escolleras.....	97
III.3.1. Análisis de oleaje incidente y reflejado. ....	97
III.3.1.1. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje regular .....	99
III.3.1.2. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje irregular .....	101
III.3.2. Análisis de averías en el manto de escolleras. ....	104
III.3.2.1. Comparación de los métodos de medición de averías.....	104
III.3.2.2. Funciones de fallo.....	105
III.3.2.2.1. Resultados del análisis de averías en los ensayos con oleaje regular. ....	108
III.3.2.2.2. Resultados del análisis de averías en los ensayos con oleaje irregular. ....	110
III.3.3. Análisis de averías mediante redes neuronales. ....	113
III.3.3.1. Fundamentos de los métodos de inteligencia artificial. ..	113
III.3.3.2. Aplicación de las redes neuronales al modelo estudiado. ....	116



---

III.3.3.2.1. Red Neuronal directa para estimar la avería (oleaje regular).    117	
III.3.3.2.2. Red Neuronal inversa para estimar la altura de ola que produce los diferentes grados de avería (oleaje regular). ..... 123	
III.3.4. Modelo de progresión de daños en el manto principal de escolleras. .... 124	
III.3.4.1. Modelo exponencial de olas individuales. .... 125	
III.3.4.2. Obtención del parámetro daño medio (n50%)..... 126	
III.3.4.3. Aplicación del modelo exponencial de olas individuales.. 129	
III.3.5. Análisis de la variabilidad experimental. .... 138	
III.3.5.1. Medida de la dispersión. .... 139	
III.3.5.1.1. Dispersión en la generación de oleaje irregular. .... 140	
III.3.5.1.2. Dispersión en el daño adimensional observado. .... 141	
III.3.5.1. Intervalos de confianza para las medias poblacionales. .. 143	
III.3.5.1.1. Intervalo de confianza al 95% para la media poblacional de las alturas de ola generadas..... 143	
III.3.5.1.2. Intervalo de confianza al 80% para la media poblacional del daño adimensional. .... 145	
III.4. Conclusiones de los ensayos con escolleras. .... 146	
IV Estabilidad hidráulica del manto principal de cubos y Cubípodos ..... 149	
IV.1. Introducción. .... 149	
IV.2. Metodología experimental. .... 151	
IV.2.1. Ensayos de mantos bicapa de cubos y Cubípodos (LPC-UPV) ..... 151	
IV.2.1.1. Descripción del canal de oleaje y viento del LPC-UPV. ... 151	
IV.2.1.2. Modelación a escala de los diques en talud con manto bicapa de cubos y Cubípodos. .... 151	
IV.2.1.2.1. Construcción de los modelos en LPC-UPV. .... 153	
IV.2.1.2.2. Instrumentación. .... 157	
IV.2.1.3. Ensayos realizados y técnica experimental del LPC-UPV.. 160	
IV.2.1.3.1. Ensayos realizados con cubos y Cubípodos bicapa. ... 160	
IV.2.1.3.2. Características de los ensayos..... 162	
IV.2.1.3.3. Técnica experimental..... 163	
IV.2.2. Ensayos de mantos monocapa y bicapa de Cubípodos (INHA) ..... 165	

---

IV.2.2.1. Descripción del canal de oleaje y viento del INHA. ....	165
IV.2.2.2. Modelación a escala de los diques en talud con manto monocapa y bicapa de Cubípodos.....	167
IV.2.2.2.1. Construcción de los modelos en INHA.....	168
IV.2.2.2.2. Instrumentación. ....	170
IV.2.2.3. Ensayos realizados y técnica experimental del INHA.....	171
IV.2.2.3.1. Ensayos realizados con Cubípodos monocapa y bicapa. 171	
IV.2.2.3.2. Características de los ensayos. ....	173
IV.2.2.3.3. Técnica experimental. ....	173
IV.2.3. Separación de oleaje incidente y reflejado. Método LASA-V. ....	175
IV.2.4. Determinación de la avería del manto .....	175
IV.2.4.1. Medida visual .....	176
IV.2.4.2. Medida con Malla Virtual.....	177
IV.3. Resultados de los ensayos con cubos y Cubípodos. ....	179
IV.3.1. Análisis de oleaje incidente y reflejado. ....	179
IV.3.1.1. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje regular de cubos y Cubípodos bicapa. ....	179
IV.3.1.2. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje irregular de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa. 182	
IV.3.2. Análisis de averías en el manto. ....	186
IV.3.2.1. Comparación de los métodos de medición de averías. ...	186
IV.3.2.2. Funciones de fallo. ....	188
IV.3.2.2.1. Resultados del análisis de averías en los ensayos de cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular UPV. ....	189
IV.3.2.2.2. Resultados del análisis de averías en los ensayos de cubos y Cubípodos con oleaje irregular UPV e INHA. ....	192
IV.3.3. Estudio de averías mediante redes neuronales.....	197
IV.3.3.1. Red Neuronal directa para estimar la avería de mantos bicapa de cubos (oleaje regular).....	198
IV.3.3.2. Red Neuronal inversa para estimar el número de estabilidad asociado a distintos niveles de daño en función del peralte de mantos de cubos bicapa (oleaje irregular).....	201

---

IV.3.3.3. Red Neuronal inversa para estimar el número de estabilidad asociado a distintos niveles de daño en función del peralte de mantos de Cubípodos bicapa (oleaje irregular).....	203
IV.3.4. Modelo de progresión de daños en el manto principal de cubos. ....	206
IV.3.4.1. Obtención del parámetro daño medio (n50%) en cubos. ..	206
IV.3.4.2. Aplicación del modelo exponencial de olas individuales a mantos de cubos bicapa. ....	208
IV.4. Conclusiones de los ensayos con cubos y Cubípodos .....	217
V Conclusiones.....	221
V.1. Síntesis y conclusiones.....	223
V.1.1. Nuevo modo de fallo: compactación heterogénea del manto. Método de la Malla Virtual para determinar el daño adimensional. ....	223
V.1.2. El Cubípodo: un nuevo elemento para la formación de mantos monocapa y bicapa. ....	224
V.1.3. Modelo exponencial de averías para el manto principal. ....	225
V.1.4. Estabilidad hidráulica de cubos y Cubípodos .....	226
V.2. Líneas futuras de investigación. ....	227
Referencias.....	229
Anejo 1. Publicaciones relacionadas con la tesis .....	241
Anejo 2. Patente relacionada con la tesis .....	315



---

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1. Posibles causas de falta de estabilidad (Bruun, 1979). .....	41
Figura II.2. Modos de fallo del manto principal: (a) Cabeceo de piezas, (b) deslizamiento global del manto, (c) Extracción de piezas y (c) Compactación heterogénea del manto (HeP).....	46
Figura II.3. Ejemplo de IA en manto bicapa de Cubípodos.....	48
Figura II.4. Ejemplo de IAI en manto bicapa de Cubípodos. ....	48
Figura II.5. Ejemplo de ID en manto bicapa de Cubípodos.....	48
Figura II.6. Ejemplo de D en manto bicapa de Cubípodos. ....	49
Figura II.7. Evolución de las piezas para el manto principal de diques en talud. ..	55
Figura II.8. Vista 3D del Cubípedo. ....	56
Figura II.9. Ejemplo del proceso de compactación heterogénea del manto bicapa de cubos ( $M[t]=150$ ) en el dique de abrigo de Punta Langosteira (A Coruña). Fuente: <a href="http://www.puertocoruna.com">www.puertocoruna.com</a> .....	58
Figura II.10. Dimensiones principales del Cubípedo. Vista frontal, lateral y superior.....	60
Figura II.11. Doble capa de Cubípodos en el manto de un dique en talud. ....	60
Figura II.12. Adoquinamiento de bloques cúbicos y aleatoriedad de Cubípodos. ..	61
Figura II.13. Características del hormigón a utilizar en la fabricación de Core-loc (CLI, 2009). .....	63
Figura II.14. Manipulación con pinzas de presión de cubos y Cubípodos. ....	63
Figura II.15. Encofrado del Cubípedo de 16t.....	64
Figura II.16. Disposición abierta ( $p\%=50\%$ ) y cerrada ( $p\%=30\%$ ) de almacenamiento de Cubípodos en parque. ....	64
Figura II.17. Parque de almacenamiento de Cubípodos a 5 alturas del Dique de San Andrés (Puerto de Málaga, abril 2012).....	65
Figura II.18. Clasificación de las piezas para el manto principal de diques en talud. ....	67

Figura II.19. Manto principal monocapa de Cubípodos con colocación aleatoria en la primera fase del contradique de Punta Langosteira (A Coruña, 2013). Fuente: Cortesía de SATO S.A. (Grupo OHL).....	69
Figura II.20. Manto principal monocapa de cubos con colocación uniforme en el dique de Boa Vista (Cape Verde, 2014). Fuente: Cortesía de M. Van Gent. ....	70
Figura III.1. Sección longitudinal del canal de oleaje del LPC-UPV con rampa parabólica de disipación de energía (cotas en m). ....	77
Figura III.2. Pala generadora de oleaje del canal del LPC-UPV. ....	78
Figura III.3. Sección del modelo de dique en talud con manto de escollera (cotas en cm). ....	80
Figura III.4. Dibujo de la sección del modelo en el cristal del canal y lechada de cemento en el suelo del canal. ....	81
Figura III.5. Proceso de construcción del dique de escollera natural. ....	82
Figura III.6. Sensores de capacidad colocados en la zona del dique de escollera. .	83
Figura III.7. Disposición de los sensores de nivel en el canal con el modelo de escolleras (cotas en m). ....	84
Figura III.8. Perfilador mecánico obteniendo el perfil central del talud. ....	85
Figura III.9. Onda Stokes-V para diferentes valores de apuntamiento. ....	91
Figura III.10. Histogramas de elementos desplazados. ....	94
Figura III.11. Niveles de Avería en un ensayo con oleaje irregular e $I_r=2.5$ . ....	95
Figura III.12. Erosión producida en una sección tipo. ....	96
Figura III.13. Perfiles mecánicos realizados en cada nivel de avería de un ensayo con oleaje irregular e $I_r=2.5$ . ....	96
Figura III.14. Filtro de transición inicial en ensayo con oleaje regular. ....	97
Figura III.15. Esquema de separación de oleaje incidente y reflejado. ....	98
Figura III.16. Ejemplo de tren incidente y reflejado obtenido en el sensor central del grupo de las proximidades del modelo, en la primera repetición del ensayo con oleaje regular e $I_r=2.5$ ( $H[cm]=9$ ). ....	99
Figura III.17. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos de escolleras con oleaje regular. ....	100
Figura III.18. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje regular. ....	100
Figura III.19. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos de escolleras con oleaje regular. ....	101

---

Figura III.20. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.....	102
Figura III.21. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.....	102
Figura III.22. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.....	103
Figura III.23. Comparación entre el daño adimensional visual y el daño adimensional con perfilador mecánico, obtenido en los ensayos con manto de escollera natural y oleaje irregular. ....	104
Figura III.24. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje regular (p=48%). ....	108
Figura III.25. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje regular (p=40%). ....	109
Figura III.26. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje regular en función de $I_r$ . ....	109
Figura III.27. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje regular en función de $s$ . ....	110
Figura III.28. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje irregular. ....	111
Figura III.29. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función de $I_{r_{c01}}$ .....	111
Figura III.30. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función de $I_{r_p}$ . ....	112
Figura III.31. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función del peralte, $s_{0p}$ .....	113
Figura III.32. Configuración inicial de la red neuronal para oleaje regular. ....	117
Figura III.33. Estructura de la red neuronal para estimar averías con oleaje regular. ....	117
Figura III.34. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal. ....	118
Figura III.35. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto con porosidad p=48%.....	119
Figura III.36. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto con porosidad p=40%.....	120
Figura III.37. Ajuste de los coeficientes de las curvas de daño en función de $I_r$ , para manto con porosidad p=48%.....	121

---

Figura III.38. Ajuste de los coeficientes de las curvas de daño en función de Ir, para manto con porosidad $p=40\%$ . .....	121
Figura III.39. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos con oleaje regular y estimados por las Ecs. III.29 y III.30. ....	122
Figura III.40. Estructura final de la red neuronal inversa para oleaje regular. ...	123
Figura III.41. Estimaciones neuronales de diferentes niveles de daño. ....	123
Figura III.42. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con $I_r=2.5$ y $p=48\%$ ( $n_{50\%}=110$ ). ....	127
Figura III.43. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con $I_r=2.5$ y $p=40\%$ ( $n_{50\%}=110$ ). ....	127
Figura III.44. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con $I_r=3.5$ y $p=48\%$ ( $n_{50\%}=35$ ).....	128
Figura III.45. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con $I_r=3.5$ y $p=40\%$ ( $n_{50\%}=35$ ).....	128
Figura III.46. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular, $I_r=2.5$ y $p=48\%$ .....	131
Figura III.47. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular, $I_r=2.5$ y $p=40\%$ .....	132
Figura III.48. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular, $I_r=3.5$ y $p=48\%$ .....	133
Figura III.49. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular, $I_r=3.5$ y $p=40\%$ .....	134
Figura III.50. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Irregular, $I_r=2.5$ y $p=40\%$ .....	136
Figura III.51. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Irregular, $I_r=3.5$ y $p=40\%$ .....	138
Figura IV.1. Sección del modelo de dique en talud con manto de cubos (cotas en cm).....	152
Figura IV.2. Sección del modelo de dique en talud con manto de Cubípodos (cotas en cm). ....	153



---

Figura IV.3. Preparación de los materiales del modelo. ....	153
Figura IV.4. Dibujo de la sección en las paredes del canal, vertido de la lechada de cemento y construcción de núcleo y filtro del modelo de cubos y Cubípodos en el canal de oleaje del LPC-UPV. ....	154
Figura IV.5. Proceso constructivo de las dos capas del manto principal del modelo de Cubípodos. ....	155
Figura IV.6. Vista superior del manto principal de cubos y Cubípodos. ....	157
Figura IV.7. Vista lateral de los modelos construidos en el LPC- UPV de cubos y Cubípodos. ....	157
Figura IV.8. Sensores de capacidad colocados en la zona del modelo de cubos. .	158
Figura IV.9. Disposición de los sensores de nivel en el canal con el modelo de cubos y Cubípodos (cotas en m). ....	158
Figura IV.10. Cámara de vigilancia utilizada para realizar las grabaciones de los ensayos y cámaras fijas de foto y vídeo perpendiculares al talud. ....	159
Figura IV.11. (a) Cámara fija perpendicular al talud, (b) cámara de vídeo lateral, (c) marco de referencia sobre el talud y (d) ejemplo de Malla Virtual. ....	164
Figura IV.12. Canal de oleaje del INHA. ....	165
Figura IV.13. Sección longitudinal del canal de oleaje del INHA (cotas en cm). ...	166
Figura IV.14. Sección del modelo de dique en talud con manto monocapa de Cubípodos (cotas en cm). ....	168
Figura IV.15. Sección del modelo de dique en talud con manto bicapa de Cubípodos (cotas en cm). ....	168
Figura IV.16. Construcción del modelo de Cubípodos monocapa construido en INHA. ....	169
Figura IV.17. Vista superior de los modelos de Cubípodos monocapa y bicapa construidos en INHA. ....	169
Figura IV.18. Vista lateral de los modelos de Cubípodos monocapa y bicapa construidos en INHA. ....	170
Figura IV.19. Esquema de disposición de sensores en el canal de oleaje de INHA. ....	171
Figura IV.20. Fotografías perpendiculares al talud con marco de referencia, sin marco y con Malla Virtual y conteo de unidades. ....	174
Figura IV.21. Ventana de los parámetros del software LASA-V, para separar el oleaje incidente y reflejado. ....	175

Figura IV.22. Fotografías perpendiculares al talud del manto bicapa de Cubípodos: (1) con marco de referencia y Malla Virtual, y (2) sin marco de referencia, con Malla Virtual y conteo de unidades en cada banda ( $N_i$ ). .....	178
Figura IV.23. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.....	180
Figura IV.24. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.....	181
Figura IV.25. Energía reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.....	181
Figura IV.26. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.....	182
Figura IV.27. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.....	183
Figura IV.28. Energía reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.....	184
Figura IV.29. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular... 185	185
Figura IV.30. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular... 185	185
Figura IV.31. Energía Reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular... 186	186
Figura IV.32. Comparación entre el daño adimensional visual y el daño adimensional equivalente con Malla Virtual, obtenido en los ensayos con manto de cubos bicapa y oleaje irregular.....	187
Figura IV.33. Daño adimensional equivalente linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular (UPV). .....	190
Figura IV.34. Número de estabilidad observado en cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular en función de $I_r$ . .....	191
Figura IV.35. Número de estabilidad observado en cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular en función del peralte, $s$ . .....	191
Figura IV.36. Daño adimensional equivalente linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA).....	193
Figura IV.37. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $I_{r_{c01}}$ . ...	194

---

Figura IV.38. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $I_{rp}$ . ....	194
Figura IV.39. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $s_{op}$ . ....	195
Figura IV.40. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubípodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $I_{rc01}$ . ....	196
Figura IV.41. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubípodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $I_{rp}$ . ....	196
Figura IV.42. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubípodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de $s_{op}$ . ....	197
Figura IV.43. Configuración inicial de la red neuronal para oleaje regular. ....	198
Figura IV.44. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de cubos con oleaje regular. ....	198
Figura IV.45. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto de cubos bicapa. ....	199
Figura IV.46. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos de cubos bicapa con oleaje regular y estimados por la Ec. IV.3. ....	200
Figura IV.47. Estructura final de la red neuronal inversa para cubos bicapa y oleaje irregular. ....	201
Figura IV.48. Valores del número de estabilidad observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de cubos con oleaje irregular. ....	201
Figura IV.49. Simulación neuronal con oleaje irregular del número de estabilidad en función del daño adimensional linealizado, para manto de cubos bicapa. ....	202
Figura IV.50. Valores del $N_s$ observados en los ensayos de cubos bicapa con oleaje irregular y estimados por la Ec. IV.4. ....	203
Figura IV.51. Estructura final de la red neuronal inversa para Cubípodos bicapa y oleaje irregular. ....	204
Figura IV.52. Valores del número de estabilidad observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de Cubípodos bicapa con oleaje irregular. ....	204
Figura IV.53. Simulación neuronal con oleaje irregular del número de estabilidad en función del daño adimensional linealizado, para manto de Cubípodos bicapa. ....	205
Figura IV.54. Valores de $N_s$ observados en los ensayos de Cubípodos bicapa con oleaje irregular y estimados por las Ec. IV.5 y IV.6. ....	206
Figura IV.55. Parámetro $n_{50\%}$ del modelo exponencial de olas individuales en función de $I_r$ y del tipo de pieza. ....	207

---

Figura IV.56. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $I_r=2.5$ ..... 210

Figura IV.57. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $I_r=3.0$ ..... 211

Figura IV.58. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $I_r=3.5$ ..... 212

Figura IV.59. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $I_r=4.0$ ..... 213

Figura IV.60. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $I_r=2.5$ ..... 214

Figura IV.61. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $I_r=3.0$ ..... 215

Figura IV.62. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $I_r=3.5$ ..... 216

Figura IV.63. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $I_r=4.0$ ..... 217

---

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla III.1. Características granulométricas de los materiales del modelo de escollera natural. ....	79
Tabla III.2. Cantidad de escollera G0 utilizada en cada capa del manto principal del modelo de escollera natural. ....	82
Tabla III.3. Cantidad de escollera G0 de cada color utilizada en el modelo de escollera natural. ....	83
Tabla III.4. Separación de los sensores de capacidad en el modelo de escolleras. ....	84
Tabla III.5. Ensayos realizados en el modelo bicapa de escollera natural del LPC-UPV. ....	86
Tabla III.6. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños en ensayos con oleaje regular. ....	130
Tabla III.7. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños en ensayos con oleaje irregular. ....	130
Tabla III.8. Análisis de dispersión de alturas de ola. Ensayos irregulares con $I_r=2.5$ . ....	140
Tabla III.9. Análisis de dispersión de alturas de ola. Ensayos irregulares con $I_r=3.5$ . ....	141
Tabla III.10. Análisis de dispersión de daños adimensionales. Ensayos irregulares con $I_r=2.5$ . ....	141
Tabla III.11. Análisis de dispersión de daños adimensionales. Ensayos irregulares con $I_r=3.5$ . ....	142
Tabla III.12. Intervalos de confianza para la media poblacional de las alturas de ola (ensayos con oleaje irregular con $I_r=2.5$ ). ....	144
Tabla III.13. Intervalos de confianza para la media poblacional de las alturas de ola (ensayos con oleaje irregular con $I_r=3.5$ ). ....	144
Tabla III.14. Intervalos de confianza para la media poblacional del daño adimensional (ensayos con oleaje irregular con $I_r=2.5$ ). ....	145
Tabla III.15. Intervalos de confianza para la media poblacional del daño adimensional (ensayos con oleaje irregular con $I_r=3.5$ ). ....	146

Tabla IV.1. Características granulométricas de los materiales del modelo de cubos y Cubípodos del LPC-UPV. ....	152
Tabla IV.2. Número de unidades utilizada en cada capa del manto principal del modelo de cubos y Cubípodos. ....	156
Tabla IV.3. Número de unidades utilizada en cada fila del manto principal del modelo de cubos y Cubípodos. ....	156
Tabla IV.4. Separación de los sensores de capacidad. ....	159
Tabla IV.5. Ensayos realizados en el modelo de cubos del LPC-UPV. ....	160
Tabla IV.6. Ensayos realizados en el modelo de Cubípodos del LPC-UPV. ....	161
Tabla IV.7. Características granulométricas de los materiales de los modelos de Cubípodos del INHA. ....	167
Tabla IV.8. Ensayos realizados en los modelos de Cubípodos del INHA. ....	172
Tabla IV.9. Valores medios del daño adimensional obtenido con el método visual y de la Malla Virtual en los modelos de cubos y Cubípodos bicapa ensayados en la UPV con oleaje irregular. ....	188
Tabla IV.10. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños de mantos de cubos en ensayos con oleaje regular. ....	209
Tabla IV.11. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños de mantos de cubos en ensayos con oleaje irregular. ....	209

## NOTACIÓN

### Símbolos:

$a$ [m]	= $mD_n$ , ancho de banda de la Malla Virtual
$A_e$ [m <sup>2</sup> ]	= área media erosionada en la sección transversal
$A_{ev}$ [m <sup>2</sup> ]	= área media erosionada visual
$b$ [m]	= $kD_n$ , longitud de banda de la Malla Virtual o ancho observado de la sección ensayada
$C_R$ [-]	= $H_r/H_i$ o $H_{mr}/H_{mi}$ o $H_{m0r}/H_{m0i}=m_{0r}/m_{0i}$ , coeficiente de reflexión
cota [-]	= talud de la estructura
$d_i$ [cm]	= separación entre los sensores de nivel del modelo
D% [%]	= porcentaje de piezas desplazadas del manto principal
$D_n$ [m]	= $(M/\rho_r)^{1/3}$ , lado del cubo equivalente o diámetro nominal de la pieza
$D_{n50}$ [m] o [cm]	= diámetro nominal de la escollera, o diámetro correspondiente al 50% del material que pasa por el tamiz
$D_{15}$ [cm]	= diámetro correspondiente al 15% del material que pasa por el tamiz
$D_{85}$ [cm]	= diámetro correspondiente al 85% del material que pasa por el tamiz
$E_r$ [-]	= $C_R^2$ , energía reflejada
$g$ [m/s <sup>2</sup> ]	= aceleración de la gravedad (=9.81)
$h$ [cm]	= profundidad del agua en los ensayos en la zona del dique
$h'$ [cm]	= profundidad del agua en los ensayos en la zona del generador
$H$ [m]	= altura de ola regular de cálculo en la fórmula de Hudson (1959)
$H_c$ [m]	= $1.4H_{m0}$ , altura de ola de cálculo
$H_{d=0}$ [m]	= altura de ola de diseño correspondiente a daño nulo según el SPM (1984)
$H_{D=0}$ [m]	= altura de ola de daño nulo
$H_m$ [m]	= altura de ola media en oleaje regular

## Notación

---

$H_{mi}$ [m]	= altura de ola media incidente observada en oleaje regular
$H_{m0}$ [m]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa estimada con el espectro
$H_{m0i}$ [m]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa incidente estimada con el espectro
$H_n$ [m]	= altura de ola media de las n olas más altas que alcanzan el dique
$H_{mr}$ [m]	= altura de ola media reflejada observada en oleaje regular
$H_s$ [m]	= altura de ola significativa
$H_{sd}$ [m]	= altura de ola significativa de diseño a pie de dique
$H_t$ [m]	= altura de ola total registrada en los sensores
$H_{tr}$ [m]	= altura de ola total regenerada con el método de separación de oleaje LASA
$H_{10}$ [m]	= $H_{1/10}$ , altura de ola media del décimo de olas mayores
$l$	= número total de bandas de la Malla Virtual
$Ir$ [-]	= $\tan\alpha/(H/L_0)^{0.5}$ , número de Iribarren en oleaje regular
$Ir_{c01}$ [-]	= $\tan\alpha/(H_c/L_{01})^{0.5}$ , número de Iribarren asociado a la $H_c$ y al periodo $T_{01}$
$Ir_p$ [-]	= $\tan\alpha/(H_{m0}/L_{0p})^{0.5}$ , número de Iribarren asociado a la $H_{m0}$ y al periodo de pico
$Ir_{01}$ [-]	= $\tan\alpha/(H_{m0i}/L_{01})^{0.5}$ , número de Iribarren asociado a la $H_{m0i}$ y al periodo $T_{01}$
$k$ [rad/m]	= $2\pi/L$ , número de onda angular
$kh$ [-]	= $2\pi h/L$ , profundidad relativa
$K_D$ [-]	= coeficiente de estabilidad hidráulica
$k_\Delta$ [-]	= coeficiente de capa
$l$ [km]	= longitud del dique
$L$ [m]	= $gT^2 \tanh(2\pi h/L)/2\pi$ , longitud de onda
$L_0$ [m]	= $gT^2/2\pi$ , longitud de onda en aguas profundas
$L_{01}$ [m]	= $gT_{01}^2 \tanh(2\pi h/L_{01})/2\pi$ , longitud de onda media a la profundidad $h$
$L_{o01}$ [m]	= $gT_{01}^2/2\pi$ , longitud de onda media en aguas profundas
$L_{0p}$ [m]	= $gT_p^2/2\pi$ , longitud de onda de pico en aguas profundas
$m$	= número de filas de cada banda de la Malla Virtual



---

$M$ [t] o [g]	= peso de las unidades del manto principal
$M_{\max}$ [t]	= peso máximo de los elementos del manto
$M_{50}$ [g]	= masa correspondiente al $D_{n50}$ del material
$n$	= número de capas del manto principal
$n50\%$	= parámetro daño medio: nº de olas regulares que producen el 50% del daño máximo ( $S_0$ )
$N$	= nº de olas
$N_a$	= número total de unidades en una banda de ancho $D_n$
$N_d$	= número de unidades desplazadas, ya sean extracciones o desplazamientos de su posición original una distancia superior a $D_n$
$N_e$	= número de unidades extraídas del manto que son recolocadas sobre la capa superior o número de elementos erosionados del talud
$N_i$	= unidades que tienen su centro de gravedad dentro de cada una de las bandas de la Malla Virtual
$N_{od}$ [-]	= $N_e/(b/D_n)$ , daño relativo
$N_s$ [-]	= $H_m/(\Delta D_n)$ o $H_s/(\Delta D_n)$ , número de estabilidad
$N_{sd}$ [-]	= $H_{sd}/(\Delta D_n)$ , número de estabilidad de diseño
$N_s(IA)$	= Número de estabilidad que produce IA
$N_s(ID)$	= Número de estabilidad que produce ID
$N_T$	= número de unidades totales dentro del área de referencia, la cual puede ser el área completa del manto o el área entre dos niveles establecidos
$p$ [-]	= $(1 - \Phi/n)$ , porosidad del manto principal
$P$ [-]	= porosidad nominal del manto principal
$p_i$	= porosidad de la banda $i$ de la Malla Virtual después de la acción del oleaje
$p_{0i}$	= porosidad inicial de la banda $i$ de la Malla Virtual al comienzo del ensayo, antes del ataque del oleaje
$R_c$ [m]	= francobordo de la estructura (cota de coronación del dique)
$s_0$ [-]	= $H_{mi}/L_0$ , peralte del oleaje regular
$s_{0p}$ [-]	= $H_{m0i}/L_{0p}$ , peralte del oleaje irregular
$S$ [-]	= $A_e/D_n^2$ , daño adimensional del manto

---

## Notación

---

$S_e$ [-]	= daño adimensional equivalente del manto
$S_e^*$ [-]	= $S_e^{1/5}$ , daño adimensional equivalente linealizado
$S_i$ [-]	= daño adimensional de cada banda de la Malla Virtual
$S_p$ [-]	= daño adimensional obtenido mediante perfilador
$S_v$ [-]	= daño adimensional visual del manto
$S_v^*$ [-]	= $S_v^{1/5}$ , daño adimensional visual linealizado
$S_0$ [-]	= daño adimensional máximo asociado a cada oleaje regular
$S_0(H, I_r)$ [-]	= daño adimensional asintótico máximo que produciría un oleaje regular (H, I <sub>r</sub> )
$S(\omega)$	= espectro de energía del oleaje irregular
$T$ [s]	= periodo del oleaje
$T_m$ [s]	= periodo medio del oleaje
$T_p$ [s]	= $1/f_p$ , periodo de pico espectral del oleaje
$T_{01}$ [s]	= $m_0/m_1$ , periodo medio orbital del oleaje
$\alpha$ [rad o °]	= ángulo del talud de la estructura
$\gamma$ [-]	= parámetro de apuntamiento del espectro JONSWAP
$\Delta$ [-]	= densidad relativa sumergida = $(\rho_r/\rho_w)-1$
$\omega_p$ [s <sup>-1</sup> ]	= frecuencia de pico del oleaje
$\rho_r$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	= densidad de la piedra
$\rho_c$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	= densidad del hormigón
$\rho_w$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	= densidad del agua
$\varphi$ [ud/m <sup>2</sup> ]	= densidad de colocación de las piezas ( <i>placing density</i> )
$\Phi$ [-]	= $\varphi(D_n)^2$ , densidad de empaquetamiento ( <i>packing density</i> )

### Acrónimos:

CV	= Coeficiente de variación
D	= Destrucción
G0	= material del manto principal del modelo físico
G1	= material del filtro del modelo físico
G2	= material del núcleo del modelo físico

---

HeP	= Compactación heterogénea
IA	= Inicio de Avería
IAI	= Inicio de Avería de Iribarren
ID	= Inicio de Destrucción
INHA	= Instituto de Hidrodinámica Aplicada (P. T. del Vallés, Barcelona, ES)
LPC	= Laboratorio de Puertos y Costas de la UPV
MSE	= error cuadrático medio
NMM	= Nivel medio del mar
PSE	= Error generalizado del proceso
RMSE	= error cuadrático medio relativo
SATO	= Sociedad Anónima de Trabajos y Obras (Grupo OHL)
SWL	= Nivel del agua en reposo
UPV	= Universitat Politècnica de València (ES)



# CAPÍTULO I

## Introducción

---



Colocación de un Cubípodo de 25 t con pinzas de presión en la construcción del Dique Oeste de Punta Langosteira (Puerto de A Coruña, julio de 2015)



## I.1. Motivación de la investigación.

Durante los años 2000-2005 la Universitat Politècnica de València (UPV) participó en las fases 1 y 2 del Convenio de Colaboración entre Puertos del Estado y las Universidades de Granada (UGR), Cantabria (UCA) y la Coruña (UDC), las Universidades Politécnicas de Cataluña (UPC), Valencia (UPV) y Madrid (UPM), el Centro de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y el Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA) para estudiar la influencia de la reflexión en la estabilidad y rebase de los diques en talud. A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de estabilidad hidráulica de escolleras y cubos realizados en la UPV se inició la investigación desarrollada en esta tesis para estudiar la evolución de la avería en el manto principal de los diques en talud.

A partir de los resultados de los ensayos 2D de estabilidad hidráulica realizados con escolleras y cubos en el marco del Convenio con Puertos del Estado, se realizó un análisis de evolución de averías y se planteó un modelo de progresión de daños exponencial, aplicable a las olas individuales del temporal en condiciones no estacionarias. Este modelo se calibró con los ensayos de oleaje regular de escolleras y cubos, y se comparó con las observaciones experimentales de los ensayos con oleaje regular e irregular.

Así mismo, a la vista de los resultados de los ensayos de cubos bicapa se definió un nuevo modo de fallo del manto, la compactación heterogénea y surgió la necesidad tanto de medirlo, incluyéndolo en la determinación de la avería del manto mediante el método de la Malla Virtual, como de tratar de resolverlo, para lo cual se diseñó un nuevo tipo de pieza especial denominada Cubípodo, la cual fue inventada por Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín y patentada por la UPV en 2005. Durante el año 2006 se realizaron los primeros ensayos preliminares de estabilidad hidráulica del Cubípodo en manto bicapa, poniéndose de manifiesto su elevada estabilidad hidráulica en comparación con el manto bicapa de cubos convencionales ensayados previamente en el Convenio de diques.

El Cubípodo está licenciado a la empresa Sociedad Anónima de Trabajos y Obras (SATO) del Grupo OHL, la cual financió junto con el CDTI, el proyecto de investigación CUBIPOD (2007-2009) que permitió un gran avance en el desarrollo del Cubípodo, realizándose ensayos 2D y 3D en distintos laboratorios españoles y europeos, así como ensayos de caída de prototipos en el Puerto de Alicante. Los ensayos 2D de troncos realizados en la UPV y el INHA con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos se han utilizado en esta tesis para comparar la estabilidad hidráulica de cubos y Cubípodos.

Surge así la motivación fundamental de la línea de investigación en que se centra la presente tesis doctoral. El trabajo desarrollado pretende comparar la estabilidad hidráulica de distintos tipos de piezas, poniendo de manifiesto la importancia de los distintos modos de fallo que se producen en el manto principal.

## 1.2. Objetivos.

El núcleo central de la tesis lo constituye la evaluación de la estabilidad hidráulica de los mantos formados por escolleras, cubos y Cubípodos de diques en talud sin limitación de fondo y sin rebase.

Del objetivo general de la tesis surgen progresivamente los siguientes aspectos concretos que constituyen los hitos que se alcanzan con el trabajo:

- a) Analizar el estado del conocimiento respecto de la estabilidad hidráulica del manto principal de los diques en talud. Para ello, se estudian los distintos modos de fallo y se propone un nuevo modo de fallo, la compactación heterogénea del manto.
- b) Analizar los distintos métodos de determinación de la avería del manto, y proponer un nuevo método que sea aplicable cuando la porosidad del manto no se mantiene constante, método de la Malla Virtual.
- c) Recopilar y analizar los principales tipos de piezas especiales de hormigón que existen para proteger el manto principal de los diques en talud, y proponer una nueva clasificación de las mismas atendiendo a distintos criterios que caracterizan a estas piezas.
- d) Presentar las principales características y ventajas del Cubípodo, elemento de hormigón en masa que puede ser utilizado en mantos monocapa y bicapa de diques en talud sin limitación de tamaño.
- e) Plantear un modelo de evolución de averías del manto principal de diques en talud sin limitación de fondo, aplicable a procesos no estacionarios, calibrándolo y aplicándolo a los mantos bicapa de escolleras y cubos.
- f) Plantear y validar distintos modelos neuronales para estimar el daño y la estabilidad del manto con escolleras, cubos y Cubípodos; proponer la utilización de estos modelos neuronales como laboratorios virtuales que permiten obtener gráficos de diseño o nuevas formulaciones.
- g) Estudiar la estabilidad hidráulica de los Cubípodos en troncos monocapa y bicapa, comparándolos con los resultados de mantos convencionales de cubos bicapa en las mismas condiciones.

## 1.3. Estructura de la tesis.

La tesis se estructura en cinco capítulos que abordan sucesivamente los objetivos establecidos anteriormente.

El Capítulo 1 establece la motivación, objetivos y estructura de la tesis.

El Capítulo 2 aborda el análisis del estado del conocimiento. Tras una breve introducción histórica de la estabilidad hidráulica de los diques en talud, se



describen los distintos modos de fallo que se consideran en el manto principal. El núcleo del capítulo lo constituye el análisis de los daños en el manto principal, la presentación de un nuevo modo de fallo (compactación heterogénea) y la comparación de las distintas metodologías existentes para la determinación de la avería, proponiéndose un nuevo método que considera no sólo la extracción de piezas sino también la compactación heterogénea y los posibles deslizamientos del manto. Por último, se presenta una revisión de los distintos tipos de piezas especiales de hormigón utilizados en la construcción de diques en talud y se propone una nueva clasificación de los mismos atendiendo a la resistencia estructural, asociada al mecanismo de estabilidad y en función del número de capas, asociado a la forma de colocación.

El Capítulo 3 plantea el análisis de la estabilidad hidráulica de los diques con manto de escollera natural sin limitación de fondo ni rebase. En primer lugar se describen los ensayos 2D de estabilidad hidráulica realizados en el marco del Convenio con Puertos del Estado (Fase 1). En segundo lugar se realiza un análisis de los resultados obtenidos, comenzando por el análisis de reflexiones obtenidas en los ensayos y las variables de las que depende y continuando con el análisis de averías. El análisis de averías se ha centrado en distintos objetivos: (1) comparación de dos metodologías de determinación del daño (perfilador mecánico y medida visual), (2) determinación de las funciones de fallo, análisis de daños adimensionales y números de estabilidad obtenidos, (3) análisis de averías mediante redes neuronales podadas y (4) presentación de un modelo de progresión de daños exponencial aplicable a las olas individuales del temporal, calibración y validación del modelo.

El Capítulo 4 constituye el núcleo de la tesis. En él se analiza la estabilidad hidráulica de los diques con manto de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa sin limitación de fondo ni rebase. En primer lugar se describen los ensayos 2D de estabilidad hidráulica realizados tanto en la UPV, en el marco del Convenio con Puertos del Estado (Fase 2), como en el INHA en el marco del proyecto CUBIPOD. En segundo lugar se realiza un análisis de los resultados obtenidos, comenzando por el análisis de reflexiones obtenidas en los ensayos y las variables de las que depende y continuando con el análisis de averías. El análisis de averías se ha centrado en distintos objetivos: (1) comparación de dos metodologías de determinación del daño (medida visual y medida con Malla Virtual) en el manto de cubos, el cual sufre procesos de compactación heterogénea importantes, (2) determinación de las funciones de fallo, análisis de daños adimensionales y números de estabilidad obtenidos en mantos bicapa de cubos y monocapa y bicapa de Cubípodos, (3) análisis de averías mediante redes neuronales podadas para cubos y Cubípodos y (4) calibración y aplicación del modelo de progresión de daños exponencial a los mantos de cubos bicapa.

La tesis concluye con el Capítulo 5 que sintetiza las aportaciones fundamentales del trabajo y establece las líneas futuras de investigación que se derivan de éste.

Finalmente, se presentan las referencias y dos anejos, uno con las publicaciones relevantes de la autora relacionadas con la tesis (Anejo 1) y otro con la situación de las patentes del Cubípodo y la publicación de la misma en Estados Unidos (Anejo 2), uno de los países donde se ha concedido recientemente.

# CAPÍTULO II

## Estabilidad hidráulica de diques en talud

---

### II.1. Introducción.

La necesidad de abrigo para realizar las operaciones de carga y descarga de las embarcaciones, ha favorecido a lo largo de los siglos el establecimiento de puertos en cursos fluviales y abrigos naturales. Sin embargo, las necesidades crecientes de zonas portuarias adecuadas y la falta de condiciones naturales han impulsado la construcción de grandes obras de abrigo para la creación de puertos artificiales.

Las obras de abrigo son obras marítimas diseñadas para proteger áreas costeras de la acción del oleaje y de otras dinámicas marinas. Es tradicional clasificar las obras de abrigo en tres grandes grupos: aquellas cuya función principal es provocar la rotura de las olas, denominadas diques en talud (o rompeolas), aquellas cuya función principal es reflejar el oleaje, denominadas diques verticales (o reflejantes), y aquellas que cumplen una función doble, no claramente diferenciada, de rotura y reflexión, denominadas diques mixtos. En este capítulo se analiza la estabilidad de los diques en talud frente a la acción del oleaje, que producen abrigo al provocar la rotura de éste sobre la propia estructura.

Además de las propias condiciones físicas de la construcción, el diseño de diques de abrigo en los distintos países ha estado influenciado por modas técnicas basadas en la experiencia acumulada durante décadas. El diseño de diques en talud es muy complejo y ha sido estudiado extensamente en todo el mundo, apoyándose fundamentalmente en la experimentación de modelos físicos a escala (Negro y Varela, 2008). Estos estudios, que en sus comienzos solo consideraban el caso del oleaje regular estacionario, han evolucionado notablemente en los últimos años, dando lugar a modelos mucho más complicados que son capaces de estimar, de

forma precisa, la estabilidad de un dique en talud sometido a la acción del oleaje no lineal bajo condiciones no estacionarias.

La obra de abrigo más común en la mayoría de las costas es el dique en talud o dique rompeolas. 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 por 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 prefabricadas de hormigón en masa cuya forma geométrica ha sido objeto de múltiples diseños específicos a lo largo de la historia. En las costas españolas, es habitual construir diques en talud con el manto principal formado por dos capas de bloques cúbicos de hormigón y un espaldón de considerables dimensiones sobre la coronación del dique para evitar el rebase y mejorar las condiciones de construcción y explotación del dique (Grau, 2008). Sin embargo, en el resto del mundo es habitual construir diques en talud con manto bicapa o monocapa de piezas especiales, con el objeto de reducir el consumo de hormigón, aumentar la estabilidad hidráulica y reducir el rebase de las estructuras. Hay que señalar que 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. Esta tesis se centra en el análisis de la estabilidad hidráulica 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. Así mismo, las capas de filtro, el núcleo y, en su caso, el espaldón y la berma de pie, 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 comportamiento a largo plazo, así como el impacto ambiental de la obra.

En este capítulo se realiza una revisión histórica de la estabilidad hidráulica y la evolución de averías de los diques en talud, describiendo los distintos modos de fallo de un dique, los criterios para la determinación de la avería y los niveles de averías del manto principal de los diques en talud. Así mismo, se realiza una revisión de los distintos tipos de piezas especiales que existen para la construcción de mantos monocapa o bicapa de diques en talud y se presenta un nuevo elemento, denominado Cubípodo, cuyo diseño y patente ha surgido a partir de esta investigación.

## II.2. Antecedentes.

Dada la importancia de los diques en talud, se han realizado a lo largo de los años muchos estudios sobre los distintos factores que afectan a su diseño. A continuación se hace una revisión histórica de estos estudios.

Hasta el año 1933 no existía una metodología para el cálculo de los diques de escollera. Se construían sobre la base de unas experiencias adquiridas que conducían a criterios cualitativos sobre la influencia de la altura de las olas, el peso de los cantos, la ligazón entre ellos, el ángulo de los taludes, etc. Evidentemente este conocimiento cualitativo no era suficiente para poder diseñar el dique. Sin embargo, la complejidad de los fenómenos implicados, impedía el avance en el estudio cuantitativo del problema.

De Castro (1933), con la colaboración de Briones, publica la primera fórmula para el cálculo de los diques de escollera. Castro señala en su publicación que la fuerza de las olas es la causa de la destrucción de las escolleras y se cree, equivocadamente, que las olas empujan las piedras y las lanzan sobre el dique. Sin embargo esto no ocurre casi nunca, sino que es en el descenso de la ola sobre el talud cuando se producen las averías.

Iribarren (1938) deduce una nueva fórmula para el cálculo del peso de los cantos del manto principal del dique. En la fórmula figura un solo coeficiente (N), asumido el coeficiente de rozamiento entre los cantos igual a la unidad. Iribarren determina dicho coeficiente, sensiblemente constante, en función del tipo de elemento utilizado en el manto (N=15, en los diques de escollera natural y N=19 en los diques de escollera de bloques artificiales).

A partir de 1949, cuando se celebra el Congreso Internacional de Navegación en Lisboa y hasta 1974, hay una larga etapa de avance en el conocimiento; se plantean una gran cantidad de fórmulas de cálculo de la estabilidad y se comienzan a estudiar los fenómenos relacionados con el flujo del agua sobre el talud. Esta época se caracteriza por los estudios de estabilidad frente a oleaje monocromático.

Epstein y Tyrrel (1949) presentan una nueva fórmula de cálculo en el Congreso de Lisboa, cuya estructura es análoga a la de Iribarren, no obstante, el coeficiente de la fórmula depende del peralte de las olas.

Iribarren y Nogales (1950) generalizan la fórmula obtenida por Iribarren en 1938, introduciendo el efecto de la profundidad y del periodo mediante una modificación en la altura de ola en el caso de diques a gran profundidad. Recomiendan la utilización de un coeficiente de seguridad de 1.5, sin modificar la altura de ola, para diques situados a poca profundidad.

Hickson y Rodolf (1950) presentan una expresión que considera el periodo y Larras (1952) propone una fórmula que incluye la profundidad y la longitud de onda.

Hudson y Jackson (1953) presentan los primeros resultados de ensayos de laboratorio, realizados desde 1942 hasta 1950 en el Waterways Experiment Station de Vicksburg (EEUU).

Hedar (1953) señala la necesidad de distinguir la pérdida de estabilidad de las piezas durante el ascenso o el descenso del agua sobre el talud; además presenta nuevos resultados de ensayos de laboratorio realizados en Chalmers (Suecia).

Iribarren y Nogales (1954) contrastan su fórmula con la de Larras (1952) y con los resultados de los ensayos publicados por Hudson y Jackson (1953).

Hudson (1959) realiza una discusión de la variabilidad de los coeficientes utilizados por Iribarren. Basándose en los resultados de sus experimentos con distintos tipos de piezas en el manto principal, presenta una nueva fórmula para el cálculo de los diques en talud, con una estructura similar a la de Iribarren, que ha sido desde entonces ampliamente utilizada en todo el mundo. La fórmula propuesta tiene un único parámetro,  $K_D$ , o coeficiente de estabilidad.

Saville (1956), Hudson (1958) y Hunt (1959), analizan el ascenso y descenso del agua sobre el talud. Saville (1962) introduce la hipótesis de equivalencia entre oleaje regular e irregular, siendo el primer estudio probabilístico de un fenómeno relacionado con una estructura en talud.

Svee (1962) señala que la constante de la fórmula de Iribarren depende del talud. Además, considera que la destrucción del manto principal es debida a fuerzas de levantamiento sobre los cantos normales al talud. Confirma las ideas de Hedar (1953) señalando que en los taludes rígidos el fallo se produce en el descenso del agua y en los taludes suaves en el ascenso.

Iribarren (1965) resume la investigación llevada a cabo en el CEDEX entre 1955 y 1965 con objeto de determinar los coeficientes de la fórmula original (1938). Comprueba experimentalmente que el coeficiente de rozamiento entre los cantos depende del número de cantos que haya en el talud, fijando el valor del coeficiente de rozamiento para cada tipo de cantos. Basándose en la amplia experimentación realizada sobre la estabilidad de los diques de escollera, determina el coeficiente de estabilidad frente a la rotura total. También obtiene que la relación entre la altura de ola que inicia las averías y la que produce la rotura total es del orden de 1.6 para los tres de tipos de cantos ensayados (escolleras naturales, bloques paralelepípedicos y tetrápodos), y a partir de ahí, deduce los coeficientes de estabilidad para inicio de avería. Por otro lado, limita la aplicación de la fórmula a un peralte mínimo, por debajo del cual no es efectiva. Lo cual implica limitar la aplicación de la fórmula a roturas sobre el talud en colapso o en voluta, introduciendo por lo tanto, de una manera indirecta, el efecto del período en la estabilidad, no siendo correcto el comportamiento de esta fórmula para otros tipos de rotura.

Merrifield y Zwamborn (1966) presentan un nuevo tipo de escollera artificial para el manto principal de los diques, el dolo.

Carstens et al. (1966) presentan las primeras publicaciones de ensayos sobre diques de escollera con oleaje irregular.

Font (1968 y 1970) prueba empíricamente la influencia de la duración de los temporales en la estabilidad de los diques de escollera y de tetrápodos, aportando datos experimentales.

Ahrens (1970) estudia la influencia del tipo de rotura de la ola sobre la estabilidad de taludes de rip-rap.

La puesta a punto de los sistemas de generación de oleaje irregular, la publicación de los trabajos de Battjes (1974) sobre los problemas del flujo sobre taludes lisos e impermeables y el análisis de la estabilidad de los cantos, teniendo en cuenta las características del flujo sobre el talud llevado a cabo por Bruun y Johannesson (1974) marcan una nueva línea de trabajo a partir de 1974.

Battjes (1974) trata el ascenso del agua sobre el talud con oleaje irregular, utilizando la hipótesis de equivalencia y presentando nuevas pruebas empíricas sobre la validez de esta hipótesis. También estudia diversos aspectos relacionados con las ondas periódicas rompiendo sobre taludes planos y muestra que las características del flujo, el tipo de rotura, el ascenso y el descenso del agua sobre el talud y la reflexión, están gobernadas únicamente por el número de Iribarren ( $I_r$ ).

SPM (1975) populariza la fórmula de Hudson para el cálculo del peso de los elementos del manto, propone utilizar la equivalencia  $H=H_{1/3}=H_s$  (siendo  $H_{1/3}$  la media del tercio de olas mayores del temporal y  $H_s$  la altura de ola significativa) y publica una tabla con valores del coeficiente de estabilidad,  $K_D$ , para los distintos tipos de elementos del manto, zona del dique (tronco o morro) y profundidad (aguas profundas o someras).

Ahrens y McCartney (1975) publican unos resultados de estabilidad y ascenso del agua sobre el talud, obtenidos de ensayos en laboratorio sobre talud de rip-rap. Comprueban que ambos parámetros pueden ser aproximados por el número de Iribarren.

Bruun y Johannesson (1976) intentan determinar los parámetros que afectan a la estabilidad de los diques de escollera. Resaltan la influencia del periodo, ya señalada por Ahrens y McCartney (1975), y concluyen que el número de Iribarren es un factor determinante para la estabilidad del manto principal del dique y para las características del flujo.

Bruun y Günbak (1976) muestran empíricamente la utilidad del número de Iribarren en la descripción de la mayor parte de los fenómenos relacionados con la acción del oleaje sobre taludes, tanto lisos e impermeables como rugosos y permeables.

En los años 70, Bruun fue uno de los primeros autores en tomar en consideración el diseño del dique berma y estudiar los criterios de diseño (Bruun y Johannesson, 1974 y Bruun y Gunbak, 1976).

En la década de los 70, se comienzan a construir diques en talud con piezas esbeltas de gran trabazón, tipo dolos, y se producen los primeros fallos totales o destrucción total, por ejemplo Sines (Portugal) y San Ciprián (España), debido entre otros a la baja resistencia estructural de dichas piezas.

Whillock y Price (1976) señalan que el margen de seguridad entre el inicio de avería y la rotura total del dique para el caso de dolos es muy pequeño.

Magoon y Baird (1977) destacan que los movimientos de los cantos bajo la acción del oleaje hacen que choquen entre sí las piezas produciéndose roturas, sobre todo si son elementos con apéndices diseñados para conseguir gran trabazón. Al romperse los cantos resultan otros más pequeños y sin trabazón, con la consiguiente pérdida de estabilidad.

Price (1979) muestra, mediante un sencillo ensayo consistente en la extracción de un canto integrado en el manto principal con una fuerza normal al talud, la gran variabilidad que presenta la fuerza necesaria para extraer un canto.

Losada y Giménez-Curto (1979a), basándose en los estudios de Price (1979) y en algunos trabajos sobre la distribución de fuerzas en sistemas granulares, confirman y generalizan los resultados relativos a la aleatoriedad que presenta la respuesta estructural en los diques de escollera.

Losada y Giménez-Curto (1979b) proponen un modelo exponencial en función del número de Iribarren para estudiar la estabilidad de los diques de escollera. Además, introducen las curvas de interacción para el análisis directo de la estabilidad a través de la altura de ola y del periodo. Estas curvas incluyen bandas de confianza para el valor de la función de estabilidad.

Losada y Giménez-Curto (1981) extienden los trabajos de Battjes (1974) a talud permeable demostrando la influencia del número de Iribarren en el flujo del agua por el talud, la reflexión y el tipo de rotura. Losada y Giménez-Curto (1982), presentan una hipótesis de trabajo para estudiar la estabilidad de diques con incidencia oblicua y, aplicando la hipótesis de equivalencia, evalúan la estabilidad de los cantos frente al oleaje irregular y valoran la influencia de la duración del estado de mar.

SPM (1984) sugiere utilizar en la fórmula de Hudson la equivalencia  $H=H_{1/10}=1.27H_s$  (siendo  $H_{1/10}$  la media del décimo de olas mayores del temporal de cálculo), 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 fórmula de Hudson para diques sin limitación de fondo en condiciones similares.

Losada y Desiré (1984) observan que existe una gran desviación en los resultados de estabilidad, considerada ésta como la extracción de cantos del manto principal. Por ello consideran que el resultado del ensayo debe ser tratado como un problema



estadístico debido a la naturaleza aleatoria de las variables que gobiernan la salida de piezas de un talud.

Losada et al. (1988) estudian experimentalmente las fuerzas sobre los bloques y analizan las características del flujo que se produce alrededor de ellos con distintas condiciones de contorno, y concluyen que el bloque cúbico tiene un mejor comportamiento que el bloque paralelepípedo.

Van der Meer (1988a y 1988b) propuso una colección de ecuaciones de estabilidad para mantos de escollera, cubos y tetrápodos ( $\cot \alpha = 1.5$ ) y acrópodos ( $\cot \alpha = 1.33$ ) que han sido utilizadas ampliamente en el diseño de diques en talud. Estas fórmulas incluyen el periodo del oleaje, la duración del temporal de cálculo y la permeabilidad del dique.

Medina (1989) propone mejoras en el diseño de los diques en talud introduciendo un refuerzo del manto principal a la altura del nivel del mar. Dicho refuerzo del manto confiere a la estructura general del dique una curva de averías óptima, mejorando la respuesta respecto de los diques rompeolas de diseño clásico, de “perfil en S” y de tipo “Berma”.

En las décadas de los 80 y 90 autores como Ergin et al. (1989), Van der Meer (1992), van der Meer y Veldman (1992) o Van Gent (1995) se dedican al estudio de los diques berma.

Medina et al. (1994) estudian los efectos de los grupos de olas generados por los temporales en la avería del manto principal de diques en talud.

Vidal et al. (1995) establecen un nuevo parámetro de altura de ola  $H_n$  (media de las  $n$  olas más altas de un estado de mar) para caracterizar la estabilidad de los diques rompeolas atacados por oleaje irregular, independientemente de la duración del temporal.

Mase et al. (1995) son pioneros en aplicar un modelo de red neuronal artificial para estimar el daño en el manto principal de un dique en talud. Utilizaron un modelo neuronal con un algoritmo de aprendizaje de propagación inversa.

Medina (1996) establece la necesidad de estimar la evolución en el tiempo de la erosión del manto principal frente a oleaje no estacionario. Propone un modelo exponencial aplicable a olas individuales de un temporal que puede utilizarse en condiciones climáticas de oleaje no estacionarias.

Donnars y Benoit (1996) realizan un estudio experimental de la interacción en la estabilidad entre la berma de pie y el manto principal de diques en talud.

Jensen et al. (1996) estudian la influencia del oleaje regular e irregular en la estabilidad de diques en talud, e identifican que el parámetro de la altura de ola irregular,  $H_n$  (Vidal et al., 1995), que se corresponde con la altura de ola regular en términos de producir el mismo nivel de daño, es  $H_{250}$  (siendo  $H_{250}$  la media de las 250 olas más altas que alcanzan el dique).

Hanzawa et al. (1996) y Melby y Kobayashi (1998) proponen métodos para determinar el daño acumulado a lo largo de la vida útil de la estructura. Hanzawa et al. (1996) presentan una fórmula de estabilidad para tetrápodos protegiendo diques verticales en función de la altura de ola y número de olas; y una aproximación probabilística para estimar el daño acumulado durante la vida útil. Melby y Kobayashi (1998) estudian la progresión y variabilidad del daño en diques de escollera natural y proponen unas ecuaciones para predecir daños, considerando la altura y periodo de ola variables con el tiempo, para condiciones de rotura de oleaje y teniendo en cuenta el daño previo que tiene la estructura.

Una constante en las investigaciones realizadas hasta 1998 ha sido considerar el oleaje incidente como el agente que motiva la inestabilidad de las piezas del talud del dique. Los trabajos de Losada y López (1999) muestran que la dispersión de los resultados de peso adimensional se reduce al tener en cuenta la reflexión del oleaje al interaccionar con el dique, por lo que proponen considerar el oleaje total como el agente que motiva la inestabilidad de las piezas del talud del dique.

D'Angremond et al. (1999) revelan la importancia de la densidad de colocación de las piezas en mantos monocapa de escollera y tetrápodos y Vandembosch et al. (2002) estudian la influencia de la densidad de colocación de piezas sobre la estabilidad de mantos monocapa (escolleras y tetrápodos) y bicapa (cubos) de diques en talud. Ponen de manifiesto que un aumento de la densidad de colocación de los cubos de hormigón no conlleva siempre un aumento de la estabilidad, sino que mantos con bajas porosidades pueden producir otros modos de fallo además de la extracción de piezas, como son los deslizamientos globales del manto y los levantamientos de piezas por aumento de la subpresión (*uplifting*).

El PIANC (2003) publica una recopilación de la investigación y la práctica desarrollada en los años 80 y 90 sobre los diques berma. La mayor parte de los diques berma que se habían estudiado hasta el momento permitían el cambio de perfil de su sección para adaptarse a las condiciones del oleaje. Posteriormente, surge un nuevo tipo de dique berma, formado por varias capas de escollera natural graduadas, en el cual el cambio de perfil está limitado, siendo estructuras más estables. Este tipo de dique, denominado “Tipo Islandés” por ser muy usado en este país, fue estudiado por Tørum et al. (2003) quienes realizaron una serie de experimentos sobre diques berma multicapa.

Benedicto (2004) avanzó en el análisis del dique en S como parte de su estudio del comportamiento hidrodinámico y mecánico de los diques en talud; concluyendo que el sistema se “auto-organiza” buscando su perfil y colocación de máxima estabilidad.

Gómez-Martín y Medina (2004 y 2006) ajustan el modelo exponencial de averías para los diques en talud con manto bicapa de escollera y cubos, obteniendo el parámetro daño medio,  $n_{50\%}$ , definido como el número de olas regulares que producen el 50% del daño máximo ( $S_0$ ).

Vidal (2006) indica que el parámetro de altura de ola  $H_{50}$ , definido como la media de las 50 olas más altas que alcanzan el dique en su vida útil, permite estimar la avería del manto principal causado por el clima marítimo durante la vida útil de la estructura, independientemente de la distribución de alturas de ola.

Gómez-Martín y Medina (2007 y 2008) ponen de manifiesto la importancia de la compactación heterogénea del manto de bloques cúbicos y presentan una nueva pieza para la formación de mantos monocapa y bicapa, el Cubípodo, objeto de esta tesis. La compactación heterogénea del manto se caracteriza por disminuir la porosidad del manto en unas zonas y aumentarla en otras, sin necesidad de que se produzca extracción de piezas.

Negro et al. (2010) analizan los diques en talud construidos en el litoral español con el manto principal formado por bloques cúbicos o paralelepípedicos, indicando la falta de investigación sistemática que permita obtener conclusiones científicamente fiables relativas a la comparación del modo de fallo de cubos y bloques paralelepípedicos, salvo los ensayos realizados por Losada et al. (1988).

Kobayashi et al. (2010) modifican el modelo de transporte de sedimentos desarrollado por Kobayashi et al. (2009), para predecir la evolución media del perfil del manto principal, del mismo modo que la predicción de la evolución del perfil de playas.

Medina et al. (2011a) estudian la influencia de la colocación de piezas y la porosidad del manto en la estabilidad hidráulica de los diques en talud.

Suh et al. (2013) comparan los métodos de Hanzawa et al. (1996) y Melby y Kobayashi (1998) para calcular el daño acumulado en el manto principal de diques en talud y recomiendan utilizar la media de ambos métodos para los mantos de tetrápodos.

Las ROM 0.0-01 y ROM 1.0-09 ponen de manifiesto la existencia de un consenso generalizado sobre la necesidad de utilizar técnicas probabilistas, como mínimo de Nivel II, para el diseño de grandes diques en talud. Sin embargo, debido a la complejidad de los procedimientos de Nivel II y Nivel III, su difícil trazabilidad y a la necesidad de simplificar en la práctica un problema complejo, en la fase de diseño preliminar suelen preferirse los métodos simples de Nivel I.

Para racionalizar el uso de los coeficientes de estabilidad ( $K_D$ ), en la caracterización de la estabilidad hidráulica del manto principal, Medina y Gómez-Martín (2012) proponen definir explícitamente los coeficientes de seguridad asociados a cada  $K_D$  publicado.

Gómez-Martín y Medina (2014) proponen considerar la compactación heterogénea como un nuevo modo de fallo del manto principal, el cual junto con la extracción de piezas del manto, constituyen los dos modos de fallo fundamentales del manto principal de los diques en talud.

Medina et al. (2014) ponen de manifiesto la importancia de la porosidad del manto en la estabilidad hidráulica del mismo, analizan los resultados de distintos ensayos realizados con mantos bicapa de cubos de hormigón y proponen una nueva formulación para estimar la estabilidad de los mantos de cubos en función de la porosidad.

Medina y Gómez-Martín (2015) proporcionan unos criterios básicos para el diseño y construcción de diques en talud protegidos con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Se describen los factores principales a tener en cuenta en la fase de pre-diseño de diques rompeolas en general y de mantos de Cubípodos en particular. La selección de la geometría del elemento de hormigón con el que se forma el manto principal (cubo, Cubípedo, tetrápodo, etc.) condiciona la logística y colocación (aleatoria, ordenada, etc.), permite o no la construcción en una sola capa, exige una determinada porosidad, proporciona una determinada estabilidad hidráulica y todo ello determina el coste económico y las huellas ambientales.

### II.3. Daños en el manto principal.

#### II.3.1. Introducción.

Los diques rompeolas son las obras más comúnmente utilizadas para la protección de zonas costeras o abrigo de puertos. Estos diques disipan la energía del oleaje por los procesos de rotura, fricción y transmisión de oleaje.

Para analizar la estabilidad de los diques en talud se definen en primer lugar las posibles causas de pérdida de estabilidad o modos de fallo del sistema granular. Bruun (1979), tras analizar los posibles modos de fallo de los diques rompeolas, realiza una síntesis de todos ellos agrupándolos en once modos principales (ver Figura II.1):

1. Extracción de piezas o cantos del manto principal durante el ascenso del oleaje sobre el talud.
2. Extracción de piezas o cantos durante el descenso del oleaje sobre el talud.
3. Deslizamiento global del manto principal por falta de fricción con las capas subyacentes.
4. Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin desplazamientos de su posición media, pero capaces de deteriorar en el tiempo la conformación del manto, ya que el cabeceo de una pieza está ligado a la estabilidad estructural de la misma. Se puede considerar como una rotura por fatiga.
5. Socavación de la base del espaldón.

6. Averías en la coronación o en el manto del lado abrigado del dique por rebase de las olas.
7. Falta de compacidad en las capas subyacentes, con excesiva transmisión de energía al interior del dique; se producen grandes fuerzas de levantamiento en el espaldón y capas interiores.
8. Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique, posible descalce de éste.
9. Asientos y hundimientos del terreno de cimentación.
10. Pérdida de las características mecánicas de los materiales.
11. Defectos o errores de construcción.

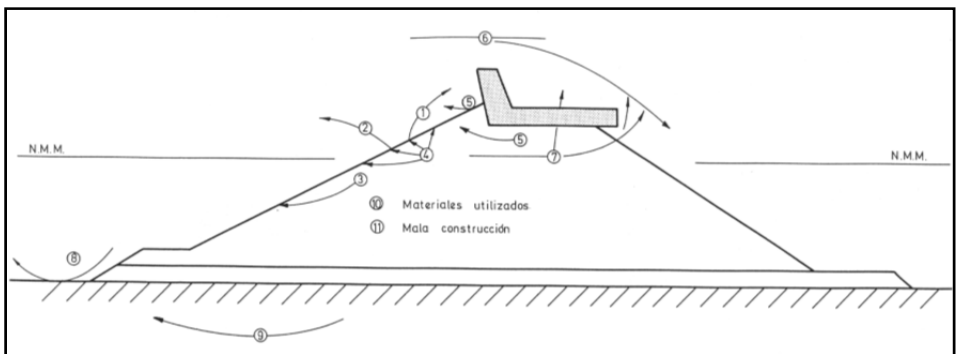


Figura II.1. Posibles causas de falta de estabilidad (Bruun, 1979).

Estos once modos principales de fallo han sido ampliamente estudiados a lo largo de los años y pueden sintetizarse en cinco grupos:

1. La estabilidad hidrodinámica de las piezas del manto principal (1, 2, 3 y 4).
2. La estabilidad mecánica o estructural de las mismas (4 y 10).
3. La estabilidad global del dique considerado como un todo, incluye los deslizamientos de grandes partes del dique (3, 5, 6 y 7).
4. La estabilidad geotécnica del sistema granular en su conjunto (8 y 9).
5. Los errores constructivos (10 y 11).

El manto principal es un factor crítico que condiciona el coste y la seguridad del dique en talud, por ello, esta tesis se centra en el análisis de la estabilidad hidrodinámica de las piezas del manto principal debido a la acción del oleaje sobre el talud.

En taludes contruidos con escolleras o piezas masivas (cubo, bloque paralelepípedo, bloque Antifer, Cubípodo, etc.), el concepto de estabilidad estructural tiene poca importancia, pues dada la forma monolítica de dichas piezas, es muy improbable que se alcance un estado tensional en la pieza capaz de romperla. No obstante, este concepto de estabilidad no debe ser olvidado totalmente, pues los golpes entre cantos, especialmente si son de grandes dimensiones, pueden dar origen a roturas parciales, que merman el peso de las piezas. En taludes contruidos con piezas esbeltas (dolos, tetrápodos, etc.) además de las acciones originadas por el flujo, se produce un estado tensional en las piezas originado por el peso propio del talud, que puede llevar a la rotura de éstas, desapareciendo el mecanismo de trabazón con el que dichas piezas fueron concebidas y cuyo olvido ha sido causa de graves daños en diques a lo largo de los años. En lo sucesivo, como se va a tratar fundamentalmente de diques en talud con el manto principal de escolleras, bloques cúbicos o Cubípodos, al hablar de estabilidad se considera el concepto de estabilidad hidrodinámica, esto es, la capacidad de oposición de las piezas al movimiento bajo la acción del flujo, supuesto que éstas no se rompan.

### II.3.2. Modos de fallo del manto principal.

El manto principal es el elemento resistente fundamental del dique en talud, es 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 pie, se suelen diseñar en función del manto principal, que es el elemento crítico del dique, el que condiciona en mayor medida su coste y su comportamiento a largo plazo. La fuerza de las olas que actúan sobre la piezas del manto principal depende de variables ambientales y estructurales, como son: altura, periodo y dirección del oleaje y permeabilidad del manto, filtro y núcleo; si la fuerza del oleaje excede un cierto límite, se producen movimientos de las piezas dando lugar a la erosión del manto principal.

Relacionado con la estabilidad hidrodinámica de las piezas del manto principal, los modos de fallo descritos por Bruun (1979), Burcharth (1993) y USACE (2006) pueden sintetizarse en tres modos principales:

- a) Cabeceo (giro) de las piezas sobre sus apoyos en el manto
- b) Extracción de piezas del manto debido a la fuerza de las olas
- c) Deslizamiento global del manto principal

El cabeceo de una pieza puede ser de gran importancia en la medida en que está ligado a la resistencia estructural de la misma y por tanto directamente relacionado con la rotura por fatiga de las piezas del manto, lo cual puede tener importantes consecuencias hidrodinámicas; sin embargo, tal y como se ha indicado anteriormente, en este estudio no es relevante en sí mismo, ya que se considera

garantizada la estabilidad estructural de las piezas estudiadas: escollera natural, cubos y Cubipodos (ver Medina et al., 2011b). Por otra parte, el deslizamiento global del manto y la extracción de piezas están relacionados directamente con la pérdida de unidades y la consecuente erosión del manto principal y secundario.

CIRIA/CUR/CETMEF (2007) también establece como principal modo de fallo del manto la pérdida de elementos y la erosión del mismo. Sin embargo, aunque existen ciertas referencias en la literatura a los asientos debido a la compactación del manto (USACE; 2006) o asientos de las piezas del manto relacionados con la densidad de empaquetamiento del manto (Muttray et al., 2005), no existe ninguna descripción precisa del modo de fallo relacionado con los pequeños movimientos de compactación de piezas del manto paralelos al talud, definidos en esta tesis y por Gómez-Martín y Medina (2007, 2008 y 2014) como compactación heterogénea (HeP) del manto.

La compactación heterogénea del manto es un modo de fallo que se produce habitualmente debido a la tendencia natural de las piezas especiales de hormigón a reducir la porosidad del manto por debajo del nivel del mar y aumentarla en las zonas cercanas y superiores al nivel del mar; sin embargo raramente es considerada en los estudios de estabilidad hidráulica del manto.

#### II.3.2.1. Extracción de piezas y deslizamiento global del manto.

El objetivo principal del manto principal de los diques en talud es evitar la extracción de material del manto secundario o filtros y del núcleo, por la acción del oleaje sobre la estructura. Dado que el fallo de los diques en talud se origina normalmente por la pérdida de piezas del manto principal, dejando expuestas a la acción del oleaje las capas inferiores, la avería del manto se analiza habitualmente atendiendo al número de piezas extraídas del manto durante los temporales. La avería del manto se calcula habitualmente en términos de unidades perdidas del manto y por tanto, la extracción de piezas debido a la acción del oleaje es el principal modo de fallo considerado en la práctica para describir la erosión del manto.

El deslizamiento global del manto está relacionado habitualmente con taludes pronunciados y/o fricción insuficiente con la capa inferior. Así mismo, los deslizamientos globales afectan a los mantos de cubos muy porosos si la piedra del filtro es demasiado pequeña para generar fricción suficiente entre las capas (Bruun, 1979).

A continuación se describen las principales referencias respecto de la erosión del manto principal. Ouellet (1973) propone que sólo se consideren los desplazamientos de piezas del manto como avería, la cual debe expresarse como el porcentaje de elementos desplazados de la zona activa del manto. Jensen (1984) describe los modos de fallo de los diques en talud y se centra en la extracción de piezas como el modo de fallo principal del manto. SPM (1984) destaca que los

elementos del manto pueden desplazarse a lo largo de una amplia zona del manto, bien sea por un deslizamiento del manto en masa o bien por la extracción individualizada de piezas del manto. Losada et al. (1986) definen el Inicio de Avería (IA) como el nivel de daño que se produce cuando un cierto número de elementos del manto se ha desplazado de su posición original al menos una distancia igual o superior al lado del cubo equivalente de las piezas. Van der Meer (1993) y Medina et al. (1994) consideran el desplazamiento por extracción de las piezas como el principal modo de fallo del manto. Posteriormente, Palmer et al. (1998) realizan una revisión del estado del arte y confirman que la avería del manto se define generalmente por (1) la extracción o rotura de los elementos individuales del manto o (2) el deslizamiento en masa del manto.

En los experimentos realizados por Melby (1999) para caracterizar el movimiento de los cantos del manto, se concluye que las piezas que se encuentran en la zona del nivel medio del mar son más susceptibles de ser desplazadas que las que se encuentran en otras zonas; el criterio de avería que establece implica contar los cantos que son extraídos y desplazados de su posición original al menos un diámetro nominal.

Andersen (2006) establece que el fallo del manto principal se produce cuando la fuerza desestabilizadora ejercida en las piezas supera a la fuerza estabilizadora; la desestabilización de piezas se origina en torno al nivel del mar y en el momento en que una pieza es extraída del manto, el modo principal de movimiento es la rodadura de la pieza hasta situarse en el manto por debajo del nivel del mar. Así pues, el daño puede calcularse por conteo de las piezas extraídas del manto o midiendo la superficie erosionada mediante la realización de perfiles.

La extracción de piezas, es pues, el principal modo de fallo utilizado en la literatura para describir la erosión del manto bajo la acción del oleaje y por tanto los métodos habituales de medición de la avería, como son el conteo de piezas extraídas y el perfilado de secciones para determinar el área erosionada (Vidal et al., 2003), asumen que la porosidad del manto se mantiene constante durante la construcción y vida útil. Sin embargo, la extracción de piezas siempre va acompañada de la compactación heterogénea del manto y por tanto los cambios de porosidad no son despreciables en el mismo. Aunque la compactación heterogénea podría ser despreciable en mantos de escollera natural, siempre debe considerarse en mantos construidos con piezas especiales de hormigón, en los que ni la porosidad ni la densidad de empaquetamiento se mantienen constantes durante el proceso constructivo o la vida útil de la estructura.

### II.3.2.2. Compactación heterogénea del manto.

En esta tesis se presenta la compactación heterogénea del manto como un modo de fallo fundamental, que se debe considerar junto con la extracción de piezas cuando se estudia la erosión del manto principal. Este modo de fallo se produce en mayor o



menor medida en todos los mantos formados por piezas especiales de hormigón, ya sean bicapa o monocapa de piezas que funcionan por gravedad y/o trabazón. Los mantos bicapa de bloques cúbicos convencionales han sido ampliamente utilizados en todo el mundo y especialmente en las costas españolas desde el S. XIX, y es bien conocida la dificultad que supone colocar aleatoriamente dichos bloques, tanto en modelos a escala reducida como en obra (Medina et al., 2011a). De hecho, esta dificultad, mucho mayor en la construcción de diques reales que en los modelos de laboratorio, puede dar lugar a efectos de modelo relevantes.

Gómez-Martín y Medina (2006) pusieron de manifiesto que los cubos convencionales en mantos bicapa tienden a colocarse cara contra cara durante la acción del oleaje, incluso aunque no se produzca ninguna extracción de piezas del manto. Aunque el manto se construya con una porosidad homogénea, la tendencia natural de los cubos a colocarse poco a poco cara contra cara, reduce la porosidad del manto en las zonas por debajo del nivel medio del mar, aumentándola en las zonas superiores. Este aumento de porosidad está directamente ligado a una reducción de la densidad de empaquetamiento y de colocación en las zonas cercanas y superiores al nivel medio, con la consecuente exposición de las capas inferiores a la acción del oleaje. Este modo de fallo, sin extracción de piezas, ha sido denominado compactación heterogénea del manto por Gómez-Martín y Medina (2006, 2007, 2008 y 2014).

La porosidad es un concepto intuitivo que hace referencia al porcentaje de huecos existente en un sistema granular. Sin embargo, tal y como indican Frens (2007) y Medina et al. (2011a), la utilización de criterios distintos para medir el espesor o número de capas ( $n$ ), la porosidad nominal del manto ( $P$ ) y el coeficiente de capa ( $k_{\Delta}$ ), puede dar lugar a errores de interpretación de resultados experimentales. Por ello, en esta tesis, la porosidad del manto se define como:  $p\%=(1-\Phi/n)$ , donde  $\Phi$  es la densidad de empaquetamiento y  $n$  es el número de capas del manto principal ( $n=1$ , en mantos monocapa y  $n=2$  en mantos bicapa). La densidad de colocación de las piezas  $\varphi$ [unidades/m<sup>2</sup>] está directamente relacionada con la densidad de empaquetamiento ( $\Phi$ ) mediante:  $\varphi=\Phi/(D_n)^2$ , siendo  $D_n$  el diámetro nominal o tamaño del cubo equivalente de las piezas.

Así mismo, han sido varios los autores (D'Angremond et al., 1999, Van Gent et al., 1999 y Bruce et al., 2009) que han estudiado el comportamiento de los mantos monocapa de bloques cúbicos convencionales en modelos a escala reducida, ya que, tal y como pone de manifiesto Van der Meer (1999), los cubos tienden a colocarse en una sola capa debido a su forma regular. Sin embargo, en la práctica nunca se construyen mantos porosos monocapa de cubos, debido a la tendencia natural de los cubos a colocarse cara contra cara por debajo del nivel del mar, dejando en la zona del nivel medio y superior grandes áreas de las capas inferiores expuestas a la acción del oleaje y por tanto con un alto riesgo de fallo progresivo. De hecho, los efectos de modelo pueden ser muy relevantes en los mantos monocapa de bloques cúbicos.

El modo de fallo compactación heterogénea es muy significativo en el caso de cubos o bloques paralelepípedicos y otros elementos especiales de hormigón, los cuales tienden a adoquinarse (colocándose cara contra cara) por debajo del nivel medio, dando lugar a zonas por encima del nivel medio con una porosidad elevada. El efecto de la compactación heterogénea es similar a la erosión causada por las extracciones de piezas o deslizamientos, ya que el aumento de porosidad y la consecuente reducción local de la densidad de empaquetamiento alrededor del nivel medio, facilita la extracción de unidades de la capa inferior.

Así pues, la avería del manto principal no sólo se produce por la extracción de piezas que saltan y pasan a formar una tercera capa o por deslizamientos globales de piezas del manto, sino también por compactación tanto de la primera como de la segunda capa, en su caso, del manto principal.

Por tanto, en esta tesis se proponen los siguientes cuatro modos de fallo principales que afectan al manto principal de los diques en talud (ver Fig. II.2.):

- a) cabeceo (giro) de las piezas sobre sus apoyos en el manto,
- b) deslizamiento global del manto principal,
- c) extracción de piezas del manto debido a la fuerza de las olas, y
- d) Compactación heterogénea del manto (HeP).

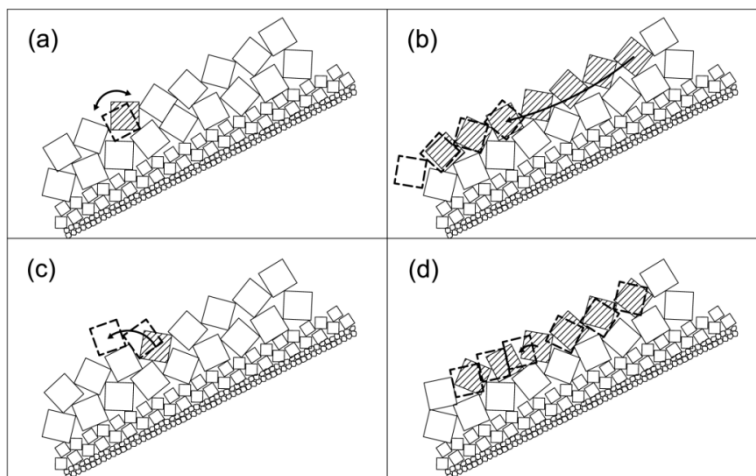


Figura II.2. Modos de fallo del manto principal: (a) Cabeceo de piezas, (b) deslizamiento global del manto, (c) Extracción de piezas y (c) Compactación heterogénea del manto (HeP).

Sin embargo, es necesario señalar que aunque la compactación heterogénea se produce siempre, su impacto relativo depende fundamentalmente de cuatro factores principales: (1) geometría del elemento del manto, (2) diferencia entre la porosidad inicial del manto y la porosidad mínima que se puede alcanzar, (3) talud

del manto principal y (4) fricción entre el manto principal y el manto secundario o filtro.

El modo de fallo de compactación heterogénea es fácilmente identificable en los mantos de cubos convencionales o bloques paralelepípedicos, sin embargo, este modo de fallo ocurre en mayor o menor medida independientemente del elemento utilizado; de hecho, la mayoría de los asientos de piezas de hormigón observados en mantos monocapa, se deben normalmente a procesos de compactación heterogénea del manto.

### II.3.3. Niveles de avería del manto

La avería del manto principal producida por la acción del oleaje se puede definir mediante criterios cualitativos o cuantitativos. Habitualmente se utilizan criterios cualitativos relacionados con cambios más o menos importantes en la morfología del manto. En la literatura se consideran dos límites cualitativos del daño del manto principal: Inicio de Avería (IA) e Inicio de Destrucción (ID). Inicio de Avería se utiliza para referirse al límite por debajo del cual las unidades del manto no se mueven significativamente; mientras que Inicio de Destrucción o fallo se refiere frecuentemente al nivel de daño en el cual el filtro o manto secundario es visible, y por tanto indica el límite a partir del cual se puede producir un fallo progresivo de la estructura y el colapso de la misma.

Mientras que el análisis cuantitativo de la avería (ver apartado II.3.4) proporciona valores numéricos razonablemente objetivos del daño del manto, este análisis no siempre suministra información suficiente sobre la severidad del daño, ya que ésta depende de la geometría de la sección y de la distribución espacial del daño en el talud. Por ello, la ventaja de los criterios cualitativos radica en que proporcionan información intuitiva respecto de la severidad real del daño. En esta tesis se utiliza una combinación de ambos criterios para proporcionar información completa sobre la avería del manto.

Habitualmente la definición cualitativa de los distintos niveles de avería se establece para mantos de escollera o piezas de hormigón colocados en dos capas, pero dichas definiciones no son directamente aplicables a los mantos formados por una sola capa de piezas especiales. Es por ello que en esta tesis se definen los niveles de avería habituales para mantos bicapa, y se propone una definición de dichos niveles aplicable a mantos monocapa de Cubípodos.

#### II.3.3.1. Niveles de Avería en mantos bicapa

La estabilidad hidráulica del manto principal bicapa de los diques en talud se caracteriza por un progreso del daño al elevarse la intensidad del oleaje incidente; el manto bicapa pasa por cuatro niveles de avería definidos por Losada et al. (1986) y Vidal et al. (1991):

(1) Inicio de Avería (IA), cuando la capa superior del manto ha perdido varias unidades y existen algunos huecos en el manto, del tamaño de las piezas, claramente visibles.



Figura II.3. Ejemplo de IA en manto bicapa de Cubípodos.

(2) Inicio de Avería de Iribarren (IAI), descrito por Iribarren (1965), cuando el daño en la capa superior del manto se ha extendido y concentrado en un área suficiente como para que piezas de la capa inferior del manto puedan ser extraídas por la acción del oleaje.



Figura II.4. Ejemplo de IAI en manto bicapa de Cubípodos.

(3) Inicio de Destrucción (ID), cuando al menos un elemento de la capa inferior del manto ha sido extraído y el filtro es claramente visible.



Figura II.5. Ejemplo de ID en manto bicapa de Cubípodos.

(4) Destrucción (D), cuando varias unidades del filtro han sido extraídas y el colapso de la estructura es solo cuestión de tiempo, incluso con un oleaje de menor intensidad del que provocó el nivel de Destrucción.



Figura II.6. Ejemplo de D en manto bicapa de Cubípodos.

Estos niveles de avería se basan en análisis visuales del manto después de cada ensayo realizado.

#### II.3.3.2. Niveles de avería en mantos monocapa

En el caso de los mantos monocapa es necesario redefinir los niveles de avería por los que pasa el manto principal del dique en función del tipo de pieza utilizada.

En esta tesis, se han definido los siguientes niveles de avería que caracterizan los mantos monocapa de Cubípodos. Al tener sólo una capa, el IAI no puede existir y debido a la capacidad de auto-reordenación de los Cubípodos la definición del resto de niveles de avería se ve modificada:

(1) Inicio de Avería (IA), cuando el manto principal ha perdido una o algunas unidades aisladas y existen algunos huecos en el manto, del tamaño de las piezas.

(2) Inicio de Destrucción (ID), cuando varios elementos contiguos han sido extraídos o se ha producido una fisura o grieta en el manto, dejando huecos mayores que el tamaño de un elemento en el manto, de forma que el filtro es claramente visible.

(3) Destrucción (D), cuando varias unidades del filtro han sido extraídas y muchas unidades del manto han sido desplazadas de su posición original, de forma que el colapso de la estructura es sólo cuestión de tiempo, incluso con un oleaje de menor intensidad del que provocó el nivel de Destrucción.

#### II.3.4. Determinación de la avería del manto

La avería de los diques en talud en el caso estudiado (talud indefinido), está ocasionada fundamentalmente por la erosión del manto principal. Todos los

criterios clásicos de fallo están ligados de forma directa (extracción de cantos) o indirecta (cambios en el perfil del manto) a la pérdida o extracción de cantos del manto por la acción del oleaje. Aunque es relativamente sencillo definir cualitativamente la avería del manto, formular una definición cuantitativa estándar válida para comparar la avería del manto independientemente del tipo de pieza utilizada, talud y número de capas, no es tan fácil.

La avería del manto principal suele determinarse, bien contando el número de piezas desplazadas, o bien midiendo directamente el área erosionada mediante la realización de perfiles. Los desplazamientos de piezas se definen habitualmente como las unidades que son extraídas del manto, o las unidades que son desplazadas en el talud al menos una distancia igual al lado del cubo equivalente ( $D_n$ ). En la literatura se utilizan habitualmente tres definiciones cuantitativas del daño: (1)  $D\%$ = porcentaje de piezas desplazadas, (2)  $N_{od}$ = daño relativo y (3)  $S$ = daño adimensional del manto.

Investigadores como Iribarren (1938), Hudson (1959), Ahrens (1975), Thompson y Shuttler (1975) y Broderick (1983), median los daños mediante perfilado de la superficie del manto, mientras que otros como, Hedar (1960), Owen y Allsop (1983), Hughes (1993) y Davies et al. (1994) contaban el número de elementos desplazados. Melby (1999) describe los detalles de estos métodos de medida de la avería del manto.

El daño en términos de unidades desplazadas, generalmente, se presenta como un porcentaje de daño ( $D\%$ ), definido como la proporción de unidades desplazadas respecto al número total de unidades, o preferiblemente, respecto al número de unidades contenidas en una zona específica alrededor del nivel del agua (SWL). Van de Kreeke (1969) y Günbak (1978) calcularon los daños del manto como el porcentaje de unidades desplazadas respecto del número inicial de unidades contenidas en un área alrededor del nivel medio (NMM). El SPM (1984) definió el porcentaje de daño,  $D\%$ , como el porcentaje de elementos desplazados en la zona activa del manto, para una altura de ola específica. Según, Jackson (1968) dicha zona activa se extiende desde la mitad del francobordo del dique hasta una profundidad por debajo del nivel del agua equivalente a la altura de ola de daño nulo ( $H_{D=0}$ ). Limitar la medición del daño a una zona activa, permite evitar las inconsistencias que surgen al comparar diferentes estructuras (con diferente número de piezas totales), ya que la mayor parte de los desplazamientos de piezas se producen dentro de los niveles  $\pm H_s$  entorno al nivel del agua (SWL), independiente de la profundidad y altura del dique. Sin embargo, dado que en este caso el número de unidades depende de  $H_s$ , Burchart y Liu (1992) recomendaron especificar un valor de  $H_s$  asociado a un nivel de daño determinado; mientras que el USACE (2006) sugiere considerar la zona activa entre los niveles:  $SWL \pm nD_n$ , donde  $\pm nD_n$  indica los límites del movimiento de piezas del manto. Así pues, la Ec. II.1 establece el porcentaje de daño ( $D\%$ ) como los desplazamientos relativos dentro de un área de referencia.

$$D^{\circ}\% = \frac{N_d}{N_T} \quad [II.1]$$

Donde  $N_d$ =número de unidades desplazadas, ya sean extracciones o desplazamientos de su posición original una distancia superior a  $D_n$ , y  $N_T$ =número de unidades totales dentro del área de referencia, la cual puede ser el área completa del manto o el área entre dos niveles establecidos, e.g.,  $SWL \pm H_s$ , donde  $H_s$  se corresponde con cierto nivel de daños, o  $SWL \pm nD_n$ , donde  $\pm nD_n$  indica los límites de desplazamiento de piezas del manto.

El parámetro de daño adimensional  $S=A_e/D_n^2$  propuesto por Broderick (1983) y popularizado por Van der Meer (1988a) se ha utilizado ampliamente para medir la avería del manto, siendo  $A_e$ = área media erosionada en la sección transversal y  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$ = diámetro nominal o lado del cubo equivalente. Melby y Kobayashi (1998) utilizaron el daño adimensional,  $S$ , como descriptor general del daño en mantos de escollera natural y definieron el perfil erosionado utilizando tres parámetros de daño normalizados para caracterizar el área erosionada y determinar la protección residual.

Tal y como describen Medina et al. (1994) y Vidal et al. (2006),  $A_e$  puede obtenerse directamente mediante el perfilado laser o mecánico de las secciones, pero también puede estimarse mediante conteo visual de unidades erosionadas, asumiendo que la porosidad del manto se mantiene constante durante el proceso erosivo, lo cual es razonable en mantos de escolleras naturales pero no lo es cuando se utilizan piezas especiales. El método de conteo visual aplicado por Vidal et al. (2006) define el área media erosionada  $A_{ev}$  mediante la Ec. II.2 y el daño adimensional visual con la Ec. II.3.

$$A_{ev} = \frac{N_e D_n^3}{((1-p)b)} \quad [II.2]$$

$$S_v = \frac{A_e}{D_n^2} \quad [II.3]$$

Donde  $N_e$ = número de unidades extraídas del manto que son recolocadas sobre la capa superior,  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$ = diámetro nominal o lado del cubo equivalente,  $M$ = masa de los elementos que forman el manto principal,  $p$ = porosidad del manto principal y  $b$ = ancho observado de la sección ensayada.

Vidal et al. (2003 y 2006), Gómez-Martín y Medina (2006) y Lomónaco et al. (2009) analizan daños del manto principal de troncos y morros de forma cualitativa y cuantitativa comparando dos metodologías de obtención del área erosionada: (1) conteo visual del número de unidades erosionadas y (2) perfilado laser o mecánico del manto. La precisión y sensibilidad del daño adimensional visual,  $S_v$ , y del daño

adimensional mediante perfilado,  $S_p$ , difieren entre si dependiendo del nivel de daño de la estructura. Si el número de unidades desplazadas es pequeño o moderado, la medida del daño visual es más precisa que la del daño mediante perfilado; sin embargo, conforme aumenta el nivel de daño, la medición con perfilado es más fiable, llegando a ser muy complicado el conteo visual cuando los daños son muy grandes.

Finalmente, en el caso de piezas especiales, no es habitual realizar perfiles, sin embargo frecuentemente se determina el daño a partir del número de unidades desplazadas más de un diámetro nominal ( $D_n$ ). Para determinar el daño de los mantos formados por piezas especiales de hormigón, Van der Meer (1988b) propuso utilizar el daño relativo,  $N_{od}$ , el cual se define como como el número de unidades extraídas del manto ( $N_e$ ) dentro de una banda vertical de ancho  $D_n$ , que se extiende desde la parte inferior del manto hasta la parte superior (ver Ec. II.4).

$$N_{od} = \frac{N_e}{b/D_n} \quad \text{[II.4]}$$

Tal y como indica Van der Meer (1999), para un mismo daño relativo,  $N_{od}$ , se pueden obtener distintos porcentajes de daño (D%) para diferentes secciones transversales, y generalmente S es aproximadamente el doble de  $N_{od}$ . Si en la Ec. II.1 se considera,  $N_d=N_e$ =número de unidades extraídas del manto y  $N_T$ =número de unidades totales dentro del área completa del manto, entonces  $D\%=N_{od}/N_a$ , siendo  $N_a$  el número total de unidades en una banda de ancho  $D_n$ . Considerando las Ecs. II.2, II.3 y II.4, la definición de  $N_{od}$  es comparable con la de S del siguiente modo:  $N_{od}=S_v(1-p)$ . Por lo que el daño adimensional (S o  $S_v$ ), el daño relativo ( $N_{od}$ ) y el porcentaje de daño (D%), utilizados en la literatura para medir la avería del manto sólo pueden ser comparados con precaución y teniendo en cuenta el significado de cada uno de ellos.

Gómez-Martín y Medina (2006 y 2014) demuestran que los métodos convencionales basados en el conteo visual de unidades desplazadas, son inadecuados cuando los elementos del manto presentan una compactación heterogénea significativa, como es el caso de las piezas especiales de hormigón, ya que estos métodos infravaloran el daño real existente; por lo que proponen un nuevo método de determinación del daño adimensional mediante la aplicación del método de la Malla Virtual.

Cuando se produce la compactación heterogénea, la porosidad del manto no se mantiene constante, cambiando en el tiempo y en el espacio, por lo que la Ec. II.2 no es válida. El método de la Malla Virtual consiste en proyectar una malla virtual sobre las fotografías del manto tomadas desde una posición fija, de modo que esta malla divide el manto en bandas de ancho y largo constante. Se realiza el conteo de todas las unidades que tienen su centro de gravedad dentro de cada una de las bandas ( $N_i$ ), obteniéndose la porosidad de cada banda antes y después de la acción del oleaje, mediante la Ec. II.5, donde  $a= mD_n$ = ancho de banda y  $b= kD_n$ = longitud



de banda. Consecuentemente, el daño adimensional de cada banda ( $S_i$ ) se obtiene mediante la Ec. II.6, siendo  $m$ = número de filas de cada banda,  $p_i$ = porosidad de la banda  $i$  después de la acción del oleaje y  $p_{0i}$ = porosidad inicial de la banda  $i$  al comienzo del ensayo, antes del ataque del oleaje. Integrando los daños adimensionales de las bandas a lo largo del talud, se obtiene el parámetro de daño adimensional equivalente ( $S_e$ ), utilizando la Ec. II.7, donde  $I$ = número total de bandas. Este método tiene la ventaja de considerar los tres modos de fallo fundamentales del manto: la extracción de piezas, los deslizamientos globales, y la compactación heterogénea. Si cualquiera de ellos es significativo,  $S_e$  proporciona un valor razonable de los efectos integrados.

$$p_i = 1 - \frac{N_i D_n^2}{(a * b)} = 1 - \frac{N_i}{mk} \quad \text{[II.5]}$$

$$S_i = m \left( 1 - \frac{1 - p_i}{1 - p_{0i}} \right) = m \left( \frac{p_i - p_{0i}}{1 - p_{0i}} \right) \quad \text{[II.6]}$$

$$S_e = \sum_{i=1}^I S_i \quad \forall S_i \geq 0 \quad \text{[II.7]}$$

Aunque tanto el método de conteo visual y de la Malla Virtual proporcionan valores del daño adimensional sin tener en cuenta el número de capas del manto (monocapa o bicapa), los valores obtenidos reflejan sólo el daño de la capa superior del manto. Si pudiesen medirse daños de la capa inferior, los daños obtenidos serían mayores, ya que, por ejemplo, la compactación heterogénea también se produce en la capa inferior aunque no se pueda observar ni medir durante el ensayo.

Finalmente, hay que señalar que los valores del daño adimensional obtenidos en mantos monocapa y bicapa no son directamente comparables, ya que en el caso de los mantos monocapa de piezas especiales, los valores de daño adimensional para IA son relativamente próximos a los valores de daño adimensional para ID; mientras que en el caso de mantos bicapa, los valores de daño adimensional para IA son mucho menores que los valores de daño obtenidos para ID.

En esta tesis, se ha realizado un análisis cuantitativo del daño del manto principal, utilizando los métodos convencionales de perfilado y conteo visual para los mantos de escollera, y los métodos de conteo visual y Malla Virtual para los mantos de cubos y Cubípodos.

## II.4. Piezas especiales para mantos de diques en talud.

### II.4.1. Introducción.

Los mantos bicapa de escollera y bloques de hormigón (escollera artificial), colocados aleatoriamente, se han utilizado desde antiguo (S. XIX). Los estudios sistemáticos de Iribarren y Hudson hace medio siglo impulsaron el uso del manto bicapa convencional también con piezas especiales como el Tetrápodo y otras piezas (SPM, 1984). Desde la aparición de los tetrápodos en 1950, una gran variedad de elementos para la formación de mantos de diques han sido desarrollados en todo el mundo con objeto de mejorar la estabilidad hidráulica del manto principal de los diques en talud. La estabilidad hidráulica se suele definir con el coeficiente de estabilidad ( $K_D$ ) de la fórmula clásica del SPM (1984), por ello a lo largo de los años se ha buscado el diseño de elementos que maximicen dicho coeficiente con el objeto de poder reducir el peso de los elementos del manto y por tanto el coste de las obras. Se estudiaron piezas nuevas como el Dolo (creado en 1963) con coeficientes de estabilidad elevados. Sin embargo, el fallo de grandes diques como el de Sines (Portugal) en 1978, protegido con dolos de  $M[t]=42$ , puso de relieve la importancia de la resistencia estructural de las piezas además de su estabilidad hidráulica.

Desde la aparición de los Acrópodos en 1980, una gran variedad de piezas especiales para la formación de mantos monocapa de diques en talud han sido desarrollados en todo el mundo con objeto de reducir los costes y el elevado consumo de hormigón que implica utilizar mantos bicapa de bloques cúbicos o paralelepípedicos convencionales (Dupray y Roberts, 2009), garantizando una mayor resistencia estructural que las piezas esbeltas desarrolladas anteriormente. Cada forma (cubo, Tetrápodo, Dolo, Acrópodo, Cubípodo, etc.) tiene unas características de estabilidad hidráulica diferentes, una resistencia estructural distinta, permite o no la colocación en una sola capa y precisa o no una colocación orientada o específica para garantizar su estabilidad. La Fig. II.7 muestra la evolución del diseño de piezas prefabricadas de hormigón, influenciada por el fallo del dique de Sines.

El bloque cúbico de hormigón convencional, utilizado ya en el siglo XIX, muestra una estabilidad hidráulica baja, pero tiene una elevada resistencia estructural y es muy fácil de encofrar, almacenar, manipular (pinzas de presión) y colocar en obra. Así pues, además del volumen de hormigón necesario y los problemas logísticos de fabricación y puesta en obra de las piezas, la resistencia estructural del elemento (Medina et al., 2011b) es un aspecto esencial que determina la selección del tipo de pieza que se puede utilizar en la práctica.

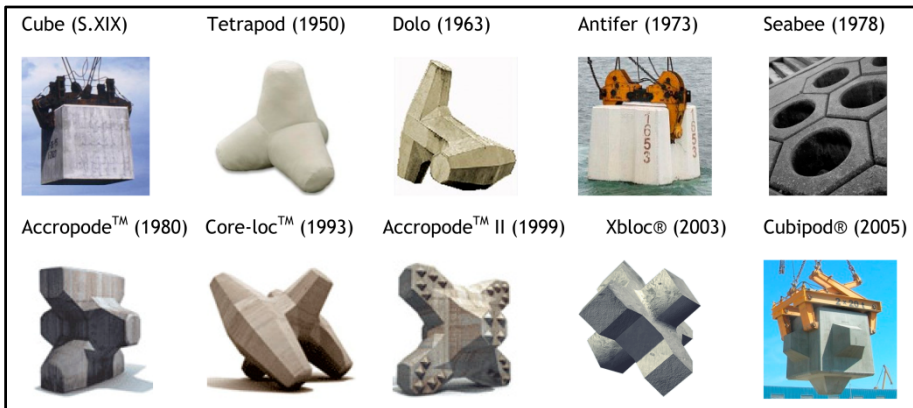


Figura II.7. Evolución de las piezas para el manto principal de diques en talud.

Los grandes diques en talud sometidos a oleajes intensos requieren piezas prefabricadas de hormigón para los mantos. El volumen de hormigón utilizado en ellos es el factor clave que determina el coste de construcción y su huella energética y de carbono. Para unas condiciones ambientales de diseño dadas, el consumo de hormigón asociado al dique depende fundamentalmente del número de capas del manto y de la estabilidad hidráulica de la pieza seleccionada ( $K_D$ ). Cada forma geométrica tiene una resistencia estructural y condicionantes logísticos distintos y una estabilidad hidráulica diferente asociada a la geometría, la colocación (aleatoria, orientada, específica o uniforme) y el número de capas del manto (monocapa o bicapa). Para obtener mayor resistencia estructural y elevada estabilidad hidráulica, se inventó el Acrópodo en 1980, la primera pieza *bulky* para una colocación monocapa. De esta forma se reducía aproximadamente a la mitad el consumo de hormigón de los mantos convencionales de tetrápodos o dolos compensando con ello los costes asociados a los encofrados y la colocación cuidadosa (especial) exigida para estas piezas. Posteriormente, se han inventado otras piezas para su utilización en mantos monocapa como el Core-loc (creado en 1993) y Xbloc (creado en 2003). En la actualidad, hay más de 200 diques construidos con mantos monocapa y decenas en construcción por todo el mundo, algunos han alcanzado temporales de cálculo  $H_s[m]=8.7$  con piezas *bulky* sin armar de  $M[t]=47$ . Sin embargo, las costas con temporales de cálculo muy grandes ( $H_s[m]>10$ ) han estado durante años fuera del alcance de los mantos monocapa debido a la fragilidad de las piezas *bulky* de gran tamaño; el desarrollo en el siglo XXI de la pieza masiva Cubípodo ha terminado con esta limitación práctica, ya que es la primera pieza que puede utilizarse en mantos monocapa o bicapa sin limitación de tamaño, debido a su elevada resistencia estructural y elevado coeficiente de estabilidad hidráulica.

### II.4.2. El Cubípodo: elemento para mantos monocapa y bicapa de diques en talud.

El Cubípodo es un elemento para la formación de mantos de diques en talud, defensas longitudinales y espigones para la protección de costas o estructuras hidráulicas o marítimas y en general para cumplir una función resistente frente a la rotura de grandes olas. Fue desarrollado en el año 2005 por Josep R. Medina y M. Esther Gómez Martín (Número de patente: ES2264906-B1) en el laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (UPV). El Cubípodo está patentado internacionalmente (ES, US, JP, EP, CN, MA, MX, BR, IN, DZ) por la UPV (ver Anejo 2) y licenciado a la empresa SATO del Grupo OHL desde 2009. Actualmente ya se han construido varios diques de Cubípodos, cuyas características fundamentales ( $l$ =Longitud de dique,  $M_{\max}$ =Peso máximo de los elementos) se detallan a continuación:

- Dique de San Andrés, Puerto de Málaga: INICIO-FIN OBRA: 2011-2013;  $l[\text{km}]=0.3$ ;  $M_{\max}[\text{t}]=6$
- Dique Sur, Puerto de A Coruña: INICIO-FIN OBRA: 2012-2013;  $l[\text{km}]=0.45$ ;  $M_{\max}[\text{t}]=25$
- Dique Norte, Puerto de A Coruña: INICIO-FIN OBRA: 2013-2013;  $l[\text{km}]=0.35$ ;  $M_{\max}[\text{t}]=15$
- Dique Oeste, Puerto de A Coruña: INICIO-FIN OBRA: 2014-2016;  $l[\text{km}]=0.9$ ;  $M_{\max}[\text{t}]=45$

El Cubípodo ha recibido dos premios: (1) la Medalla de Oro en el Salón Internacional de los Inventos de Ginebra (Suiza) en abril de 2011, y (2) el Premio García-Cabrerizo a la Invención en abril de 2011.

El objeto de la invención es un elemento de forma básica cúbica o paralelepípedica el cual dispone de una o varias protuberancias en sus caras para evitar el acoplamiento entre elementos y aumentar la trabazón con la capa inferior de escollera.

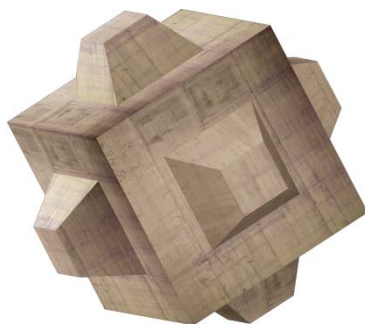


Figura II.8. Vista 3D del Cubípodo.

#### II.4.2.1. Motivación.

La fabricación de escollera artificial para las obras de abrigo y de protección de costas, tal como la construcción de diques en talud, es un problema ampliamente conocido al que hasta ahora se le ha intentado dar solución de muy diversas formas, o mejor dicho, a través del diseño de numerosos elementos, generalmente de hormigón, para formar mantos de protección frente al oleaje.

Un problema común en el diseño de elementos de hormigón para mantos de diques es conseguir una solución de compromiso entre estabilidad hidráulica y resistencia estructural. Las piezas pueden incrementar su estabilidad hidráulica por trabazón, lo cual requiere una forma menos masiva, que a su vez disminuye la robustez estructural de la pieza, como elemento individual.

Las piezas masivas colocadas aleatoriamente con formas simples (cubo, bloque, etc.) son fáciles de fabricar y también de colocar en obra, presentan un comportamiento flexible frente a la acción del oleaje, tienen una resistencia estructural elevada y muestran un riesgo de fallo progresivo bajo. En las costas españolas se utilizan generalmente elementos cúbicos o paralelepípedicos en mantos bicapa, ya que presentan las ventajas señaladas y no sufren roturas importantes, ni pierden estabilidad con la intensidad de los temporales. Por otro lado, son más tolerantes a los errores de diseño que se traducen en erosiones mayores pero raramente en rotura total del dique. Sin embargo, estos elementos también presentan serios inconvenientes, como son la baja estabilidad hidráulica y por tanto el elevado consumo de hormigón, y la tendencia a sufrir procesos de compactación heterogénea debido al acoplamiento entre caras de los cubos (ver Fig.II.9), lo que puede ocasionar cambios importantes de permeabilidad al compactarse los cubos en las zonas inferiores (disminuyendo la porosidad del manto) y provocar pérdidas de elementos en zonas superiores, debido al aumento de la porosidad por encima del nivel del mar, lo cual genera un efecto similar al producido por la extracción de piezas, es decir una disminución del número de piezas por unidad de superficie y por tanto la avería del manto.

En la parte inferior del manto, debido al aumento de densidad de empaquetamiento, la capa resultante puede ser levantada por exceso de subpresión (*uplifting*) dentro del propio dique, causando también averías. Por otro lado, el acoplamiento cara a cara, también puede provocar pérdidas de fricción con la capa inferior, facilitando el deslizamiento global del manto y otros problemas derivados de una cierta auto-organización de los bloques del manto que debieran colocarse y mantenerse en posición aleatoria. Así mismo, la compactación heterogénea del manto de cubos genera superficies lisas que facilitan el ascenso del oleaje sobre el talud y por tanto produce un aumento del remonte, caudales de rebase y fuerzas sobre el espaldón, con el consiguiente riesgo asociado. Estos problemas influyen de forma considerable en la estabilidad hidráulica, el remonte y el rebase del oleaje sobre la estructura, afectando tanto al diseño como a la operativa portuaria.



Figura II.9. Ejemplo del proceso de compactación heterogénea del manto bicapa de cubos ( $M[t]=150$ ) en el dique de abrigo de Punta Langosteira (A Coruña).

Fuente: [www.puertocoruna.com](http://www.puertocoruna.com)

#### II.4.2.2. Concepto.

El Cubípedo es un elemento prefabricado de hormigón en masa para su uso en el manto principal de los diques en talud como alternativa tanto al bloque cúbico convencional como a otras piezas prefabricadas. El Cubípedo es un elemento robusto, de forma básica cúbica, caracterizado por la existencia en sus caras de protuberancias de forma tronco piramidal que evitan el modo de fallo por compactación heterogénea del manto, aumentan la fricción con las capas inferiores (manto secundario o filtro) y disminuyen el remonte y rebase. Mantiene la robustez estructural y las ventajas logísticas del cubo convencional (fabricación, acopio, manipulación con pinzas de presión, colocación aleatoria en el talud, etc.), pero resolviendo sus desventajas, aumentando la estabilidad hidráulica frente al oleaje y garantizando su colocación aleatoria a corto y largo plazo. Permite la construcción de mantos monocapa y bicapa, con grandes ahorros económicos y reducción de las huellas energéticas y del carbono, debido a su elevada estabilidad hidráulica y resistencia estructural.

Las protuberancias tienden a penetrar en las capas inferiores generando un empuje pasivo que disminuye el conocido problema de la orientación de los cubos entre ellos y el posicionamiento de las caras paralelas a la capa inferior, lo que conduce a la pérdida de fricción entre ambas capas del dique. Además de este aumento del efecto fricción con la capa inferior, las protuberancias también previenen de la orientación cara contra cara de las piezas durante su vida útil y por lo tanto, evitan

el acoplamiento de los elementos, y con ello la reducción de la porosidad en la parte inferior del dique y la pérdida de piezas por encima del nivel del mar. Por tanto, los Cubípodos reducen significativamente el modo de fallo por compactación heterogénea del manto principal, manteniendo la capacidad resistente del dique frente a la extracción de piezas producidas por el oleaje.

Finalmente, otra ventaja de este elemento reside en el hecho de que se trata de un elemento robusto de la familia de las piezas masivas de hormigón en masa con una elevada resistencia estructural, que resiste la acción del oleaje fundamentalmente por peso propio, por lo que el manto no tiene el elevado riesgo de fallo progresivo que caracteriza a las piezas que resisten por trabazón o fricción.

Así pues, el Cubípodo es una pieza de colocación aleatoria, que puede utilizarse tanto en mantos bicapa, como alternativa al cubo, paralelepípedo, bloque Antifer, etc.; como en mantos monocapa, como alternativa a las piezas *bulky* tipo Acrópodo, Core-loc, Xbloc, etc.

#### II.4.2.3. Descripción.

La patente del Cubípodo (Ver Anejo 2) contempla distintos tipos de protuberancias para alcanzar estos objetivos: las protuberancias pueden variar en forma (pirámide truncada, cono, pirámide, prisma, cilindro, esfera,...), tamaño, posición y número. Es posible poner una protuberancia, o varias en una cara del cubo, y las protuberancias en las caras podrían no ser estrictamente las mismas.

Es preferible, sin embargo, que el tamaño de las protuberancias sea pequeño en comparación con el cubo o paralelepípedo base. Su principal función es la de evitar el acoplamiento entre piezas, mientras la resistencia estructural del cubo se mantiene. Para satisfacer dicho propósito, el volumen total de las protuberancias debe ser un orden de magnitud inferior al volumen del elemento básico.

Finalmente, la forma óptima del elemento consiste en un elemento cúbico, con protuberancias idénticas y centradas en todas las caras, las cuales tienen forma de pirámide truncada de sección cuadrada. El Cubípodo es una pieza simétrica en los tres planos cuyas dimensiones son múltiplos del lado del cubo base (L). La figura II.10 muestra las proporciones de la pieza. La figura II.11 muestra un ejemplo del uso del Cubípodo en doble capa.

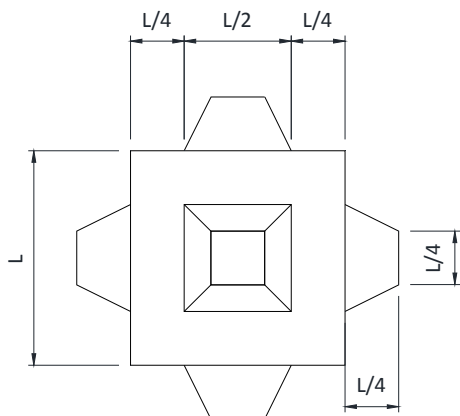


Figura II.10. Dimensiones principales del Cubípodo. Vista frontal, lateral y superior.

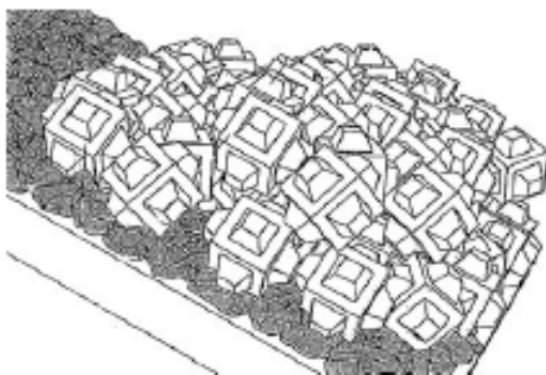


Figura II.11. Doble capa de Cubípodos en el manto de un dique en talud.

#### II.4.2.4. Aspectos innovadores y ventajas.

El Cubípodo es una pieza que puede utilizarse tanto en mantos bicapa como monocapa. A continuación se describen las principales ventajas del Cubípodo frente a los mantos bicapa de bloques cúbicos y frente a los mantos monocapa de piezas tipo *bulky*:

- Evita el adoquinamiento del bloque cúbico tradicional: impide el acoplamiento cara a cara de los bloques cúbicos y paralelepípedicos, aumentando tanto la fricción entre los propios elementos del manto, como la fricción del manto con la capa inferior (filtro), ya que las protuberancias



penetran en dicha capa. Consecuentemente se dificulta la extracción de los elementos del manto y el deslizamiento de los mismos (ver Fig. II.12).

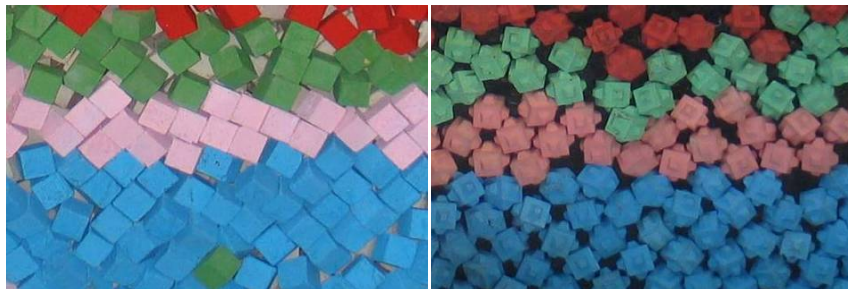


Figura II.12. Adoquinamiento de bloques cúbicos y aleatoriedad de Cubípodos.

- Mantiene la porosidad del manto homogénea: la porosidad del manto es una característica fundamental, que afecta a su respuesta frente a los temporales (estabilidad hidráulica, rebase, etc.) influyendo de manera importante en el consumo de hormigón y el coste de la obra. Es conveniente que la porosidad del manto sea uniforme ya que una porosidad variable implica la existencia de zonas particulares por donde puede iniciarse la avería del dique o producirse un mayor rebase. En el laboratorio se suelen ensayar modelos con un control de obra mucho mejor que el del prototipo, ya que las condiciones (construcción a mano y en seco), la visión (perfecta) y los medios constructivos (sin limitación) son óptimos. En las obras reales se sufren las condiciones climáticas (oleaje y viento), una visión reducida o nula bajo el agua y se tienen fuertes limitaciones en los equipos constructivos.

En el manto de cubos no se puede garantizar en obra la porosidad de proyecto y, si se consigue inicialmente, se perderá durante la vida útil por efecto de la compactación heterogénea del manto durante la acción de los temporales. Por el contrario, el manto de Cubípodos tiene una porosidad con muy poca variabilidad en espacio y tiempo, por su tendencia a la auto-colocación y la propia forma del Cubípodo, que en los taludes tiende a colocar los núcleos cúbicos a distancias homogéneas de los núcleos cúbicos vecinos, dándole una apariencia de regularidad aleatoria; esta homogeneidad del manto permite la construcción de mantos monocapa de Cubípodos con colocación aleatoria. Se pueden utilizar como porosidades de referencia para mantos de cubos y Cubípodos 40% y 41% respectivamente, aunque la porosidad inicial de los cubos (40%) puede sufrir variaciones importantes en el tiempo y el espacio debido al adoquinamiento o compactación heterogénea.

- Elevada estabilidad hidráulica y menor remonte y rebase que los cubos: el Cubípodo aumenta la resistencia de los diques frente al oleaje al aumentar la fricción con el filtro y al evitar el adoquinamiento y los deslizamientos de las unidades del manto, evitando así la pérdida de elementos en la zona superior del manto. El manto de Cubípodos es muy homogéneo, a pesar de su

colocación aleatoria, garantizándose una porosidad constante en espacio y tiempo, por lo que disminuye el remonte y el rebase correspondiente (tanto en manto bicapa como en monocapa). En esta tesis, se describen y analizan los ensayos de estabilidad hidráulica que demuestran que el coeficiente de estabilidad del manto bicapa de Cubípodos ( $K_D=28$ ) es más de cuatro veces superior al del manto bicapa de cubos ( $K_D=6$ ); así mismo se demuestra que incluso en el caso del manto monocapa de Cubípodos ( $K_D=12$ ), la resistencia a la rotura total es muy superior al manto convencional de cubos bicapa (ver Capítulo IV).

- Ahorro económico y de materiales: comparado con los elementos cúbicos o paralelepípedicos tradicionales se pueden utilizar Cubípodos mucho más pequeños para resistir los mismos temporales, debido a su elevada estabilidad hidráulica, por lo que se reduce el volumen de hormigón requerido para la construcción del dique con el consiguiente ahorro económico y reducción de la huella energética y de carbono. Además, al utilizar piezas de menor peso en el manto principal, se permite el uso de escollera de menor tamaño en la capa de filtro o manto secundario, con el consiguiente ahorro. El ahorro económico y de materiales es mucho mayor cuando se utiliza en mantos monocapa, por ello, en general, se recomiendan mantos monocapa de Cubípodos, ya que permiten minimizar los costes y las huellas energéticas y de carbono; sin embargo, los mantos bicapa de Cubípodos pueden ser recomendables en situaciones con problemas geotécnicos, bajo control de construcción u otras restricciones o incertidumbres específicas del lugar.
- Gran robustez: elevada resistencia estructural individual de los elementos a la rotura debido a la poca esbeltez de las partes del Cubípodo. Los ensayos de caída de prototipos (ver Medina et al., 2011b) han probado que el Cubípodo resiste caídas mayores que el bloque cúbico sobre plataforma rígida. La resistencia a los impactos es muy elevada y muy superior a la de las piezas *bulky* como el Acrópodo, Core-loc o Xbloc, que sólo resisten caídas de unos pocos decímetros. Debido a que la resistencia estructural del Cubípodo es muy superior a la de las piezas *bulky*, no existe limitación de tamaño en su fabricación y puesta en obra, ni limitación de profundidad de colocación, ya que no existe riesgo de rotura por tracciones. Por otro lado, gracias a la robustez del Cubípodo, la calidad del hormigón no es un factor crítico en la fabricación de los mismos (hormigón de 25 MPa es suficiente); sin embargo, las piezas tipo *bulky* o esbeltas que resisten por trabazón, requieren cuidar la calidad del hormigón y en especial la resistencia a tracción ya que las flexiones y torsiones que se producen pueden provocar roturas frágiles. Dado que las cargas de una pieza crecen con el cubo del tamaño y la resistencia solo con el cuadrado (ver Medina et al., 2011b), en piezas *bulky* y esbeltas es necesario utilizar hormigón de mayor resistencia para las piezas de mayor tamaño. La web de CLI (2009) recomendaba las siguientes características para el hormigón utilizado para fabricar Core-loc en función del tamaño de las piezas (ver Fig. II.13).

Concrete strength specifications		
	Min. compressive strength F <sub>c</sub> at 28 days	Min. tensile strength F <sub>t</sub> at 28 days
Unit volume ≤ 8.5 m <sup>3</sup>	35 MPa	3.5 MPa
Unit volume > 8.5 m <sup>3</sup>	45 MPa	4.5 MPa

Figura II.13. Características del hormigón a utilizar en la fabricación de Core-loc (CLI, 2009).

- Facilidad de manipulación y colocación aleatoria: una de las principales ventajas del Cubípodo es la sencillez de ejecución del dique, similar a la de los bloques cúbicos tradicionales, mucho mayor que los diques con elementos de colocación orientada tipo Acrópodo, Core-loc, etc. La colocación de los Cubípodos es aleatoria, con pinzas de presión que permiten una colocación eficiente (8 uds/h) y segura (ver Fig. II.14), no requiriendo la colocación cuidada que exigen otras tipologías existentes en el mercado, ni precisando ningún requisito en la orientación de las unidades individuales para alcanzar una buena trabazón.



Figura II.14. Manipulación con pinzas de presión de cubos y Cubípodos.

- Elevados rendimientos de fabricación, manipulación y acopio de piezas: el encofrado necesario para la fabricación de Cubípodos es sencillo, con desplazamiento vertical (tipo flanera articulada), que permite fabricar Cubípodos al mismo ritmo que los bloques cúbicos convencionales (2-3 uds/día/encofrado), sin embargo, los encofrados de apertura horizontal que requieren las piezas *bulky*, tienen un ratio de producción mucho menor (1 ud/día/encofrado); por consiguiente, el número de encofrados de Cubípodos es mucho menor (menor coste y menor huella energética y de carbono). La Fig. II.15 muestra el encofrado utilizado para fabricar los Cubípodos de 16 t

utilizados en los ensayos de caída de prototipos, descritos por Medina et al. (2011b). El acopio de Cubípodos en parque a múltiples alturas es muy eficiente, lo cual permite que el tamaño del parque se pueda reducir significativamente. Se pueden utilizar las disposiciones cerrada (porosidad global=30%) y abierta (porosidad global=50%) mostradas en la Fig. II.16; este parque de almacenamiento en altura, es mucho más eficiente que los parques de almacenamiento necesarios para piezas *bulky*.



Figura II.15. Encofrado del Cubípodo de 16t.

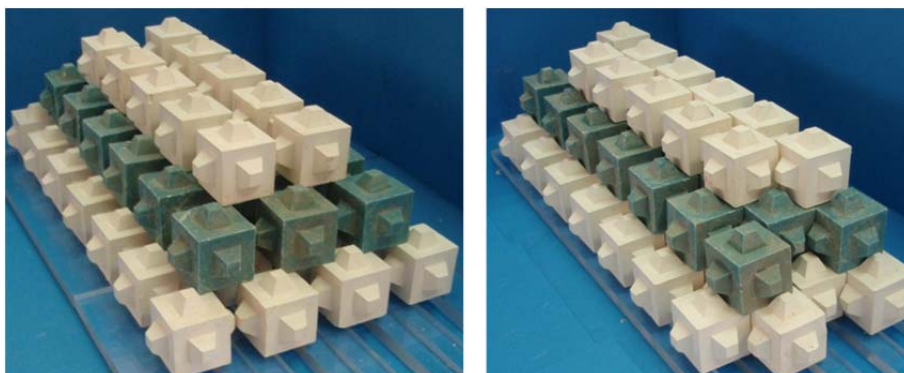


Figura II.16. Disposición abierta (p%=50%) y cerrada (p%=30%) de almacenamiento de Cubípodos en parque.



Figura II.17. Parque de almacenamiento de Cubípodos a 5 alturas del Dique de San Andrés (Puerto de Málaga, abril 2012). Fuente: SATO S.A. (Grupo OHL).

### II.4.3. Clasificación de las piezas especiales.

Las piezas especiales de hormigón para mantos de diques en talud se clasifican habitualmente en función de su resistencia estructural (ver USACE, 2006), distinguiendo entre (1) elementos masivos o robustos que disponen de una alta resistencia estructural, (2) elementos denominados *bulky* que presentan una resistencia estructural intermedia y (3) elementos esbeltos o frágiles con una baja resistencia estructural, dentro de los cuales se encuentran también los elementos huecos denominados *multi-hole cubes* extremadamente frágiles que normalmente precisan hormigón reforzado con fibras. Estas características, en general, van de la mano del factor dominante en la resistencia hidráulica (peso propio, trabazón y fricción) y del riesgo de fallo progresivo que provocan, como se explica a continuación:

- Los elementos masivos o robustos, tienen una forma compacta y maciza que les proporciona una alta resistencia estructural. Están sometidos a pequeños esfuerzos de tracción debido a que las cargas se distribuyen a lo largo de una gran sección transversal, por lo que disminuye el riesgo de rotura de la pieza. Resisten la acción del oleaje principalmente por gravedad y, comparado con los elementos que resisten principalmente por trabazón, la estabilidad hidráulica suele ser más bien baja, excepto en algún caso. Sin embargo, debido a su alta resistencia estructural y a la baja variación de su estabilidad hidráulica, presentan un riesgo de fallo progresivo bajo. Dentro de este grupo encontramos el cubo, el bloque paralelepípedo, el bloque Antifer, el Cubípedo, etc.

- Los elementos esbeltos o frágiles, tienen una resistencia estructural muy baja debido a su limitada área transversal. El factor dominante de la estabilidad ante la acción del oleaje es, en unos casos, la trabazón o la trabazón junto con el peso propio, la cual les proporciona una estabilidad hidráulica elevada y en otros casos la fricción lateral. Sin embargo, debido a la baja resistencia estructural, las piezas pueden romperse en piezas más pequeñas sin la trabazón o fricción adecuada, por lo que la variación de su estabilidad hidráulica es bastante alta y presentan un riesgo elevado de fallo progresivo. La gran cantidad de fallos que se produjo en la segunda mitad del siglo XX en los diques en talud cuyo manto principal estaba formado por este tipo de elementos esbeltos, propició una disminución en su uso y un retorno a la utilización de elementos más robustos. Ejemplos de este tipo de piezas son los tetrápodos, dolos, tribar, etc.
- Los elementos intermedios tipo *bulky* nacen en un intento de combinar la alta resistencia estructural de las piezas masivas y robustas con la trabazón característica de las piezas esbeltas. Su forma garantiza una cantidad segura de estabilidad hidráulica por trabazón, evitando a su vez áreas transversales demasiado esbeltas, para así conseguir una resistencia estructural superior a la de las piezas esbeltas. Debido a su forma geométrica, resisten el oleaje fundamentalmente por trabazón, aunque también hay algunas que resisten por combinación de trabazón y peso propio, y otras por fricción lateral. Proporcionan una estabilidad hidráulica alta y una resistencia estructural intermedia que disminuye su riesgo de fallo progresivo en comparación con las piezas esbeltas, aunque sigue siendo elevado en comparación con las piezas masivas. En este grupo destacan piezas como el Acrópodo, Core-loc, Xbloc, etc.

Habitualmente las clasificaciones de piezas que existen en la literatura lo hacen en función de la resistencia estructural (USACE, 2006), o el mecanismo de estabilidad y la forma de colocación (Bakker et al., 2003), pero todos ellos consideran de un modo u otro que las piezas tipo *bulky* que resisten por trabazón para mantos monocapa, son de colocación aleatoria, lo cual no es correcto, ya que para garantizar la correcta trabazón de las piezas *bulky* y por tanto para garantizar su estabilidad, es necesario orientarlas correctamente entre ellas en el talud. Bakker et al. (2003) consideran que uno de los principales inconvenientes del Acrópodo y Core-loc es la colocación de los mismos en el talud de forma que se garantice su trabazón; por lo que recomiendan que el desarrollo de nuevas piezas en el futuro se centre en piezas de “trabazón automática” que permitan simplificar los procesos de colocación de las mismas.

En esta tesis, se presenta una nueva clasificación de las piezas especiales en función de la resistencia estructural, asociada al mecanismo de estabilidad y en función del número de capas, asociado a la forma de colocación (ver Fig. II.18). Así pues, se establece una clasificación que divide las piezas especiales comúnmente utilizadas en 18 categorías, 7 de ellas para mantos bicapa y 11 para monocapa.

TIPO DE PIEZA SEGÚN RESISTENCIA ESTRUCTURAL										
Número capas	Mecanismo Estabilidad Colocación	MASIVA			BULKY			ESBELTA		
		Peso propio	Peso propio + Fricción lateral	Peso propio + Trabazón	Trabazón	Fricción lateral	Peso propio + Trabazón	Trabazón	Fricción lateral	
BICAPA	Aleatoria	Bloque paralelepípedo (S. XIX)		Akmon (1962, NL) Tripod (1962, NL)						
		Bloque modificado (1959, US) Bloque Antifer (1973, FR) Cubipodo (2005, ES)								
	Orientada		Bloque Antifer (1973, FR) Haro (1984, BE)		Stablit (1961, GB)					
MONOCAPA	Aleatoria	Cubipodo (2005, ES)								
	Orientada					Xbloc (2003, NL)				
	Específica					Acrópodo (1980, FR) Acrópodo II (2000, FR) Core-Loc (1995, US) Ecópodo (1996, FR)				
	Uniforme		Cubo (S. XIX)					Seabee (1978, AU) Hollow cube (1991, DE) Diahlitis (1998, IE)		Tri bar (1958, US)

Figura II.18. Clasificación de las piezas para el manto principal de diques en talud.

La principal característica de esta nueva clasificación es que introduce el concepto de colocación orientada y específica, diferenciándolas de la colocación aleatoria y uniforme. Aunque la literatura existente considera que todas las piezas que no son de colocación uniforme tipo mosaico (concertada), son de colocación aleatoria, esto no es correcto, ya que hay piezas que para garantizar la estabilidad hidráulica requieren de ciertas restricciones o reglas específicas de colocación y por tanto no se puede decir que sean de colocación aleatoria. Así pues, se definen las siguientes formas de colocación de las piezas prefabricadas de hormigón, de mayor a menor número de grados de libertad:

- Colocación aleatoria (*random*), se caracteriza porque las piezas se colocan en el talud con unas coordenadas (x,y) que garanticen la porosidad o densidad de colocación (uds./m<sup>2</sup>) de proyecto, pero sin ninguna orientación concreta ni restricción que produzca trabazón intencionada de las piezas (ver Carver y Davidson, 1978). Medina et al. (2011c) define dos índices de aleatoriedad del manto (ARIs) que permiten medir la orientación aleatoria de las piezas en relación con el talud de la capa inferior y con las piezas adyacentes.
- Colocación orientada (*patterned*), se caracteriza porque existe una cierta restricción a la aleatoriedad con objeto de producir trabazón entre las piezas, por ejemplo fijando la orientación en una dirección y dejando libre las otras dos.
- Colocación específica (*specific*), se caracteriza por la existencia de reglas específicas de colocación, más o menos complejas, para garantizar la trabazón entre las piezas. Las piezas se colocan conforme a planes de posicionamiento con orientaciones predefinidas de las mismas que garanticen su estabilidad.
- Colocación uniforme (*uniform*), se trata de una colocación concertada, tipo mosaico, que garantice la fricción lateral entre las piezas adyacentes.

Los mantos bicapa más habituales son los formados por piezas masivas de colocación aleatoria que resisten fundamentalmente por peso propio (cubo, bloque paralelepípedo, bloque Antifer, Cubípodo, etc.). Asimismo, existen mantos bicapa de piezas *bulky* (Akmon, Tripod) o esbeltas (Tetrápodo) de colocación aleatoria que resisten por combinación de peso propio y trabazón. La única pieza de colocación aleatoria en mantos bicapa que resiste por trabazón es el dolo, sin embargo esta pieza presenta serios problemas de resistencia estructural debido a su elevada esbeltez. En general los mantos bicapa de piezas trabadas, ya sean *bulky* (Stabit) o esbeltas (Tetrápodo y Tribar) requieren de una colocación orientada que garantice la trabazón entre ellas, de modo que la segunda capa quede trabada a la primera. También existen mantos bicapa de piezas masivas y colocación orientada, que resisten por peso propio y fricción lateral, como son el bloque Antifer y el Haro.



Los mantos monocapa más habituales están formados por piezas trabadas tipo *bulky* (Acrópedo, Core-loc, Xbloc, etc.) o esbeltas (A-Jack), que requieren colocación específica u orientada para garantizar la trabazón entre ellas y por tanto su estabilidad hidráulica. Actualmente, la única pieza masiva (elevada resistencia estructural) de colocación aleatoria que existe para mantos monocapa es el Cubípedo que resiste por peso propio y fricción con la capa inferior de escollera, ya que los mantos monocapa de cubos con colocación aleatoria se han estudiado en laboratorio (ver Van Gent, 1999 y Verhagen et al., 2002), pero no se han construido en la práctica, debido a la inevitable compactación heterogénea que sufren los cubos, dando lugar a colocaciones uniformes sin rugosidad ni porosidad por debajo del nivel del mar y grandes erosiones en el entorno del nivel medio y zona emergida del manto. Corredor et al. (2014) describen el diseño y construcción de la primera fase del contradique de Punta Langosteira (A Coruña, España) con manto monocapa de Cubípedos de colocación aleatoria (ver Fig. II.19).

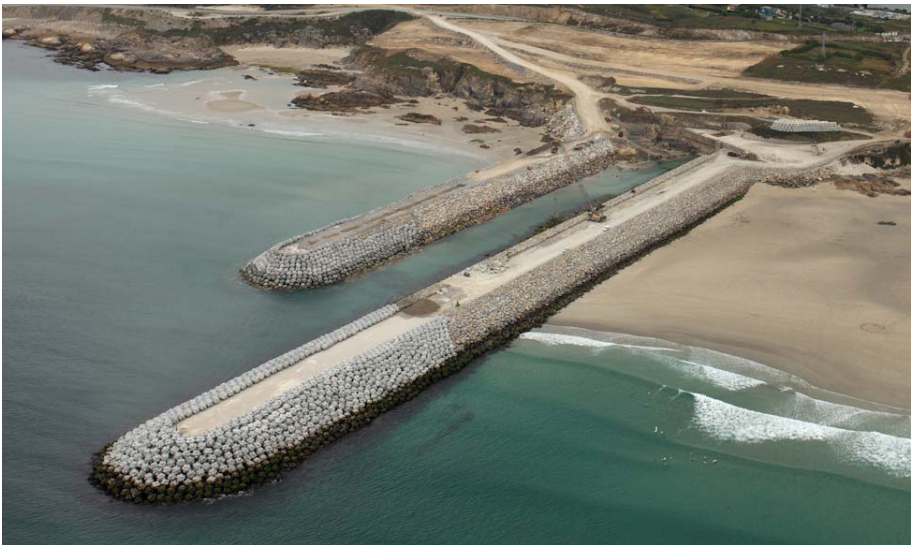


Figura II.19. Manto principal monocapa de Cubípedos con colocación aleatoria en la primera fase del contradique de Punta Langosteira (A Coruña, 2013).

Fuente: Cortesía de SATO S.A. (Grupo OHL).

El resto de piezas masivas en mantos monocapa requieren de colocación uniforme (concertada) con porosidad muy baja, lo cual tiene serios inconvenientes, como el aumento del remonte y rebase y el aumento del gradiente de presión perpendicular al talud, que puede hacer saltar los bloques, por lo que en general se suelen utilizar en el trasdós de los diques en talud. Van Gent y Luis (2013) presentan las dos únicas aplicaciones reales de cubos en mantos monocapa con porosidades muy bajas y colocación uniforme, se trata de (1) los morros temporales de invernada

realizados durante la construcción del dique principal de Punta Langosteira (A Coruña, España) y (2) el dique de Boa Vista (Cape Verde) (ver Fig. II.20).

Otros mantos monocapa de colocación aleatoria no habituales son los formados por piezas esbeltas como el Tetrápodo o el A-Jack, no recomendables debido a la baja resistencia estructural de las piezas y el elevado riesgo de fallo progresivo, ya que la colocación de estas piezas de forma aleatoria no permite conseguir la trabazón necesaria que garantice su estabilidad.



Figura II.20. Manto principal monocapa de cubos con colocación uniforme en el dique de Boa Vista (Cape Verde, 2014). Fuente: Cortesía de M. Van Gent.

Finalmente, existen piezas huecas, tipo *bulky* (Seabee, Hollow cube, Diahitis, etc.) o esbeltas (Cob o Shed), para mantos monocapa, que exigen colocación uniforme y cuyo mecanismo de estabilidad frente a la acción del oleaje es la fricción lateral entre ellas, estas piezas se utilizan básicamente en revestimientos para protecciones costeras, más que en diques de abrigo, ya que su colocación uniforme requiere de buena visibilidad (sin agua) y geometrías simples. También se han utilizado en este tipo de obras mantos monocapa de colocación uniforme con piezas esbeltas (Tribar o A-Jack) no huecas.

La forma de colocación de las piezas (aleatoria, orientada, específica o uniforme) y la resistencia estructural de las mismas definen el mecanismo de estabilidad frente al oleaje y el riesgo de fallo progresivo del manto principal del dique. El mecanismo por el cual las piezas del manto resisten la acción del oleaje está directamente relacionado con la forma de las mismas; de modo que cuando las piezas están diseñadas para resistir principalmente por trabazón, más sobresalen sus miembros o protuberancias y más frágiles son estas piezas. Por el contrario, si las piezas se diseñan para resistir por peso propio, es lógico que se diseñen lo más masivas posible. El riesgo de fallo progresivo está también íntimamente ligado a la manera de resistir el oleaje, y a la forma de las piezas; de modo que si la estabilidad hidráulica depende de la conexión entre ellas (trabazón o fricción), si una pieza es extraída o rota, se producirá una reacción en cadena y una rápida progresión de la avería. Si, por el contrario, los elementos son independientes

entre sí y resisten la acción del oleaje por peso propio, el riesgo de fallo progresivo disminuye considerablemente.

#### II.4.4. Piezas para mantos bicapa y monocapa.

Los mantos bicapa convencionales con colocación aleatoria, además de ser fáciles de construir con grandes tolerancias, suelen tener en laboratorio una gran flexibilidad entre el Inicio de Averías (IA) y el Inicio de Destrucción (ID). Siempre que se garantice la integridad estructural de las piezas (SPM, 1984), la estructura de manto bicapa convencional tendrá una gran tenacidad. Por el contrario, los mantos monocapa suelen tener una respuesta rígida con un IA próximo al ID; por consiguiente, los mantos monocapa requieren unos coeficientes de seguridad a IA e ID mayores (ver Medina y Gómez-Martín, 2012). Con todo, el coste económico y la huella energética y del carbono de los mantos monocapa suelen ser muy inferiores a los bicapa, siempre que se pueda garantizar una buena colocación en obra y la integridad estructural de la pieza (sin armar). Las piezas *bulky* se han utilizado en mantos monocapa hasta el límite  $M[t]<50$  y  $H_s[m]<9$ , sin embargo no se han podido utilizar para los diques sometidos a grandes temporales de cálculo ( $H_s[m]>10$ ).

Para los grandes diques sometidos a temporales muy intensos (Medina et al., 2011c), se han utilizado hasta la fecha mantos bicapa convencionales de piezas masivas sin armar (cubos en España) o piezas esbeltas fuertemente armadas (tetrápodos y dolos en Japón); sin embargo, el Cubípodo descrito en esta tesis permite también utilizar en la actualidad la solución monocapa en costas con grandes temporales de cálculo (Medina et al., 2010). El Cubípodo es la primera pieza masiva, que resiste por peso propio, que ha sido diseñada para ser utilizada tanto en mantos monocapa como bicapa, en función de los condicionantes de cada caso concreto.

Respecto de los mantos bicapa convencionales, los mantos monocapa de piezas *bulky* (CLI, 2014 y Xbloc, 2014) permiten reducir el coste de construcción, el consumo de hormigón y las huellas energética y de carbono. Estas piezas funcionan por trabazón y se suele aconsejar su construcción en talud  $H/V=4/3$  para reducir el consumo de hormigón y aumentar la trabazón. En el lado negativo puede señalarse la necesidad de una colocación orientada de acuerdo con protocolos bien definidos, pequeñas tolerancias de construcción y un elevado nivel de control de obra, de resistencia del hormigón y de los correspondientes ensayos a escala reducida. El tamaño máximo por resistencia estructural queda limitado en la práctica a temporales de cálculo  $H_s[m]<9$ .

Respecto de los mantos bicapa convencionales, el manto monocapa de Cubípodos (Cubípodo, 2014) tiene también grandes ventajas económicas y de reducción del consumo de hormigón y de las huellas energética y de carbono. Además, respecto de las piezas *bulky*, presenta importantes ventajas logísticas (3 puestas/día, manipulación con pinzas de presión, etc.) y no necesita un sistema de colocación

muy preciso ya que resiste por gravedad y no por trabazón. El Cubípodo tiene tendencia al auto-posicionamiento aleatorio con porosidad uniforme ( $p\%=41$ ) y sólo requiere mallas y técnicas de colocación con pinzas de presión convencionales. Además, al ser una pieza masiva con elevada resistencia estructural, permite la construcción en cualquier condición climática ( $H_s[m]<15$ ).

Hay que señalar la existencia de piezas prefabricadas diseñadas para ser colocadas de forma concertada o uniforme (por ejemplo Seabee en Fig. II.3) en un manto monocapa tipo mosaico. En este tipo de mantos monocapa, la colocación ordenada y precisa y la fricción entre piezas es fundamental; por consiguiente, las condiciones de trabajo van a determinar su viabilidad (trabajo en seco y con medios terrestres). El uso de bloques cúbicos o paralelepípedicos en mantos monocapa está restringido a los mantos de bloques concertados (porosidad  $p\%=0\%$ ) tipo mosaico, o mantos ordenados porosos sólo en ensayos a escala reducida (Bruce et al., 2009). Los mantos monocapa de bloques cúbicos porosos (no concertados) no existen a escala prototipo debido a la baja fiabilidad y riesgos de reproducir en el mar lo construido a escala reducida. El bloque cúbico de hormigón se utiliza generalmente para mantos bicapa convencionales colocados aleatoriamente con una estabilidad hidráulica muy baja, lo que implica mayores costes y consumos de hormigón muy elevados.

### II.5. Conclusiones.

En este Capítulo se realiza una revisión del estado del arte en cuanto a la estabilidad hidráulica de los diques en talud, centrándose en la estabilidad del manto principal. Se revisan los distintos modos de fallo recogidos en la literatura y se describe un nuevo modo de fallo del manto principal, la compactación heterogénea del manto, el cual es muy importante en el caso de mantos formados por escollera artificial, como los bloques cúbicos de hormigón. La compactación heterogénea del manto es un modo de fallo caracterizado por disminuir la porosidad del manto en unas zonas y aumentarla en otras, sin necesidad de que se produzca extracción de piezas. Las piezas que hay por debajo del nivel medio tienden a adoquinarse, aumentando la densidad de bloques en esa zona, mientras que quedan otras zonas por encima del nivel medio con mayor porosidad.

Además, en este Capítulo, se hace una revisión de los métodos convencionales para determinar la avería del manto, se definen los niveles de avería para mantos monocapa de Cubípodos (IA, ID y D) y se presenta una nueva metodología para medir el daño adimensional cuando la porosidad del manto principal no se mantiene constante, debido a la compactación heterogénea. Este método se denomina método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2007, 2008 y 2014).

En segundo lugar se presenta una nueva pieza para la construcción de diques en talud, el Cubípodo, el cual se ha diseñado con el objetivo de aprovechar las ventajas de los cubos (robustez, facilidad de colocación en obra, fabricación, etc.)

pero evitando sus principales inconvenientes, entre los que destacan la excesiva compactación heterogénea que sufre el manto de cubos durante su vida útil y la baja estabilidad hidráulica ( $K_D=6$ ). Se trata de un elemento de forma básica cúbica o paralelepípedica con una protuberancia en cada cara para evitar el acoplamiento entre elementos y aumentar la fricción tanto con el manto secundario de escollera como entre los propios elementos. El nuevo elemento presenta las ventajas de robustez propias del elemento original cúbico resolviendo los problemas típicos de adoquinamiento del bloque cúbico tradicional gracias a las protuberancias en sus caras. Los Cubípodos reducen significativamente el modo de fallo de compactación heterogénea del manto principal de cubos descrito en esta tesis, manteniendo la capacidad resistente del dique frente a la extracción de piezas producidas por el oleaje. En el Capítulo IV se presentan los ensayos de estabilidad hidráulica que justifican la elevada estabilidad del Cubípodo tanto en mantos monocapa como bicapa.

Finalmente, se realiza una revisión de los principales tipos de piezas especiales que se utilizan como escollera artificial y se realiza una nueva clasificación de las mismas atendiendo a la resistencia estructural, asociada al mecanismo de estabilidad y en función del número de capas, asociado a la forma de colocación (ver Fig. II.18). Así pues, se establece una clasificación que divide las piezas especiales comúnmente utilizadas en 18 categorías, 7 de ellas para mantos bicapa y 11 para monocapa. La principal característica de esta nueva clasificación es que introduce el concepto de colocación orientada y específica, diferenciándolas de la colocación aleatoria y uniforme. Así pues, se definen las distintas formas de colocación de las piezas prefabricadas de hormigón (aleatoria, orientada, específica o uniforme), de mayor a menor número de grados de libertad.



# CAPÍTULO III

## Estabilidad hidráulica del manto principal de diques de escollera natural

---

### III.1. Introducción.

En diciembre de 2000 se firma un “Convenio de Colaboración entre Puertos del Estado, las Universidades de Granada, Cantabria y La Coruña, las Universidades Politécnicas de Cataluña, Valencia y Madrid, el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas y el Instituto de Hidrodinámica Aplicada para estudiar la influencia de la reflexión en la estabilidad y rebase de los diques en talud”.

El objeto del Convenio es establecer los mecanismos científicos, técnicos y económicos para posibilitar el desarrollo en España de nuevas formulaciones para el cálculo y la verificación de los elementos que forman parte de la sección y planta de los diques en talud, fundamentadas en estudios teóricos y experimentales.

Otro de los objetivos del Convenio es homogeneizar la metodología experimental de los laboratorios de puertos españoles, ya que hasta la fecha cada uno tenía una metodología para realizar y almacenar los ensayos, de forma que era muy difícil poder comparar los resultados obtenidos en distintos laboratorios. Por ello se estableció una mecánica de trabajo que permitiera tener uniformidad en los métodos y resultados.

En la primera fase del Convenio todas las partes ensayaron la misma sección de dique en talud de escollera, con oleaje de incidencia normal y trenes de ondas

regulares e irregulares; a excepción del CEPYC y el INHA que realizarán ensayos con incidencia normal y oblicua. Dicha fase finalizó en julio de 2002.

Esta tesis surge a partir de la participación del Laboratorio de Puertos y Costas de la UPV (LPC-UPV), en el Convenio de Diques con Puertos del Estado, teniendo como objeto desarrollar esa primera fase, en la que se estudiaba la estabilidad del manto principal de una sección tipo de dique en talud de escollera.

El diseño de diques en talud según los grados de avería considerados en el manto está fuertemente influenciado por una serie de parámetros estructurales y ambientales. La mayoría de métodos de diseño están basados en resultados obtenidos de experimentos en canales y tanques de ensayo, donde se aplica la semejanza de Froude en modelos reducidos para analizar la avería del manto o cualquier otro fenómeno.

Además de las distorsiones habituales causadas por el modelo y los efectos de escala, las observaciones de laboratorio están normalmente afectadas por una gran variedad de fuentes de ruido aleatorio como el producido por los sensores de nivel o la observación del daño. El Convenio se desarrolla con el objeto de fijar estándares razonables en los ensayos de laboratorio para el estudio de las obras marítimas en España. Se llevaron a cabo una serie de ensayos para estudiar la influencia de la reflexión del oleaje en la estabilidad del manto, enfatizando en los niveles de confianza y repetibilidad alcanzada en los ensayos.

En esta tesis se plantea determinar la evolución de la avería de los diques de escollera, así como la variabilidad experimental de los ensayos realizados en el LPC-UPV. Además, el estudio se centra en el uso de la técnica de redes neuronales para la modelación del daño de la estructura.

En primer lugar, se hace un estudio detallado de la reflexión, con el fin de determinar en qué situaciones la reflexión es importante y como puede evaluarse. Para ello se ha separado el oleaje registrado en incidente y reflejado, utilizándose el método LASA (Medina, 2001).

En segundo lugar se comparan dos metodologías de determinación de la avería en el manto y se realiza un estudio de la avería, tanto clásico como mediante la utilización de redes neuronales, resultando fórmulas de diseño que predicen el daño en función de la altura de ola, el número de Iribarren y la porosidad del manto.

Posteriormente, se propone un modelo que estima la evolución en el tiempo de la erosión del manto de un dique en talud sin limitación de fondo; se trata de un modelo exponencial similar a la ley de desintegración radiactiva, en el que se define el parámetro  $n_{50\%}$  como el número de olas regulares ( $H, T$ ) que causan el daño medio (50% de  $D_0(H, T)$ ).

Finalmente se concluye el estudio con un análisis de variabilidad experimental desde dos puntos de vista, por un lado se estudia la variabilidad de la generación



de oleaje en el laboratorio, la cual es muy baja (coeficientes de variación de la altura de ola generada en diferentes repeticiones con las mismas condiciones, inferiores al 5%) y por otro la variabilidad del daño obtenido en cada repetición del mismo ensayo, obteniendo coeficientes de variación del orden del 10%-35%, para el nivel de inicio de avería y niveles superiores hasta la destrucción, los cuales son asumibles considerando que la respuesta estructural del talud frente a la misma sollicitación es aleatoria. Por todo ello, los errores observados en el modelo erosivo exponencial ola a ola del manto presentado (error cuadrático medio relativo, ECRM, del orden del 40%), parecen razonables de acuerdo con la propia variabilidad intrínseca del proceso estudiado.

## III.2. Metodología experimental.

### III.2.1. Descripción del canal de oleaje del LPC-UPV.

El canal de oleaje del Laboratorio de Puertos y Costas (LPC) de la UPV tiene 30 m de longitud y una sección de 1.2 x 1.2 m. Este canal tiene por objeto realizar ensayos en los cuales los fenómenos predominantes tengan carácter bidimensional. La Fig. III.1 muestra un esquema detallado del mismo.

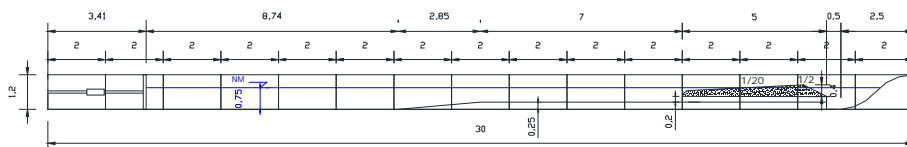


Figura III.1. Sección longitudinal del canal de oleaje del LPC-UPV con rampa parabólica de disipación de energía (cotas en m).

En uno de los extremos se ubica el generador de oleaje que consta de un compresor oleoneumático que suministra aceite a presión a un pistón de doble efecto que actúa sobre la pala que transmite el movimiento al agua. El compresor está formado por una bomba y un calderín o cámara de presión, que trabaja a unas 100 atmósferas. El movimiento del pistón está gobernado por una servoválvula cuyos desplazamientos son controlados por un sensor de posición que comunica al sistema electrónico-informático la corrección a efectuar para que su movimiento sea el deseado.

La generación de oleaje por parte de la pala es controlada por el programa informático que toma los datos de la secuencia teórica preparada, bien sea una serie regular o una serie irregular. Mediante la aplicación de la correspondiente función de transferencia clásica para el movimiento del pistón (Goda, 1985), con una función de transición lineal adicional en el dominio del tiempo para prevenir aceleraciones irreales de la pala al principio y final de cada ensayo, los datos de oleaje se traducen en movimientos de la pala que son comunicados al sistema

hidráulico de generación a través de impulsos eléctricos. Puesto que un sistema hidráulico no es estacionario, esto es, presenta variaciones en su comportamiento en el transcurso del tiempo (la temperatura del fluido cambia su viscosidad, existen pequeñas fugas, etc.) el sensor de posición de la pala generadora permite efectuar correcciones en tiempo real restaurando la posición de ésta a la teórica deseada.

La servoválvula permite la inyección del fluido en ambas caras del émbolo (para impulsarlo en uno u otro sentido) y con caudal variable (que determinará el tiempo). Su ventaja principal es la gran capacidad de regulación del movimiento, dada la alta calidad de las servoválvulas existentes.

La pala es una paleta de traslación horizontal, provista de una chapa metálica vertical que se mueve sobre rodaduras de bronce (este material se adapta mejor a las irregularidades de los raíles y permite una disminución de las vibraciones debidas a la rodadura) que se deslizan sobre sendas barras de acero, pulidas y engrasadas frecuentemente, que son soportadas sobre una estructura metálica muy rígida (ver Fig. III.2).



Figura III.2. Pala generadora de oleaje del canal del LPC-UPV.

La generación de oleaje mediante transmisión de energía de un movimiento oscilatorio a la masa de agua produce una sobre-elevación de la lámina de agua en el extremo opuesto al generador a no ser que se permita una recirculación de agua en sentido hacia la pala. La recirculación de agua se consigue gracias a un falso fondo dispuesto en la zona en la que se ubican los modelos a una altura de 25 cm. Bajo el doble fondo discurre la corriente de retorno que estabiliza el nivel medio en el canal. Así pues, se trata de un canal de fondo variable, mediante una suave pendiente (8.8%) en la zona intermedia, entre el generador y la zona de ubicación del modelo.

En el extremo del canal opuesto a la pala generadora se encuentra una rampa parabólica de disipación de energía (ver Fig. III.1), que permite disipar la energía del oleaje que se transmite a través de los modelos. El coeficiente de reflexión

obtenido al realizar ensayos en vacío con la rampa parabólica es del orden del 17%, lo cual supone que la energía reflejada por la rampa parabólica es inferior al 3%, es decir prácticamente despreciable.

El resto del canal está limitado por módulos metálicos reforzados con viguetas en “doble T”, así como por cristales dobles en la zona de colocación de modelos que permiten la visualización de los mismos.

Los elementos que se utilizan para registrar el oleaje son sensores de capacidad. Dichos sensores están conectados con equipos electrónicos que posibilitan su calibración y el envío de datos al ordenador que, mediante una tarjeta de adquisición de datos PCLab, los transforma en medida de superficie libre en centímetros respecto del nivel medio establecido en el ensayo.

El ordenador, con el software de control y adquisición de datos, es el elemento encargado de, por un lado simular la secuencia de datos de oleaje que se quiere modelizar y enviarla al generador de oleaje y, por otro, recoger y almacenar los datos registrados por los sensores instalados en el canal, mediante una tarjeta de adquisición de datos PCLab. Todos estos datos se recogen en un archivo tipo texto (.txt), para ser posteriormente analizados.

### III.2.2. Modelación a escala del dique en talud.

El modelo es un dique “indefinido” de talud  $H/V=1.5/1$  en la cara expuesta al oleaje y  $1.25/1$  en la cara no expuesta. Se realiza a escala de referencia 1:40, correspondiente a diques de escollera en prototipo de  $M[t]=5$ . La cota de coronación es la suficiente para que no exista rebase, siendo el francobordo,  $R_c[cm]=27.4$ .

La sección del dique es permeable y está formada por un manto principal de 2 capas de escollera natural G0, el filtro de grava G1 y el núcleo de grava G2; cuyas características granulométricas se muestran en la Tabla III.1, donde  $\rho_r$  es la densidad de la piedra en  $g/cm^3$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{n50}$  y  $D_{85}$  son los diámetros en cm correspondientes al 15, 50 y 85 % del material que pasa y  $M_{50}$  es la masa en gramos correspondiente al  $D_{n50}$ .

Material	$D_{n50}[cm]$	$D_{85/D15}$	$\rho_r[g/cm^3]$	$M_{50}[g]$
Núcleo G2	0.71	1.68	2.722	1.0
Filtro G1	1.67	1.42	2.729	12.6
Manto principal G0	3.10	1.38	2.643	79.0

Tabla III.1. Características granulométricas de los materiales del modelo de escollera natural.

Las relaciones existentes entre los materiales que forman las distintas capas del dique (en prototipo) cumplen las recomendaciones del SPM para diques construidos en aguas profundas.

La profundidad del agua en los ensayos se mantiene constante e igual a  $h[\text{cm}]=50$  en la zona de ubicación del modelo. El pie de dique está situado a 14.8 m de la pala generadora de oleaje, la profundidad en la zona del generador es  $h'[\text{cm}]=75$ .

La escollera que forma las dos capas del manto principal se pintó de colores para poder determinar con facilidad los movimientos producidos debido a la acción del oleaje. De esta forma la capa inferior del manto es completamente amarilla, mientras que la capa superior está formada por bandas de colores, de forma que se puede determinar el origen de los movimientos. La Fig. III.3 muestra la sección del modelo construido en el canal y la disposición de colores.

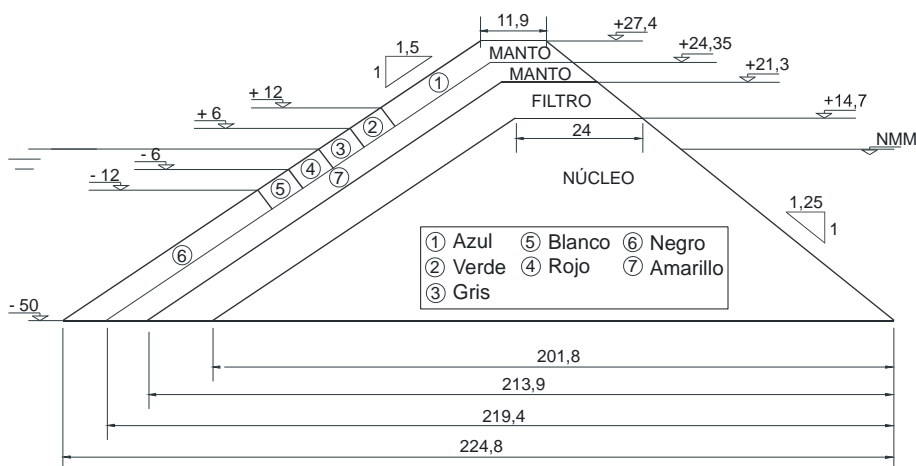


Figura III.3. Sección del modelo de dique en talud con manto de escollera (cotas en cm).

### III.2.2.1. Construcción del modelo.

En primer lugar se procede a pintar toda la superficie interior del canal con pintura antioxidante. A continuación se clasifican los diferentes materiales y son colocados en orden cerca del lugar donde se va a construir el modelo.

Se realiza una impresión a escala del plano del modelo para superponerlo en el cristal del canal y así poder marcar los puntos significativos para poder dibujar la sección en el mismo, de forma que queden definidos en la pared del canal los espesores y taludes de las distintas capas del modelo. Tras la limpieza del suelo del canal, se vierte sobre éste una lechada de cemento que conforma una superficie rugosa al fondo del modelo. La Fig. III.4 muestra el dibujo de la sección en las paredes del canal y la lechada de cemento sobre la que se inicia el vertido del material del núcleo.

La construcción del dique comienza con el vertido del material G2 correspondiente al núcleo, enrasándolo con la línea dibujada en las paredes del canal. Es muy importante que el núcleo quede perfectamente nivelado ya que tanto el filtro como el manto dependen de él.

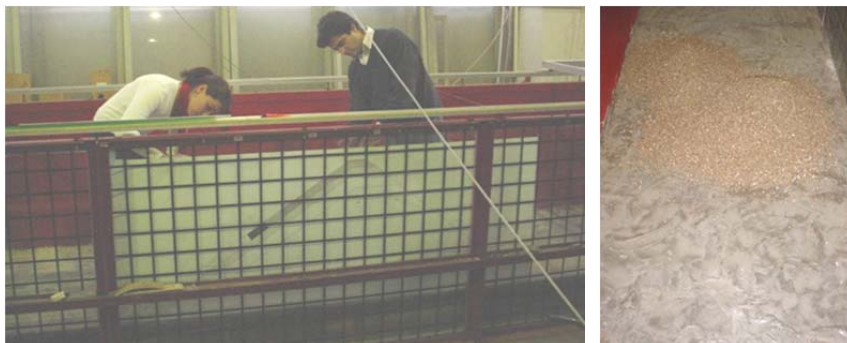


Figura III.4. Dibujo de la sección del modelo en el cristal del canal y lechada de cemento en el suelo del canal.

A continuación se coloca el filtro de escollera G1, de 6.6 cm de espesor, comenzando por las capas inferiores, cuidando que la superficie del talud sea constante en todo el ancho del modelo.

Y finalmente se colocan las dos capas del manto principal: en primer lugar la capa de escollera G0 amarilla, para seguir con la capa superior de G0 dividida en bandas de colores (ver Fig. III.5). La forma de colocación de la escollera del manto es aleatoria, dejándolas sobre el talud como se haría en obra, nunca encajándolas ni colocándolas en una posición determinada o concertada.

El número de piedras que forman el manto principal del dique depende de la porosidad del mismo. No todos los ensayos se realizan con la misma porosidad, así pues, es necesario calcular la cantidad de piedras que se deben colocar para cada porosidad. Para cada porosidad ( $p$ ), se obtiene el número de piedras teórico ( $N_t$ ) y la masa ( $M'$  [kg]) equivalente, ya que para facilitar la construcción del modelo se colocará la masa de piedras que corresponda a cada color, aunque el número real ( $N_r$ ) colocado no coincida exactamente con la cantidad teórica obtenida.

$$N_t = (1 - p)V_t / D_{n50}^3 \quad \text{[III.1]}$$

$$M' = (1 - p)V_t \rho_r / 1000 \quad \text{[III.2]}$$

Siendo  $p$  la porosidad del manto ( $p[\%]=48$  y  $40$ ),  $V_t$  [ $\text{cm}^3$ ] el volumen total a rellenar de cada color,  $D_{n50}[\text{cm}]=3.1$  el lado del cubo equivalente de la escollera G0,  $\rho_r[\text{g}/\text{cm}^3]=2.643$  la densidad de la escollera G0.



Figura III.5. Proceso de construcción del dique de escollera natural.

La Tabla III.2 refleja la cantidad de piedras totales existentes en cada capa del manto principal para cada porosidad ensayada.

Manto	Vt [cm <sup>3</sup> ]	Manto p[%]=48			Manto p[%]=40		
		N <sub>t</sub>	M' [Kg]	N <sub>r</sub>	N <sub>t</sub>	M' [Kg]	N <sub>r</sub>
Capa Inferior	54900	955	75.5	1005	1102	87.1	1137
Capa Superior	55876	972	76.8	1000	1122	88.6	1139

Tabla III.2. Cantidad de escollera G0 utilizada en cada capa del manto principal del modelo de escollera natural.

En la Tabla III.3 se muestra la cantidad de escollera G0 por colores utilizada en la construcción del manto principal del modelo de escollera natural.

COLOR	$V_t$ [cm <sup>3</sup> ]	Manto p=48%			Manto p=40%		
		$N_t$	$M'$ [Kg]	$N_r$	$N_t$	$M'$ [Kg]	$N_r$
Amarillo	54900	955	75.5	1005	1102	87.1	1137
Azul	15128	263	20.8	276	304	24.0	312
Verde	4026	70	5.5	72	81	6.4	85
Gris	4026	70	5.5	72	81	6.4	81
Rojo	4026	70	5.5	70	81	6.4	78
Blanco	4026	70	5.5	73	81	6.4	81
Negro	24644	429	33.9	437	495	39.1	502

Tabla III.3. Cantidad de escollera G0 de cada color utilizada en el modelo de escollera natural.

### III.2.2.2. Instrumentación.

- Sensores de nivel.

Los sensores de capacidad utilizados para registrar el oleaje generado, se colocan a lo largo del eje longitudinal del canal aguas arriba del dique, para determinar las características del oleaje incidente y reflejado. Se sitúa un grupo de tres sensores en las proximidades del dique ( $h$ [cm]=50), otro grupo de tres sensores en la zona de generación ( $h'$ [cm]=75) y un sensor en pala que permite suprimir ondas largas. Además, se colocaron otros dos sensores en las proximidades del dique pero fuera del eje longitudinal del canal, para poder identificar la existencia de onda transversal (ver Fig. III.6).

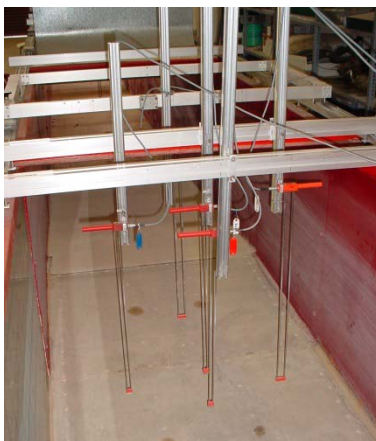


Figura III.6. Sensores de capacidad colocados en la zona del dique de escollera.

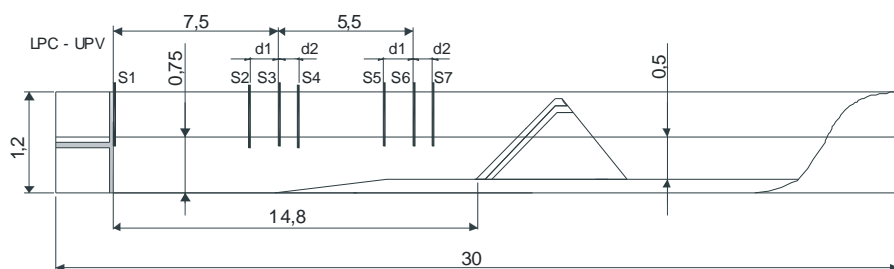


Figura III.7. Disposición de los sensores de nivel en el canal con el modelo de escolleras (cotas en m).

En la Fig. III.7 se observa la disposición de los sensores de capacidad, de modo que las distancias de separación entre los sensores de cada grupo varían en función de la longitud de onda, atendiendo a los criterios establecidos por Mansard y Funke (1980).

$$\left. \begin{aligned} d_1 &\approx \frac{L}{10} \\ \frac{L}{6} &< d_1 + d_2 < \frac{L}{3} \\ d_1 + d_2 &\neq \frac{L}{5} \\ d_1 + d_2 &\neq \frac{3L}{10} \end{aligned} \right\} \quad \text{[III.3]}$$

Normalmente, las distancias se establecen tales que cumplan estas condiciones, pero teniendo en cuenta que los sensores no se cambiarán para realizar cada uno de los ensayos, ya que supone una gran pérdida de tiempo. Por otro lado, hay que tener en cuenta que los sensores de la zona del modelo deben estar situados como mínimo a un metro del pie de dique y a un metro del cambio de pendiente del fondo del canal, de forma que los registros de los sensores no se vean influenciados por la variabilidad del fondo. Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, la posición final de los sensores adoptada en los ensayos de estabilidad es la que se indica en la Tabla III.4.

Oleaje	T[s]	d <sub>1</sub> [cm]	d <sub>2</sub> [cm]
Regular	1.0 ≤ T < 1.2	50	20
	1.2 ≤ T ≤ 1.5	80	30
Irregular	T <sub>p</sub> ≤ 1.0	30	10
	1.0 < T <sub>p</sub> ≤ 1.5	50	20
	1.5 < T <sub>p</sub> ≤ 2.0	80	30
	T <sub>p</sub> > 2.0	100	40

Tabla III.4. Separación de los sensores de capacidad en el modelo de escolleras.



- Perfilador mecánico.

Su función es la de medir la evolución del perfil del talud después de cada ensayo. Consiste en un carro situado sobre el canal en el cual se disponen dos perfiladores mecánicos formados por varillas verticales graduadas y equiespaciadas con un disco en la parte inferior de las mismas que impide que la varilla se meta entre los huecos de la escollera del manto (ver Fig. III.8). Se realiza un perfil de la zona central de la sección (eje del canal) y otro del extremo de la zona de estudio de 75 cm, para poder comparar si existen diferencias significativas entre ambas partes.



Figura III.8. Perfilador mecánico obteniendo el perfil central del talud.

### III.2.3. Ensayos realizados y técnica experimental.

#### III.2.3.1. Ensayos realizados con manto bicapa de escollera natural.

En el Convenio con Puertos del Estado se estableció realizar ensayos de estabilidad hidráulica con oleaje de incidencia normal, tanto con trenes de ondas regulares como irregulares. Los ensayos de estabilidad se realizaron lanzando escalones crecientes de altura de ola, desde daño nulo hasta alcanzar el Inicio de Destrucción del manto. El oleaje se definió a partir del número de Iribarren ( $I_r$ ) teórico, de forma que se ensayaron dos números de Iribarren ( $I_r=2.5$  e  $I_r=3.5$ ), realizando 6 repeticiones de cada  $I_r$  ensayado con oleaje regular y 5 repeticiones de cada  $I_r$  ensayado con oleaje irregular. Hay que señalar que, en el caso de oleaje regular, tres repeticiones se realizaron con porosidad del manto  $p[\%]=48$  y otras tres con

p[%]=40, tanto para Ir=2.5 como para Ir=3.5. Además se realizaron dos ensayos regulares adicionales con porosidad p[%]=40, uno con Ir=4.0 y otro con periodo constante, T[s]=1. En la Tabla III.5 se resumen los ensayos realizados.

Oleaje	Ir o Ir <sub>c01</sub>	H o H <sub>m0</sub> [cm]	T o T <sub>01</sub> [s]	Porosidad Manto p[%]	Repeticiones
Regular	2.5	9.0 a 15.0	1.00 a 1.22	48	3
				40	3
	3.5	9.0 a 12.0	1.37 a 1.69	48	3
				40	3
Irregular	4	6.0 a 10.0	1.24 a 1.80	40	1
	3.4 a 2.0	6.0 a 17.0	1.00	40	1
Irregular	2.5	7.2 a 13.3	1.01 to 1.31	40	5
	3.5	6.6 a 10.7	1.28 to 1.65	40	5

Tabla III.5. Ensayos realizados en el modelo bicapa de escollera natural del LPC-UPV.

- Oleaje regular:

Fijado el número de Iribarren (Ir=2.5 e Ir=3.5) para cada valor de altura de ola (H) se obtiene el periodo (T) correspondiente, de forma que se tienen parejas de valores (H,T) que definen cada escalón de oleaje regular, con incrementos de altura de ola de 1 cm. Si el periodo obtenido es menor que la unidad, se utiliza T[s]=1, para evitar problemas con el generador de oleaje.

$$Ir = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}} = \frac{T \tan\alpha}{(2\pi H/g)^{0.5}} \quad [III.4]$$

$$T = \frac{Ir(2\pi H/g)^{0.5}}{\tan\alpha} \quad [III.5]$$

donde L<sub>0</sub> es la longitud de onda en aguas profundas, H la altura de ola, T el periodo, g la aceleración de la gravedad y α es el ángulo que forma el talud con la horizontal, siendo tanα=1/1.5.

- Oleaje irregular:

El oleaje irregular se define a partir del espectro JONSWAP:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \gamma \exp\left[\frac{-\left(\frac{\omega}{\omega_p} - 1\right)^2}{2\sigma^2}\right] \quad [III.6]$$

donde  $\alpha = 0.0081$ ;  $\gamma = 1$  a  $10$ ;  $\sigma = \begin{cases} 0.07 \text{ si } \omega < \omega_p \\ 0.09 \text{ si } \omega > \omega_p \end{cases}$ ;  $\omega_p = \frac{1}{T_p}$

En nuestro caso:

- Se conservan los números de Iribarren fijados para oleaje regular,  $I_r=2.5$  y  $3.5$
- Se consideran los periodos de oleaje regular:  $T=T_{01}$
- Periodo medio orbital,  $T_{01} = m_0/m_1$ , donde  $m_0$  y  $m_1$  son los momentos de orden cero y uno del proceso,  $m_n = \int_{\omega=0}^{\infty} S(\omega)\omega^n d\omega$  [III.7]
- Periodo de pico,  $T_p = 1.20 T_{01}$
- Frecuencias,  $f_{\min} = 0.7\omega_p$  y  $f_{\max} = 2.5\omega_p$
- Parámetro de apuntamiento,  $\gamma = 1$
- Fijado el número de Iribarren ( $I_{r_{c01}}=2.5$  y  $3.5$ ), para cada valor del periodo medio,  $T_{01}=T$ , se obtiene la altura de ola de cálculo ( $H_c=1.4H_{m0}$ ) correspondiente, de forma que se tienen parejas de valores ( $H_c, T_{01}$ ) o ( $H_{m0}, T_{01}$ ) que definen cada escalón de oleaje irregular.
- Siendo:  $I_{r_{c01}} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_c/L_{01}}}$

### III.2.3.2. Características de los ensayos.

A continuación se resumen algunas de las características destacables del método de realización de los ensayos:

- La escollera que forma las dos capas del manto principal se pinta de colores diferentes, para poder distinguir claramente cuando faltan piezas de la capa superior del manto. Además el material de la capa superior se pinta diferenciando bandas de colores de 6 cm de altura alrededor del nivel medio del mar, de forma que se pueden controlar la mayor parte de los movimientos producidos.
- No se considera como zona de estudio todo el ancho del canal ya que las paredes del mismo son singularidades que pueden alterar los resultados, por ello sólo se tiene en cuenta la avería producida en una banda central de 75 cm de ancho. Para lo cual se construye un marco de estas dimensiones que se coloca sobre el talud cada vez que finaliza una serie, antes de realizar el conteo de piedras desplazadas y la fotografía del talud.
- La duración de cada serie depende del tipo de oleaje:
  - En el oleaje regular se lanzan series de 50 olas para evitar reflexiones y que la onda llegue deformada al modelo. Se lanzan tantas series como sean necesarias hasta que el talud se estabilice para cada escalón de altura de ola o alcanzar un

máximo de 500 olas. Se considera que el talud se ha estabilizado cuando se han realizado dos series consecutivas de 50 olas sin que se haya producido movimiento alguno en la zona de estudio.

- En el oleaje irregular se lanza un tren completo de 1000 olas para cada escalón de altura de ola. Con ello se garantiza que se den todas las propiedades estadísticas del oleaje irregular.
- Entre serie y serie se espera el tiempo suficiente para que el agua del canal esté en reposo. Es importante que no existan ondas longitudinales ni transversales, que puedan modificar las características del oleaje que se quiere generar.
- La profundidad se mantiene constante e igual a 50 cm en la zona de modelo.
- Cada escalón de altura de ola se realiza para un periodo determinado, de forma que el número de Iribarren se mantenga aproximadamente constante.

#### III.2.3.3. Técnica experimental.

Teniendo en cuenta las características anteriores, la secuencia de realización práctica de los ensayos consiste en:

- Ensayos con oleaje regular

Antes de comenzar cada ensayo se realiza una fotografía en seco del talud reconstruido y dos perfiles de la sección (uno de la zona central y otro de la lateral, con los que podremos comparar los perfiles resultantes después de producirse los daños).

Para cada ensayo de estabilidad se comienza con una altura de ola que no va a producir avería en el dique, pero relativamente próxima a la que se espera que va a producir la iniciación de averías. Con esta altura de ola se lanzan dos series de 50 olas.

Se aumenta la altura de ola 1 cm y si no se produce ningún daño se realiza otra serie de 50 olas con la misma altura de ola. Se continúa aumentando la altura de ola 1 cm y haciendo dos series de 50 olas con cada escalón de altura de ola hasta que se produce el primer movimiento de alguna pieza. Los primeros movimientos que se producen son piezas que no estaban en una posición estable y que buscan su posición de equilibrio en el talud.

Cuando se produce la primera caída de alguna pieza y mientras siguen cayendo piezas, se repiten series de 50 olas con esa misma altura de ola hasta que el talud se estabiliza o se alcanza un máximo de 500 olas.

Entre serie y serie, se coloca el marco central sobre el talud, se toma nota de los movimientos producidos y se realiza una fotografía siempre que se ha producido algún nuevo movimiento.

En el momento en que entre dos series consecutivas no se produce ningún movimiento, se aumenta la altura de ola 1 cm y así sucesivamente.

Cuando se llega al Inicio de Avería, al Inicio de Avería de Iribarren y al Inicio de Destrucción, se vacía el canal hasta la zona donde se ha producido el daño y se realiza una fotografía en seco.

En el Inicio de Destrucción se realizan dos perfiles del talud, uno de la zona central y otro de la lateral.

Para cada escalón de altura de ola no se reconstruye la sección del dique. Sólo se reconstruye una vez se ha llegado al Inicio de Destrucción o a la Destrucción del manto, para realizar otro ensayo desde el principio.

En todas las series de oleaje se mide la superficie libre en siete puntos convenientemente separados aguas arriba del dique. Con estos registros se determina la altura de ola incidente y reflejada, mediante el método LASA (Medina, 2001).

- Ensayos con oleaje irregular.

La técnica experimental es análoga a la de oleaje regular, por lo que sólo se exponen las dos características que las diferencian.

Los escalones de oleaje irregular no se cortan en series de 50 olas, sino que se lanzan 1000 olas seguidas para cada escalón de altura de ola - periodo ( $H_{m0}, T_{01}$ ).

En cada ensayo, cuando se alcanza la situación de Inicio de Avería, Inicio de Avería de Iribarren e Inicio de Destrucción se realizan los perfiles del talud (central y lateral).

### III.2.4. Separación de oleaje incidente y reflejado.

#### III.2.4.1. Método LASA (Medina, 2001)

Separar correctamente el campo de oleaje incidente y reflejado suele afectar directamente a la fiabilidad de los modelos de repuesta estructural resultantes de los experimentos físicos; por ello en este estudio se ha utilizado el método LASA desarrollado por Medina (2001), el cual ha sido contrastado con el “2-point” de Goda y Suzuki (1976) y el de Kimura (1985) resultando el método más robusto en los experimentos numéricos y el más consistente en los experimentos físicos tanto con oleaje regular como irregular.

El método LASA (*Local Approximation using Simulated Annealing*) permite el análisis del oleaje incidente y reflejado en el dominio del tiempo, a diferencia de métodos anteriores como el 2-point de Goda y Suzuki (1976) que realiza el análisis en el dominio de la frecuencia, no respetando así el principio de causalidad. El

procedimiento general de aproximación local para realizar una separación de oleaje incidente y reflejado puede establecerse en tres etapas:

- Eliminar el ruido.
- Establecer ventanas para la estimación de puntos centrales.
- Definir un modelo de aproximación local.

El LASA se basa en el uso de ventanas triangulares con superposición lineal. El modelo de onda propuesto por Medina (2001) utiliza componentes lineales y de Stokes II para los trenes de onda incidentes y reflejados. Las ecuaciones que gobiernan el modelo de onda local 2+2 son las siguientes:

$$z_{le}(x, t, m\Delta\tau) = A_0 + A1_{1m} \cos(k_{1m}x - \omega_{1m}t + \varepsilon_{1m}) + A1_{2m} \cos(k_{2m}x - \omega_{2m}t + \varepsilon_{2m}) + \text{CNI} \quad [\text{III.8}]$$

$$\text{CNI} = A2_{1m} \cos[2(k_{1m}x - \omega_{1m}t + \varepsilon_{1m})] + A2_{2m} \cos[2(k_{2m}x - \omega_{2m}t + \varepsilon_{2m})] \quad [\text{III.9}]$$

$$z_{Re}(x, t, m\Delta\tau) = A1_{3m} \cos(k_{3m}x + \omega_{3m}t + \varepsilon_{3m}) + A1_{4m} \cos(k_{4m}x + \omega_{4m}t + \varepsilon_{4m}) + \text{CNR} \quad [\text{III.10}]$$

$$\text{CNR} = A2_{3m} \cos[2(k_{3m}x + \omega_{3m}t + \varepsilon_{3m})] + A2_{4m} \cos[2(k_{4m}x + \omega_{4m}t + \varepsilon_{4m})] \quad [\text{III.11}]$$

Las pulsaciones  $\omega_{im}$  y los números de onda  $k_{im}$  están relacionados por la fórmula de dispersión lineal:

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad [\text{III.12}]$$

El modelo de aproximación local descrito por las ecuaciones III.8 a III.11 tiene 17 parámetros que han de ser estimados en cada ventana temporal. Se trata por tanto de optimizar estos 17 parámetros en cada ventana minimizando el error observado en los sensores. El criterio que se utiliza para realizar la optimización es el de minimizar el error cuadrático medio. El LASA utiliza la cristalización simulada como técnica de optimización, ya que es necesario que ésta disponga de cierta robustez para llegar al óptimo de forma eficiente, sin estancarse en mínimos locales.

El método requiere por tanto la definición de una función de coste así como un mecanismo de generación. La función de coste evalúa la validez (mediante el error cuadrático medio) de cada solución posible (es decir, el conjunto de 17 valores para los 17 parámetros del problema) y el mecanismo de generación obtiene una nueva solución en el entorno de cualquier otra solución conocida. El algoritmo se desarrolla en serie, manteniendo la solución hallada o saltando a otra hasta que el proceso “cristaliza”, esto es, converge al óptimo global.

#### III.2.4.2. Método LASA-V (Figueres y Medina, 2004). Oleajes no lineales muy peraltados.

El método LASA-V (Figueres y Medina, 2004) se aplica en las mismas condiciones que el LASA original, pero además, está indicado para oleajes muy peraltados. El oleaje muy peraltado y asimétrico, con crestas apuntadas y senos más anchos, se da tanto en modelos físicos a escala como en la realidad, limitando la eficacia de muchos métodos de separación de oleaje. Este tipo de oleaje no lineal se da sobre

todo con alturas de ola grandes en relación a la longitud de la onda (ondas muy peraltadas) o en relación a la profundidad (condiciones de profundidad intermedia o reducida) tanto en oleajes regulares, como irregulares.

Para el análisis de registros de oleajes no lineales muy peraltados, es necesario entonces un modelo de onda de orden superior al Stokes-II utilizado por el LASA. En este caso, se utiliza un modelo de onda empírico de tipo Stokes-V, que permite el ajuste a oleajes de mayor asimetría. El parámetro de asimetría que se utiliza es el apuntamiento  $A_p$ , definido como el cociente entre la amplitud de la cresta de la onda  $A_c$  y la amplitud del seno  $A_s$  (Eq. III.13).

$$A_p = \frac{A_c}{|A_s|} \quad \text{[III.13]}$$

El modelo local de onda Stokes-II usado en el LASA propuesto por Medina (2001), alcanza un valor máximo de apuntamiento  $A_p=1.66$ , correspondiente a un valor de la amplitud de la componente no lineal de un 25% de la amplitud de la componente principal de la onda. El modelo de onda Stokes-V empírico alcanza fácilmente valores de apuntamiento  $A_p > 3$  observados en el laboratorio.

En función del apuntamiento ( $A_p$ ) se puede obtener la forma de onda. Las formas a las que da lugar el modelo de onda Stokes-V empírico, son las que se muestran en la Fig. III.9.

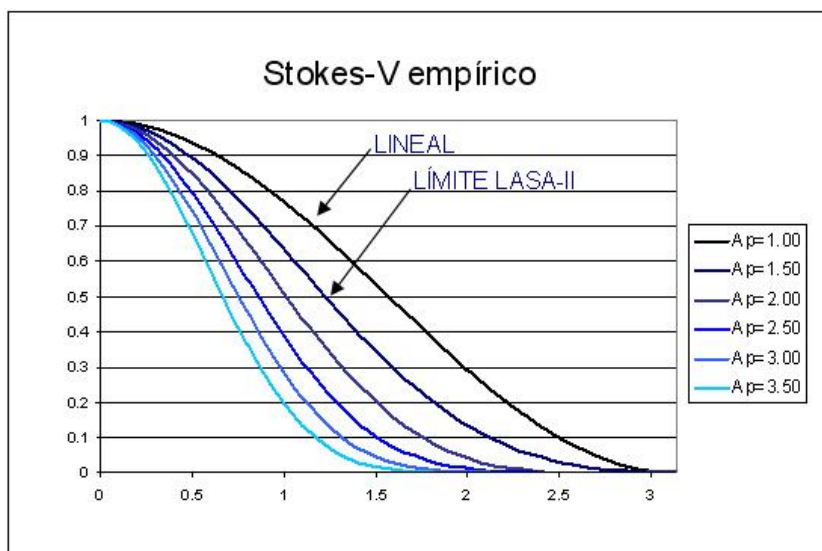


Figura III.9. Onda Stokes-V para diferentes valores de apuntamiento.

### III.2.5. Determinación de la avería del manto

El parámetro de daño adimensional  $S=A_e/D_n^2$  propuesto por Broderick (1983) y popularizado por Van der Meer (1988a) se ha utilizado habitualmente para medir la avería del manto, siendo  $A_e$  el área media erosionada en la sección transversal y  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$  el diámetro nominal o lado del cubo equivalente de las piezas del manto, con  $M$  y  $\rho_r$  masa y densidad de los elementos que forman el manto principal respectivamente.

Tal y como describen Medina et al. (1994) y Vidal et al. (2006),  $A_e$  puede obtenerse mediante el perfilado laser o mecánico de las secciones, o mediante el conteo visual de las unidades erosionadas, asumiendo que la porosidad del manto se mantiene constante durante el proceso erosivo, lo cual es razonable en mantos de escolleras naturales.

En este capítulo se evalúa la avería del manto principal de escollera natural de forma cualitativa, identificando los niveles de avería (IA, IAI, ID y D), y de forma cuantitativa, obteniendo el daño adimensional mediante dos metodologías de obtención del área erosionada: (1) conteo visual del número de unidades erosionadas y (2) perfilado mecánico del manto.

De esta forma se pueden contrastar los resultados de daño adimensional obtenidos con ambos procedimientos, y elegir el método óptimo a la hora estandarizar la forma de medir la avería, de forma que todos los resultados obtenidos sean comparables.

Medina (1992), Vidal et al. (2003 y 2006), Gómez-Martín y Medina (2004 y 2006) y Lomónaco et al. (2009) analizan daños del manto principal de troncos y morros de forma cualitativa y cuantitativa comparando dos metodologías de obtención del área erosionada: (1) conteo visual del número de unidades erosionadas y (2) perfilado laser o mecánico del manto. La precisión y sensibilidad del daño adimensional visual,  $S_v$ , y del daño adimensional mediante perfilado,  $S_p$ , difieren entre si dependiendo del nivel de daño de la estructura. Si el número de unidades desplazadas es pequeño o moderado, la medida del daño visual es más precisa que la del daño mediante perfilado; sin embargo, conforme aumenta el nivel de daño, la medición con perfilado es más fiable, llegando a ser muy complicado el conteo visual cuando los daños son muy grandes.

#### III.2.5.1. Medida visual

La medida visual del daño se puede obtener con el método de Vidal et al. (2006) o con el método de Medina (1992), ambos métodos son equivalentes y permiten obtener el área media erosionada visual mediante el conteo del número de elementos erosionados, asumiendo que la porosidad se mantiene constante.

Ambos métodos de conteo visual definen el área media erosionada visual,  $A_{ev}$ , mediante la Ec. III.14 y el daño adimensional visual,  $S_v$ , con la Ec. III.15.



$$A_{ev} = \frac{N_e D_{n50}^3}{((1-p)b)} \quad [III.14]$$

$$S_v = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad [III.15]$$

Donde  $N_e$ = número de unidades erosionadas del manto,  $D_{n50}=(M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ = diámetro nominal o lado del cubo equivalente de los elementos que forman el manto principal,  $p$ = porosidad del manto principal y  $b$ = ancho observado de la sección ensayada.

La principal diferencia entre ambos métodos es que Vidal et al. (2006) obtiene el número de unidades erosionadas del manto,  $N_e$ , contando directamente el número de unidades extraídas que son recolocadas sobre la capa superior del manto, mientras que Medina (1992) lo obtiene mediante el histograma generado a partir del conteo del número de elementos de cada color que van moviéndose a lo largo de las bandas de colores.

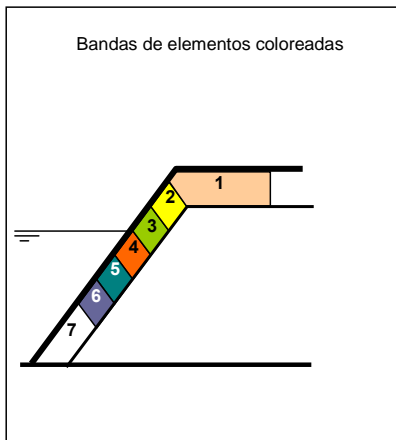
Medina (1992) indica que la validez de este procedimiento se restringe a daños bajos o moderados (Rotura “Iribarren” incluida). La construcción del manto principal mediante elementos coloreados dispuestos en bandas de colores posibilita la observación del número de elementos que se desplazan de una banda a otra en el perfil.

La representación mediante histogramas del número de elementos movidos ‘de’ y ‘a’ en cada banda proporciona el saldo de elemento movidos y el número de elementos erosionados.

Atendiendo al histograma acumulado, el máximo número de elementos erosionados puede interpretarse como una aproximación al volumen del área erosionada y estimarse a partir de éste el daño adimensional.

En la Fig. III.10 se muestra un esquema de la metodología de Medina (1992). Para cada escalón de altura de ola se rellena un cuadro en el que quedan reflejados todos los movimientos que se han producido.

	1	2	3	4	5	6	7	$\Sigma$
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1	-	-	-	-	-	-	1
3	-	1	-	1	-	-	-	2
4	-	2	$X_{34}=2$	-	-	-	-	4
5	-	-	-	1	-	-	-	1
6	1	-	1	2	1	-	-	5
7	-	1	2	4	2	1	-	10
$\Sigma$	2	4	5	8	3	1	0	23
Neto	-2	-3	-3	-4	-2	+4	+10	0



i.e.:  $X_{34}$  indica que 2 unidades que estaban en la banda 3 se han desplazado a la 4.

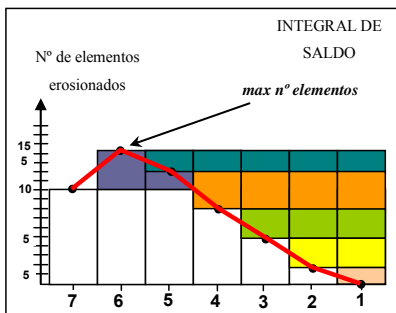
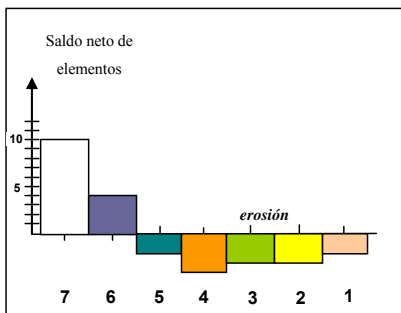


Figura III.10. Histogramas de elementos desplazados.

Con este tipo de medición se tienen tanto el número de piedras extraídas, como el número de piedras desplazadas. Las columnas con saldo neto negativo se corresponden con bandas que han perdido material, y las de saldo positivo van asociadas a las bandas que ganan material. La suma de los netos negativos coincide con la de los netos positivos y es igual al número de elementos erosionados del talud ( $N_e$ ).

La Fig. III.11 muestra un ejemplo de las fotografías realizadas después de cada escalón de altura de ola en el que se produjo alguno de los niveles de avería considerados (ver II.3.3.1), en un ensayo con oleaje irregular e  $I_r=2.5$ .

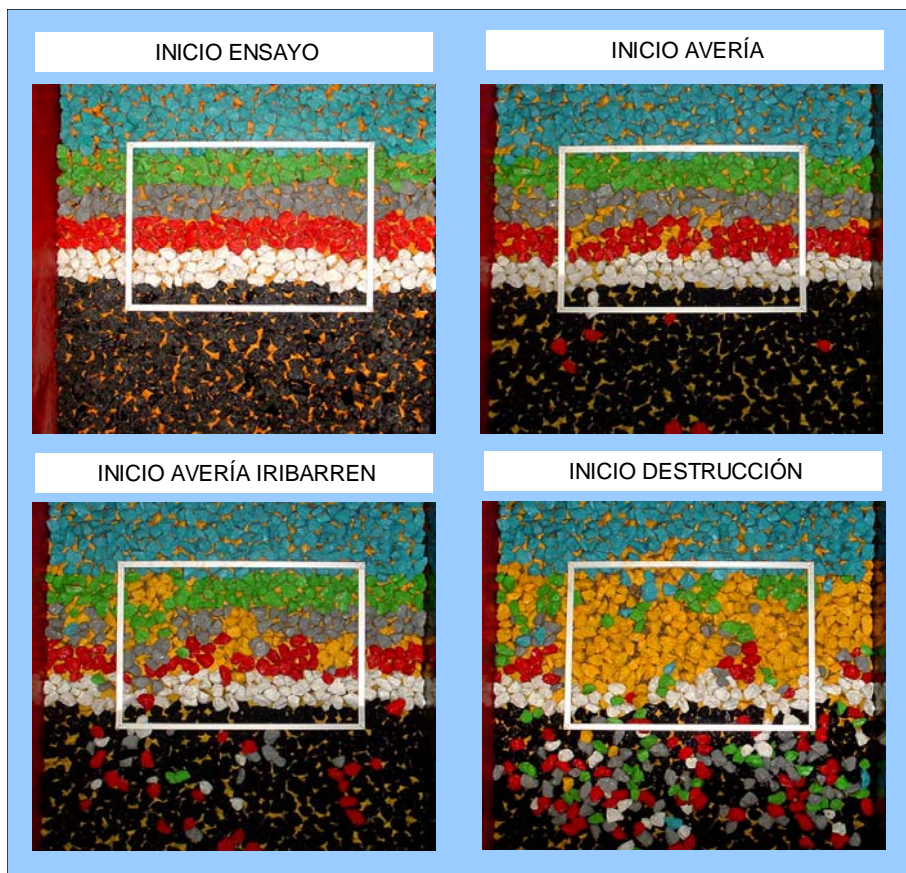


Figura III.11. Niveles de Avería en un ensayo con oleaje irregular e  $I_r=2.5$ .

#### III.2.5.2. Medida con perfilador mecánico

La medición mediante perfilador mecánico permite la obtención de la variación del perfil del dique, pudiéndose obtener el área erosionada como integral de la diferencia entre el perfil medido y el inicial (Medina et al. 1994). La Fig. III.12 representa la erosión producida en una sección tipo.

En la Fig. III.13 se muestra un ejemplo de los perfiles realizados después de cada tanda en la que se produjo alguno de los niveles de avería considerados (ver II.3.3.1), así como la obtención del área erosionada mediante integración de la diferencia entre perfiles, en una de las repeticiones del ensayo con oleaje irregular e  $I_r=2.5$ .

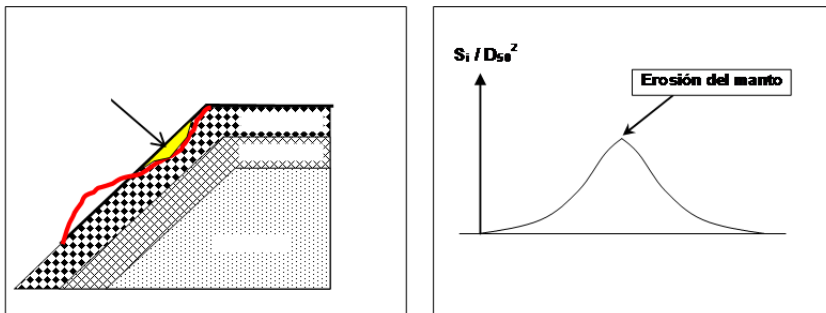


Figura III.12. Erosión producida en una sección tipo.

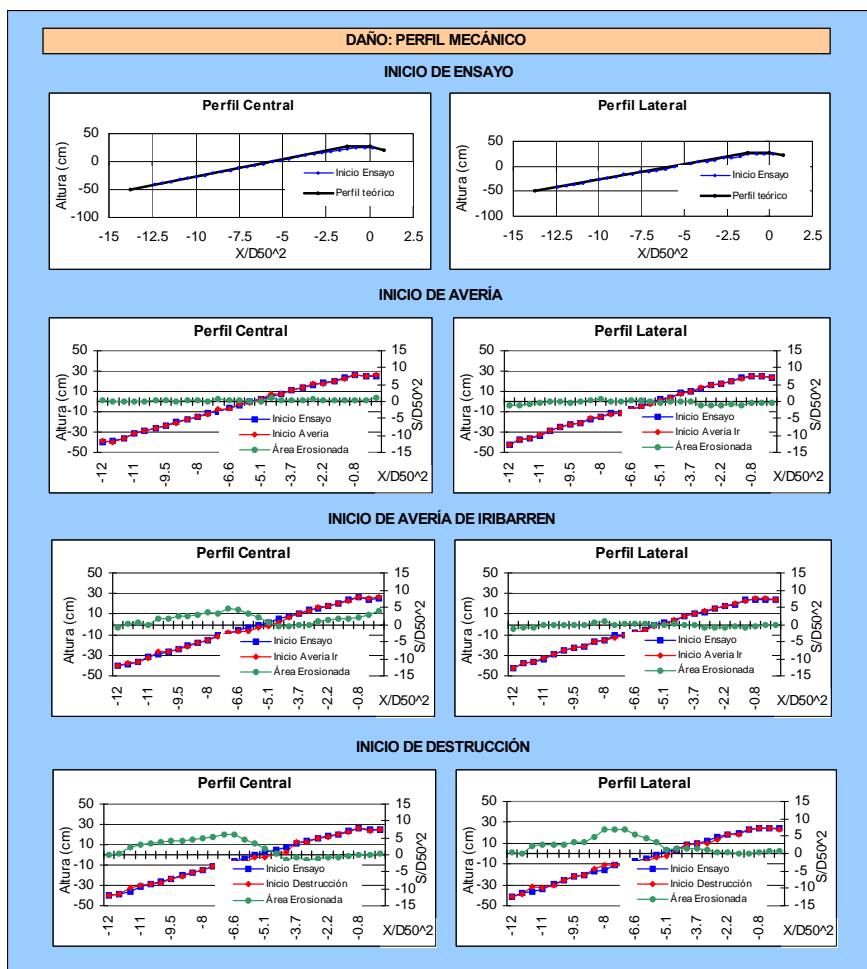


Figura III.13. Perfiles mecánicos realizados en cada nivel de avería de un ensayo con oleaje irregular e  $Ir=2.5$ .

### III.3. Resultados de los ensayos con escolleras.

#### III.3.1. Análisis de oleaje incidente y reflejado.

El análisis de oleaje incidente y reflejado se ha realizado mediante el método LASA (Medina, 2001), aplicándolo tanto a los tres sensores situados en las proximidades del modelo como a los tres sensores de las proximidades de la pala, de todos los ensayos realizados. De esta forma se ha separado el oleaje registrado por los sensores, en dos series: incidente y reflejada. Se han referido los resultados de onda incidente y reflejada al sensor central de cada grupo. Además se ha obtenido la serie regenerada (suma de incidente y reflejada) comparándola con la registrada, con lo que se puede comprobar la bondad del método.

Como puede verse en la Fig. III.14, donde  $\eta$  representa la elevación de la superficie libre en cm respecto del nivel medio, el comienzo del registro en los sensores no es uniforme, debido a que la pala parte de una situación de reposo y necesita un tiempo (filtro inicial) para alcanzar el movimiento necesario para generar la altura objetivo. Lo mismo sucede con el final del registro (filtro final), puesto que la parada de la pala no puede ser brusca. Las alturas de olas representativas del oleaje se han obtenido eliminando ambos filtros, inicial y final.

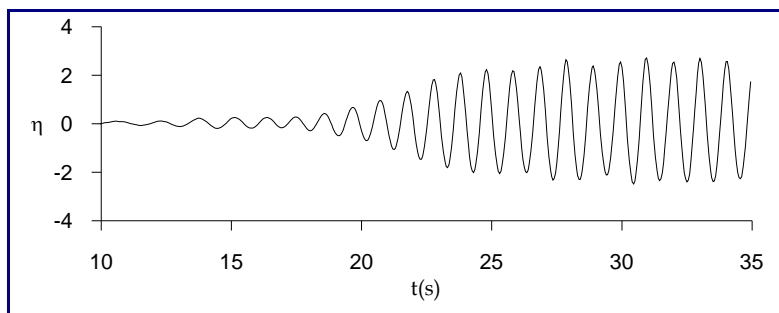


Figura III.14. Filtro de transición inicial en ensayo con oleaje regular.

Así pues una vez analizados todos los registros de oleaje con el LASA, se dispone de las siguientes alturas de ola:

- $H_{\text{total}}$  registrada en los sensores ( $H_t$ )
- $H_{\text{Incidente}}$  incidente obtenida de aplicar la separación de oleaje ( $H_i$ )
- $H_{\text{Reflejada}}$  reflejada obtenida de aplicar la separación de oleaje ( $H_r$ )
- $H_{\text{total,regenerada}}$  obtenida de sumar la incidente y reflejada ( $H_{tr}$ )

A partir de los resultados de oleaje incidente y reflejado obtenidos con el LASA, se ha obtenido el coeficiente de reflexión ( $C_R$ ) de todos los ensayos, mediante la ecuación III.16.

$$C_R = \frac{H_r}{H_i} \quad [\text{III.16}]$$

La Fig. III.15 muestra un esquema del proceso de separación de oleaje incidente y reflejado; a partir del registro de los 3 sensores de un grupo y aplicando el método LASA, se obtiene en cada sensor el tren incidente y reflejado, comprobándose que el tren regenerado (suma de incidente y reflejado) coincide aproximadamente con el registrado, minimizando el error cuadrático medio en los sensores de análisis.

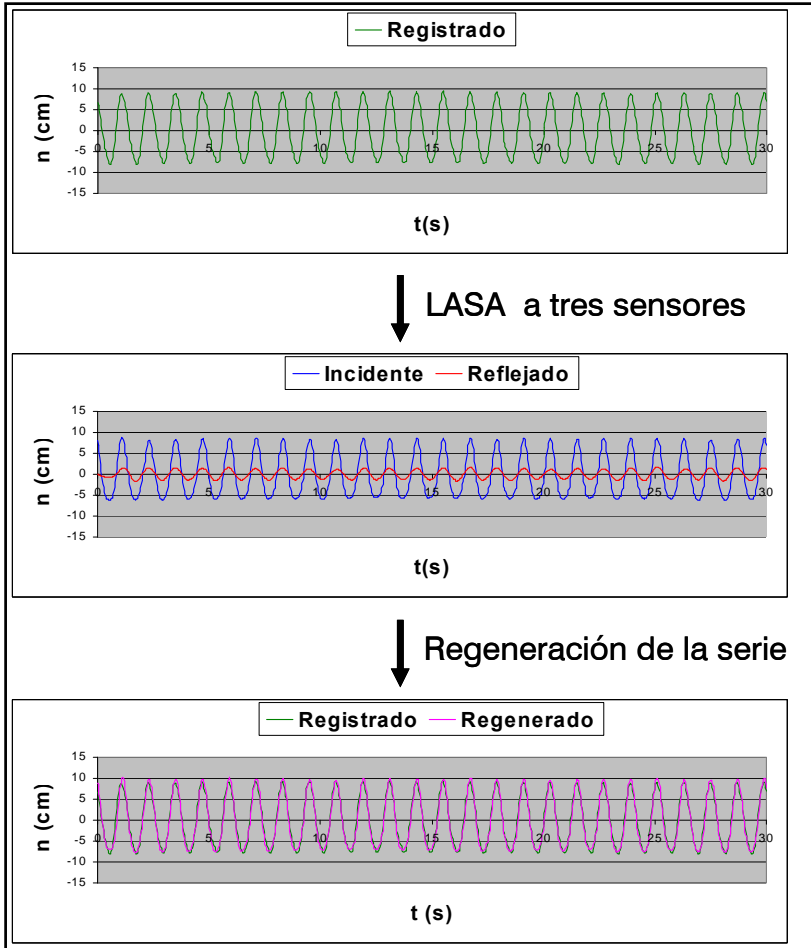


Figura III.15. Esquema de separación de oleaje incidente y reflejado.

La altura de ola que caracteriza el oleaje regular es la altura de ola media ( $H_m$ ), mientras que en el caso del oleaje irregular se ha considerado la altura de ola asociada al momento de orden cero ( $H_{m0}=4(m_0)^{0.5}$ ).

Así pues, la expresión del Coeficiente de reflexión ( $C_R$ ) es:

$$\text{Oleaje regular: } C_R = \frac{H_{mr}}{H_{mi}} \quad \text{[III.15]}$$

$$\text{Oleaje irregular: } C_R = \frac{H_{m0r}}{H_{m0i}} \quad \text{[III.16]}$$

La Fig. III.16 muestra un ejemplo de separación de oleaje incidente y reflejado con el LASA, realizado con los tres sensores de las proximidades del modelo. El sensor sobre el que se realiza el cálculo se encuentra a 2.55 m del corte del nivel medio con el talud del dique. Esta es la causa por la que existe un desfase en el tiempo entre el tren incidente y el reflejado.

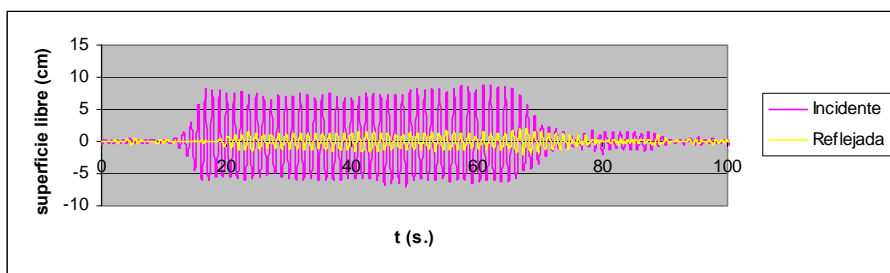


Figura III.16. Ejemplo de tren incidente y reflejado obtenido en el sensor central del grupo de las proximidades del modelo, en la primera repetición del ensayo con oleaje regular e  $Ir=2.5$  ( $H[cm]=9$ ).

### III.3.1.1. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje regular

Se han obtenido los coeficientes de reflexión de todos los ensayos con oleaje regular realizados, obteniéndose valores del  $C_R$  entre el  $10 < C_R [\%] < 36$ , lo cual supone que el porcentaje de energía reflejada ( $E_r$ ) oscila entre el  $1 < E_r [\%] < 13$ .

La Fig. III.17 muestra los valores del  $C_R$  en función del número de Iribarren real obtenido en los ensayos,  $Ir = (1/1.5) / (H_{mi}/L_0)^{0.5}$ . Los resultados se han agrupado en función del  $Ir$  teórico y de la porosidad del manto. Se observa que los ensayos con  $Ir$  mayor presentan mayor dispersión de resultados y  $C_R$  superiores, tanto en los ensayos con porosidad 40% como 48%. Los ensayos con  $Ir < 3.5$  presentan  $10 < C_R [\%] < 22$ , mientras que en los ensayos con  $Ir > 3.5$  el  $C_R$  oscila entre  $13 < C_R [\%] < 36$ .

Dado que en los ensayos realizados el talud de la estructura se ha mantenido constante e igual a  $H/V=3/2$ , es conveniente representar el  $C_R$  en función del peralte ( $s_0$ ). La Fig. III.18 muestra los valores del  $C_R$  en función del peralte real obtenido en los ensayos,  $s_0 = H_{mi}/L_0$ . Los resultados se han agrupado en función del  $Ir$  teórico y de la porosidad del manto. Se observa que los ensayos con peralte bajo,  $0.02 < s_0 < 0.04$ , correspondientes a los ensayos de  $Ir$  teórico 3.5 y 4.0, presentan

mayores coeficientes de reflexión, oscilando entre  $13 < C_R[\%] < 36$ , mientras que los ensayos con  $s_o > 0.04$  presentan coeficientes de reflexión menores que varían entre  $10 < C_R[\%] < 22$ , tanto en los ensayos con porosidad 40% como 48%.

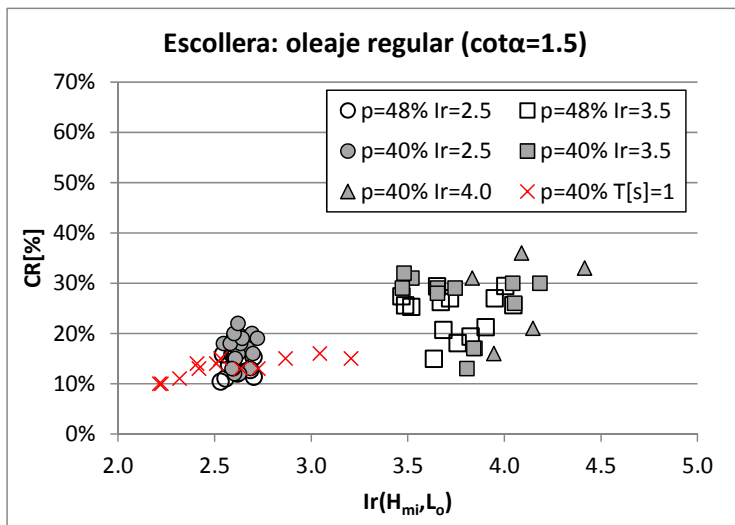


Figura III.17. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos de escolleras con oleaje regular.

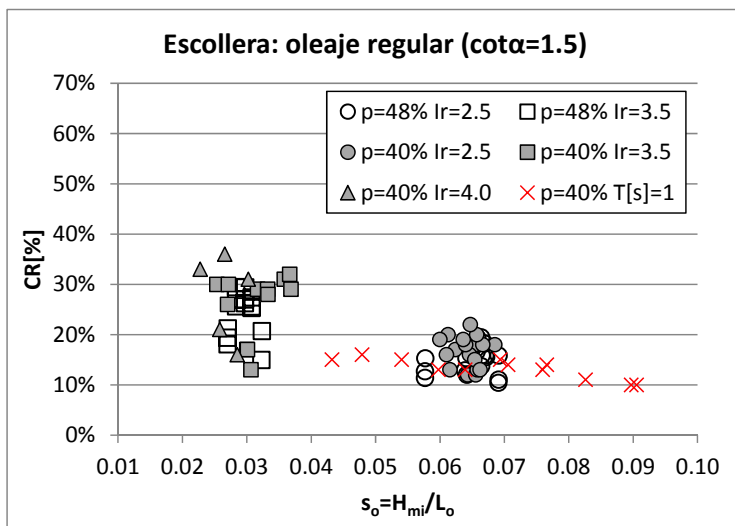


Figura III.18. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje regular.

Finalmente, en la Fig. III.19 se han representado los  $C_R$  en función de la profundidad relativa,  $kh=2\pi h/L$ , siendo  $h$  la profundidad en la zona de modelo



( $h[cm]=50$ ) y  $L$  la longitud de onda asociada a esa profundidad. Se observa que la profundidad relativa gobierna razonablemente bien el coeficiente de reflexión, ya que cuando  $kh < 1.3$ , el  $C_R$  aumenta siendo en general superior al 25%, aunque hay ciertos valores aislados con  $kh=1$  en los que el  $C_R$  varía entre 13% y 21%, estos puntos se corresponden con el último escalón de oleaje de los ensayos con  $l_r=3.5$  y 4.0, en los cuales el manto se encuentra en situación de Inicio de Destrucción con  $S_v > 7.0$  y por tanto con un perfil que tiende a la forma en S, el cual es menos reflejante que el talud original. Si  $kh > 1.3$  el  $C_R$  oscila entre  $10 < C_R[\%] < 22$ , incluso en ensayos con  $l_r=3.5$  o 4.0.

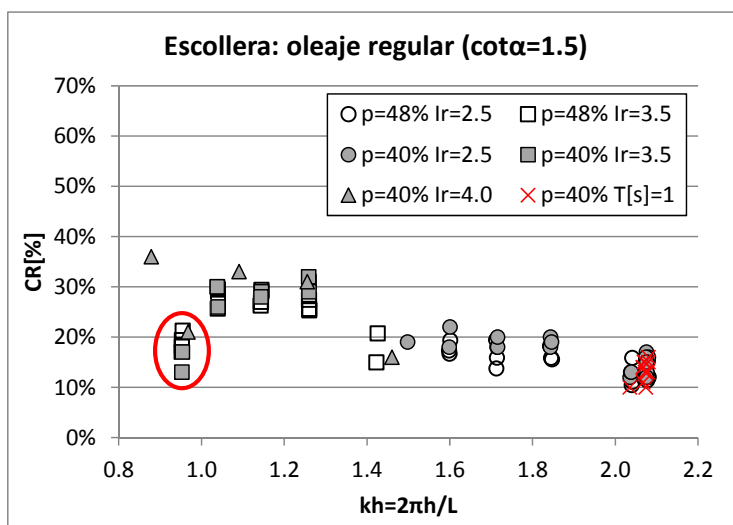


Figura III.19. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos de escolleras con oleaje regular.

### III.3.1.2. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje irregular

Se han obtenido los coeficientes de reflexión de los 10 ensayos realizados con oleaje irregular, los cuales tenían una porosidad inicial del manto  $p[\%]=40$ , obteniéndose valores del  $C_R$  entre el  $25 < C_R[\%] < 41$ , lo cual supone que el porcentaje de energía reflejada ( $E_r$ ) oscila entre el  $6 < E_r[\%] < 17$ . Se observa que el coeficiente de reflexión y por tanto, la energía reflejada obtenida en los ensayos irregulares, es superior a la obtenida en los regulares, lo cual se puede deber a que el método de separación de oleaje funciona mejor con oleaje regular, y en el caso de oleaje irregular hay más ruido que se traduce en un aumento del oleaje reflejado.

La Fig. III.20 muestra los valores del  $C_R$  en función del número de Iribarren real obtenido en los ensayos,  $l_{r01} = (1/1.5) / (H_{m01}/L_{01})^{0.5}$ , calculado a partir de  $H_{m01}$  y  $T_{01}$ . Los resultados se han agrupado en función del número de Iribarren teórico  $l_r = l_{r01}$ .

Se observa que los ensayos con  $I_{rc01}=3.5$  presentan  $C_R$  superiores a los obtenidos con  $I_{rc01}=2.5$  y que no hay tanta dispersión como la observada en los ensayos con oleaje regular. Los ensayos con  $I_{rc01}<3.5$  presentan  $C_R$  entre  $25 < C_R[\%] < 31$ , mientras que en los ensayos con  $I_{rc01}>3.5$  el  $C_R$  oscila entre  $30 < C_R[\%] < 41$ .

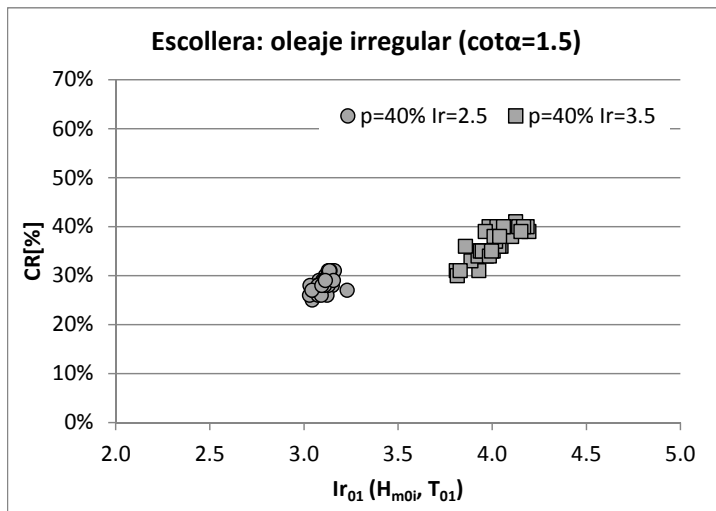


Figura III.20. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.

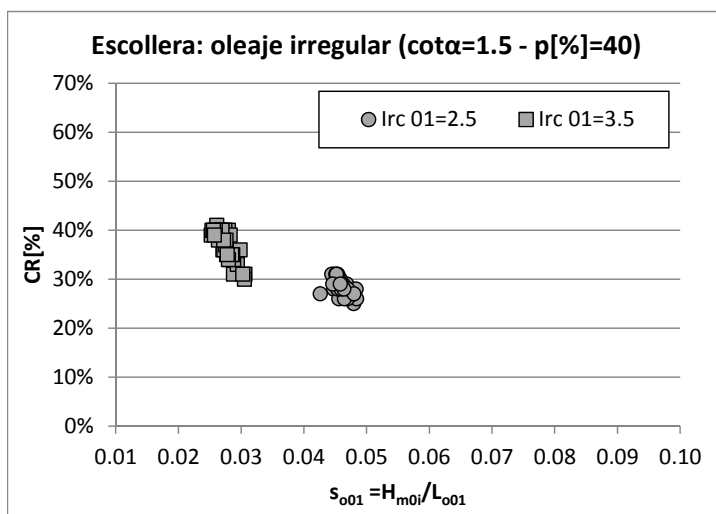


Figura III.21. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.

Dado que en los ensayos realizados el talud de la estructura se mantiene constante ( $cota=1.5$ ), la Fig. III.21 muestra los valores del  $C_R$  en función del peralte real

obtenido en los ensayos,  $s_{001}=H_{m01}/L_{01}$ . Los resultados se han agrupado en función del  $I_{rc01}$  teórico. Se observa que los ensayos con peralte bajo,  $0.025 < s_{001} < 0.031$ , correspondientes a los ensayos de  $I_{rc01}=3.5$ , presentan mayores coeficientes de reflexión, oscilando entre  $30 < C_R[\%] < 41$ , mientras que los ensayos con  $0.043 < s_{001} < 0.048$  presentan coeficientes de reflexión menores que varían entre  $25 < C_R[\%] < 31$ .

Finalmente, en la Fig. III.22 se han representado los  $C_R$  en función de la profundidad relativa,  $kh=2\pi h/L_{01}$ , siendo  $h$  la profundidad en la zona de modelo ( $h[\text{cm}]=50$ ) y  $L_{01}$  la longitud de onda asociada a esa profundidad y al  $T_{01}$ . Tal y como sucede con oleaje regular, se observa que la profundidad relativa gobierna muy bien el coeficiente de reflexión, ya que cuando  $kh < 1.3$ , el  $C_R$  aumenta siendo en general superior al 33%. Si  $kh > 1.3$  el  $C_R$  oscila entre  $25 < C_R[\%] < 31$  incluso en ensayos con  $I_{rc01}=3.5$ .

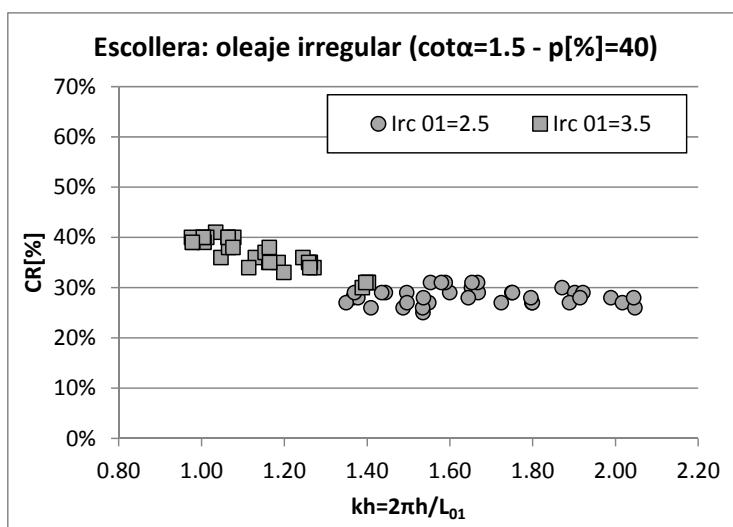


Figura III.22. Coeficiente de Reflexión en función del peralte, en ensayos de escolleras con oleaje irregular.

Por tanto, a la vista de los resultados obtenidos con oleaje regular e irregular, se puede afirmar que la profundidad relativa ( $kh$ ) gobierna el comportamiento del coeficiente de reflexión y que el valor de  $kh=1.3$  es un límite a partir del cual, los valores inferiores suponen un aumento de la reflexión de la estructura.

### III.3.2. Análisis de averías en el manto de escolleras.

#### III.3.2.1. Comparación de los métodos de medición de averías.

En los ensayos de escolleras se han realizado mediciones de la avería del manto utilizando dos métodos, (1) el método del conteo visual y (2) el método del perfilador mecánico, descritos en el apartado III.2.5. Ambos métodos permiten obtener un valor del daño adimensional de la sección.

Los ensayos descritos por Medina (1992) y Medina et al. (1994) establecen un factor de correlación lineal de 1.13 entre los daños obtenidos con perfilador y las observaciones visuales del número de elementos desplazados. Dicha correlación se encontró válida para niveles de daño moderado en escollera.

En los ensayos con oleaje irregular analizados en esta tesis, al comparar el daño obtenido con perfilador ( $S_p$ ) con el daño visual ( $S_v$ ), se obtiene también una relación lineal de 1.20 (ver Fig. III.23), válida para niveles de daño desde IA hasta ID, con un error cuadrático medio relativo  $RMSE=MSE/Var=16.9\%$ .

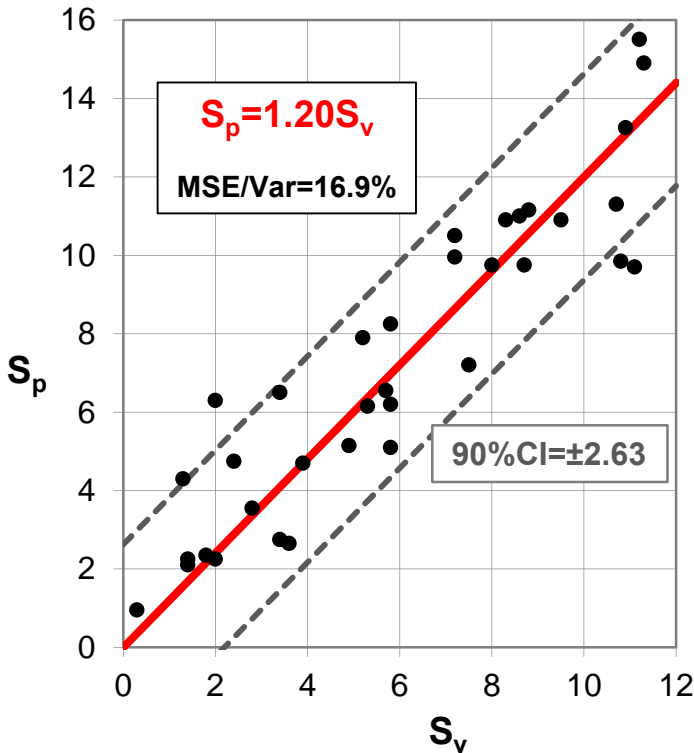


Figura III.23. Comparación entre el daño adimensional visual y el daño adimensional con perfilador mecánico, obtenido en los ensayos con manto de escollera natural y oleaje irregular.

Así pues, tal y como establecen Medina (1992), Vidal et al. (2003 y 2006), Gómez-Martín y Medina (2004 y 2006) y Lomónaco et al. (2009), se corrobora que el método visual es un método preciso y fiable para estimar daños del manto hasta el nivel de ID en mantos de escollera, ya que el método visual tiene en cuenta los daños producidos a lo largo de todo el talud, mientras que el método con perfilador mecánico son medidas de daño discretas que se corresponden con ciertas secciones particulares del talud. Sin embargo, cuando el nivel de daño aumenta por encima del ID, el daño obtenido con perfilador puede ser más fiable, ya que si han sido extraídas muchas piezas, el conteo de unidades desplazadas puede ser muy complicado.

El método visual es un método fácilmente aplicable por distintos laboratorios y a partir del cual se obtiene un valor del área erosionada del talud, que es independiente del observador y del laboratorio que lo realice. Además presenta la ventaja de que no precisa ninguna inversión económica, aunque se recomienda complementarlo con fotografías del manto. Este método es recomendable para mantos de escolleras naturales que no sufren importantes procesos de compactación heterogénea, y por tanto la porosidad del manto se mantiene aproximadamente constante. Sin embargo, en el Capítulo IV se demuestra que en el caso de mantos con piezas artificiales que pueden sufrir cambios de porosidad en el espacio y en el tiempo, este método infravalora el valor del daño adimensional, por lo que se propone la utilización del método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014).

Por todo ello, en el análisis de averías de escolleras naturales que se realiza en esta tesis, se utiliza el daño adimensional obtenido por el método visual ( $S_v$ ).

### III.3.2.2. Funciones de fallo.

La avería del manto fue obtenida cualitativamente después de cada escalón de altura de ola, analizando visualmente el modelo y las fotografías del talud. Así pues, se determinaron los escalones en los que se produjeron los tres niveles de avería definidos anteriormente: Inicio de Avería (IA), Inicio de Avería de Iribarren (IAI) e Inicio de Destrucción (ID). Los valores cuantitativos medios del daño adimensional visual ( $S_v$ ) correspondientes a estos niveles de avería resultaron ser:  $S_v(\text{IA})=1.0$ ,  $S_v(\text{IAI})=2.4$  y  $S_v(\text{ID})=8.2$  para el manto bicapa de escollera natural.

Según Medina et al. (1994), los daños observados en mantos de escolleras naturales bicapa publicados por SPM (1984) y Van der Meer (1988a) siguen la relación de 1/5, por lo que en esta tesis se realiza el análisis de averías utilizando el daño adimensional visual linealizado ( $S_v^*$ ):

$$S_v^* = S_v^{1/5}$$

[III.17]

Para comparar la evolución de la avería obtenida en los distintos ensayos realizados, se representa el daño adimensional visual linealizado frente al número de estabilidad observado en los ensayos.

El Número de estabilidad  $N_s$ , se define, según las ecuaciones III.18 y III.19, en función de la altura de ola incidente ( $H_m$  en oleaje regular y  $H_s$  en irregular), la densidad relativa sumergida ( $\Delta=[\rho_r/\rho_w]-1$ ) y el lado del cubo equivalente de la pieza ( $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$ ), donde  $M$  es la masa de la pieza,  $\rho_r$  y  $\rho_w$  son las densidades de la escollera y del agua respectivamente,  $H_m$  es la altura de ola media incidente con oleaje regular y  $H_s$  es la altura de ola significativa incidente con oleaje irregular.

$$\text{Oleaje regular: } N_s = \frac{H_m}{\Delta D_n} \quad \text{[III.18]}$$

$$\text{Oleaje irregular: } N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} \quad \text{[III.19]}$$

Los resultados obtenidos en los ensayos de esta tesis se comparan con los publicados para escolleras bicapa por el SPM (1984), considerando el modelo simplificado de Medina et al. (1994), el cual propone la Ec. III.20, siendo  $H_{10}=H_{1/10}$ , la altura de ola media del décimo de olas mayores y  $H_{d=0}$  la altura de ola de diseño correspondiente a daño nulo, según el SPM (1984), el cual considera  $K_D=4$  para mantos bicapa de escollera de colocación aleatoria.

$$S^{0.2} = 1.6^{0.2} \frac{H_{10}}{H_{d=0}} \quad \text{[III.20]}$$

La fórmula de Hudson (1959), basada en la de Iribarren (1938) y popularizada por el SPM (1975 y 1984), utiliza un coeficiente de estabilidad  $K_D$  para considerar la estabilidad hidráulica de cada tipo de pieza utilizada en el manto principal (ver Ec. III.21),

$$M = \frac{1}{K_D} \frac{H^3}{\left(\frac{\rho_r}{\rho_w} - 1\right)^3} \cot \alpha \quad \text{[III.21]}$$

siendo  $M$  el peso de la pieza,  $\rho_r$  y  $\rho_w$  las densidades de la pieza y del agua respectivamente,  $H$  la altura de ola de Inicio de Averías (IA) y  $\alpha$  el ángulo que forma el talud del manto con la horizontal.

Considerando la densidad relativa sumergida y el lado del cubo equivalente de la pieza,  $\Delta=(\rho_r/\rho_w)-1$  y  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$ , la Ec. III.21 puede escribirse en forma de número de estabilidad ( $N_s$ ), tomando la equivalencia  $H=H_s$  propuesta por el SPM

(1975). Reordenado los términos de la Ec. III.21 se puede definir la ecuación conocida como fórmula de Hudson generalizada (ver Ec. III.22).

$$N_{sd} = \frac{H_{sd}}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{[III.22]}$$

donde  $N_{sd}$  es el número de estabilidad de diseño y  $H_{sd}$  la altura de ola significativa de diseño.

La fórmula de Hudson (1959) se basaba en los resultados de las observaciones experimentales de ensayos físicos a escala reducida, con oleaje regular, de mantos de escollera, cubos y tetrápodos. Su uso en el diseño de diques reales llevaba implícito un cierto coeficiente de seguridad global cercano a 1.6, planteando el propio Hudson (1959) algunas dudas sobre la altura de ola de cálculo que debía emplearse para considerar la irregularidad de oleaje observada en el mar.

El SPM (1975) propuso utilizar la equivalencia  $H=H_{1/3}=H_s$  y una década después, como consecuencia de las grandes averías que se habían producido en grandes diques como el de Sines en 1978, el SPM (1984) sugería utilizar la equivalencia  $H=H_{1/10}=1.27 H_s$ , con una tabla de  $K_D$  con ligeras variaciones respecto a la anterior de 1975. Este cambio de criterio del SPM (1984) impuso un coeficiente de seguridad implícito adicional que duplicaba los pesos obtenidos de la Ec. III.21 para diques sin limitación de fondo en condiciones similares (ver Copeiro y García-Campos, 2008).

El modelo simplificado de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa, puede utilizarse para analizar diferentes funciones de fallo correspondientes a distintas piezas con distintos  $K_D$ , considerando las Ecuaciones III.20 y III.22, se puede definir la función de fallo generalizada:

$$S^{0.2} = 1.6^{0.2} \frac{H_s}{\Delta D_n (K_D \cot \alpha)^{1/3}} = 1.6^{0.2} \frac{N_s}{(K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad \text{[III.23]}$$

El SPM (1984) recomienda utilizar  $K_D=4$  para mantos de escollera bicapa con colocación aleatoria, talud  $H/V=3/2$  y oleaje sin limitación de fondo, considerando  $H=H_{1/10}$ ; lo cual implica que si se realiza la equivalencia considerando  $H=H_s$ , el coeficiente de estabilidad de escolleras bicapa sería  $K_D=4(1/1.27)^3 \approx 2$ . Así pues, la Ec. III.23 considerando  $K_D=2$  y  $\cot \alpha=1.5$  es equivalente a la Ec. III.20 de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa, y puede reescribirse como:

$$\text{Escollera bicapa: } S^{0.2} = 0.76 N_s \quad \text{[III.24]}$$

III.3.2.2.1. Resultados del análisis de averías en los ensayos con oleaje regular.

En las Fig. III.24 y III.25 se representa el daño adimensional linealizado frente al número de estabilidad obtenido en los ensayos regulares con porosidad  $p[\%]=48$  y 40 respectivamente, distinguiendo entre los ensayos con Iribarren teórico:  $I_r=2.5$  (círculos),  $I_r=3.5$  (cuadrados) e  $I_r=4.0$  (triángulos) y periodo:  $T=1s$  (estrellas); especificando por colores los escalones en los que se produjo alguno de los niveles de avería correspondientes a IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo). Los resultados se comparan con la Ecuación III.24 equivalente a la Ec. III.20 de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa, obteniéndose valores de daño en los ensayos con oleaje regular inferiores a los publicados por el SPM (1984).

En general, se puede afirmar que los daños producidos por el oleaje con números de Iribarren bajos son menores que los producidos con Iribarren altos, lo cual es debido a que para la misma altura de ola, a mayor  $I_r$ , mayor periodo del oleaje, por tanto la masa de agua desplazada es mayor y es capaz de producir daños superiores.

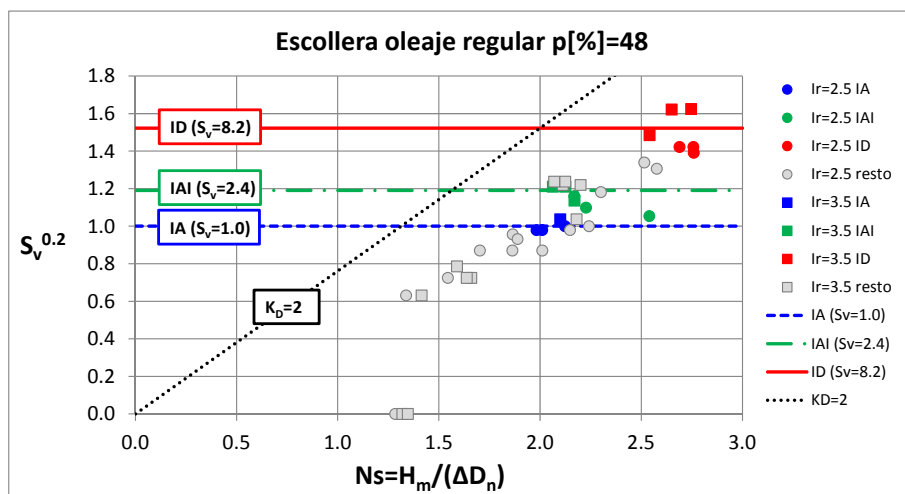


Figura III.24. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje regular ( $p=48\%$ ).



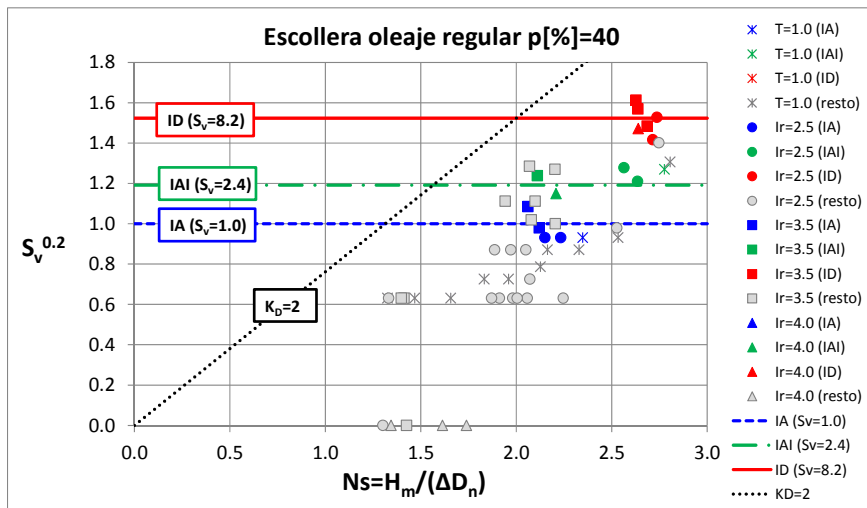


Figura III.25. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje regular ( $p=40\%$ ).

En las Fig. III.26 y III.27 se ha representado el Número de estabilidad obtenido en los ensayos con oleaje regular para cada nivel de avería, IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo), frente al número de Iribarren ( $Ir = \tan\alpha / (H_m/L_0)^{0.5}$ ) y frente al peralte ( $s = H_m/L_0$ ), respectivamente. Además se han representado las líneas horizontales correspondientes al número de estabilidad de diseño ( $N_{sd}$ ) asociado a  $K_D=2$  y  $K_D=4$  según la formula generalizada de Hudson (Ec. III.22), así como las líneas asociadas a las anteriores considerando un coeficiente de seguridad global a ID de 1.6.

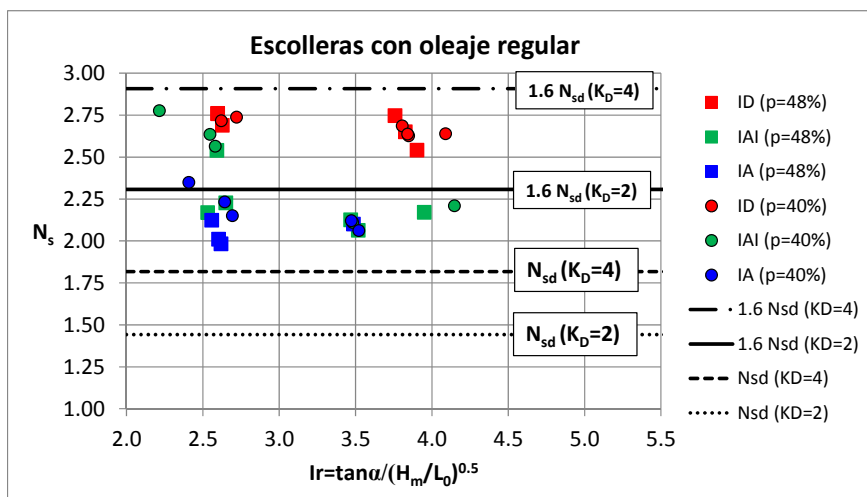


Figura III.26. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje regular en función de  $Ir$ .

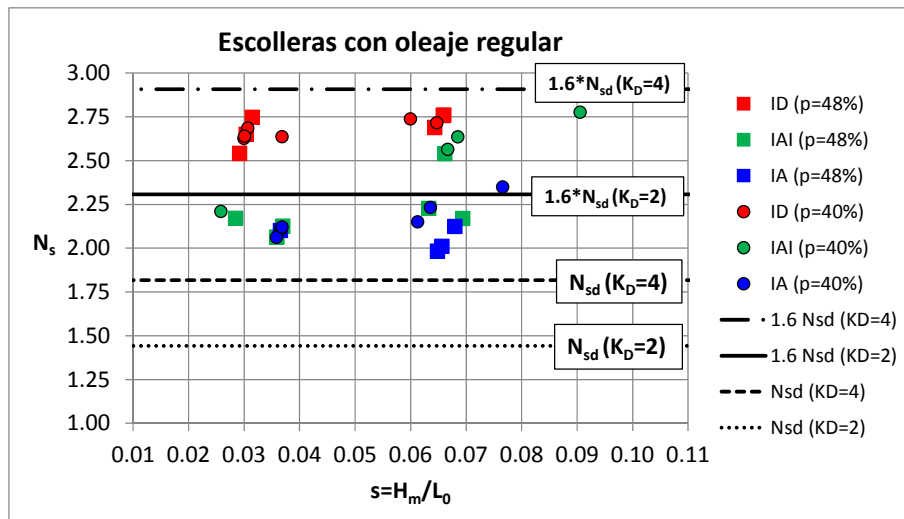


Figura III.27. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje regular en función de  $s$ .

En los resultados obtenidos en los ensayos con oleaje regular se observa que el IA se produce para valores del  $N_s$  muy superiores al correspondiente a  $K_D=2$ , próximos a  $K_D=4$ . Sin embargo, en contra de lo esperado, el margen de seguridad a ID es inferior al 1.6 asumido al diseñar con fórmulas de cálculo a IA.

Por otro lado, se observa que en los mantos con porosidad  $p[\%]=40$  (círculos), la estabilidad a IA e IAI es algo superior y presenta menos dispersión de resultados que con  $p[\%]=48$  (cuadrados); sin embargo el ID se alcanza para valores de  $N_s$  muy similares con ambas porosidades. Por este motivo, se decidió realizar todos los ensayos irregulares con porosidad del manto  $p[\%]=40$ , ya que es la habitualmente utilizada y recomendada (SPM, 1984) en los diques bicapa de escollera natural y colocación aleatoria.

### III.3.2.2.2. Resultados del análisis de averías en los ensayos con oleaje irregular.

En la Fig. III.28 se representa el daño adimensional linealizado frente al número de estabilidad obtenido en los ensayos irregulares con porosidad del manto  $p[\%]=40$ , distinguiendo entre los ensayos con Iribarren teórico,  $I_r=2.5$  (círculos) e  $I_r=3.5$  (cuadrados), especificando por colores los escalones en los que se produjo alguno de los niveles de avería correspondientes a IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo). Los resultados se comparan con la Ec. III.24 equivalente a la de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa ( $K_D=2$  considerando  $H=H_s$  en Ec. III.21), obteniéndose valores de daño en los ensayos con oleaje irregular algo inferiores a los publicados por el SPM (1984).

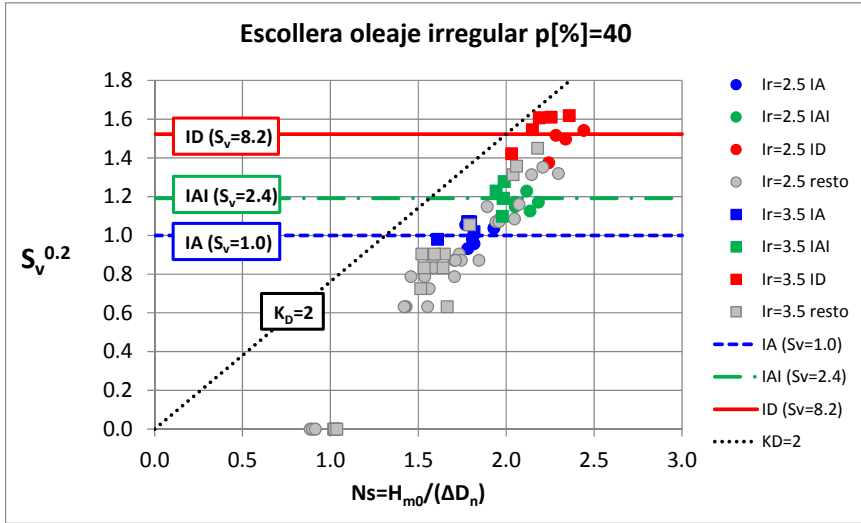


Figura III.28. Daño adimensional visual linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de escolleras con oleaje irregular.

Al igual que sucedía con oleaje regular, se observa que los ensayos irregulares con  $Ir=3.5$  producen daños mayores que los ensayos con  $Ir=2.5$  para el mismo número de estabilidad.

En la Fig. III.29 se ha representado el número de estabilidad obtenido para cada nivel de avería en los ensayos con oleaje irregular frente al número de Iribarren de cálculo ( $Ir_{c01} = \tan\alpha / (H_c / L_{01})^{0.5}$ ), obtenido en función de la altura de ola de cálculo ( $H_c = 1.4H_{m0}$ ) y el periodo medio ( $T_{01}$ ), ya que es como se realizó la equivalencia entre oleaje regular e irregular en la metodología experimental.

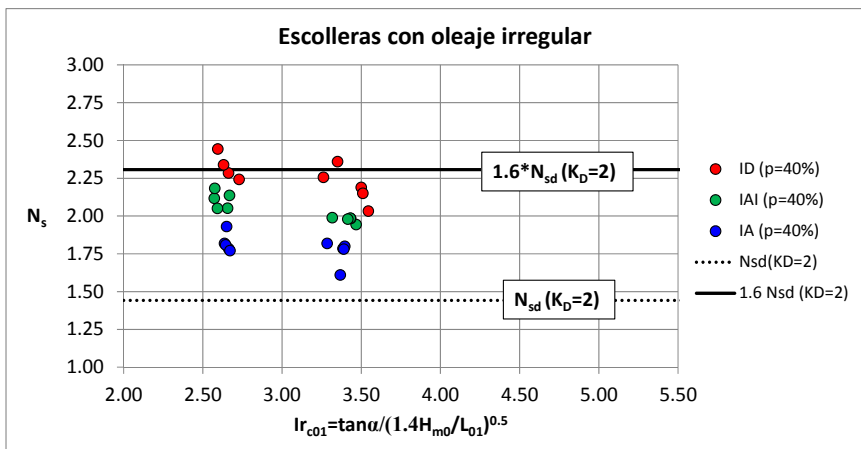


Figura III.29. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función de  $Ir_{c01}$ .

Los resultados obtenidos se han comparado con la línea correspondiente al número de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  asociado a  $K_D=2$ , según la formula generalizada de Hudson (Ec. III.22), así como la línea asociada a la anterior considerando un coeficiente de seguridad global a ID de 1.6.

Se observa que el valor  $K_D=2$  (considerando  $H=H_{1/3}=H_s$ ) equivalente a  $K_D=4$  (considerando  $H=H_{1/10}$ ) propuesto por el SPM (1984) está del lado de la seguridad, ya que los números de estabilidad obtenidos para IA son superiores al número de estabilidad asociado a  $K_D=2$ . Sin embargo, se observa que los valores obtenidos del número de estabilidad correspondientes a ID están por debajo del  $N_s$  asociado al ID considerando un factor de seguridad de 1.6. Por lo que, a la vista de los resultados obtenidos, no es correcto diseñar a IA con métodos de Nivel I asumiendo un coeficiente de seguridad global implícito cercano a 1.6 para mantos flexibles de escollera bicapa.

Por otro lado, dado que es habitual utilizar el número de Iribarren de pico ( $Ir_p = \tan\alpha / (H_{m0}/L_{op})^{0.5}$ ), obtenido en función de la altura de ola significativa ( $H_{m0}$ ) y el periodo de pico ( $T_p$ ), la Fig. III.30 muestra el  $N_s$  observado en los ensayos para cada nivel de avería frente a los  $Ir_p$  observados. Así mismo, en la Fig. III.31 se representa el  $N_s$  frente al peralte observado,  $s_{op} = H_{m0}/L_{op}$ .

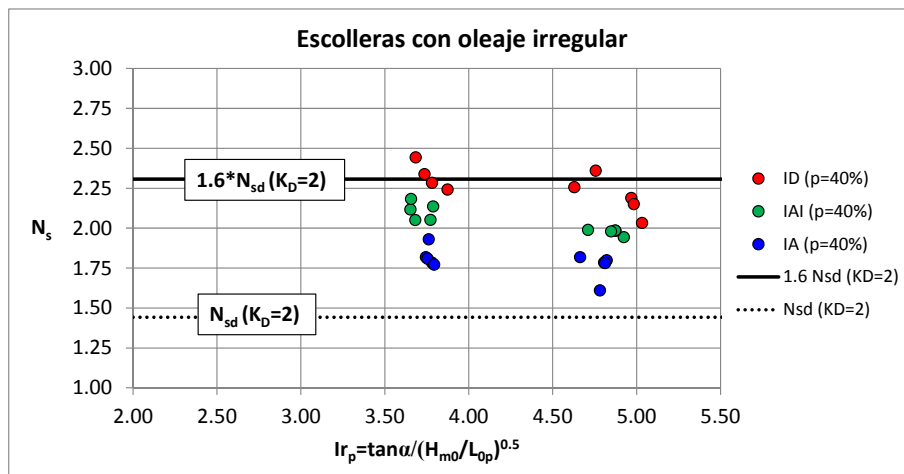


Figura III.30. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función de  $Ir_p$ .

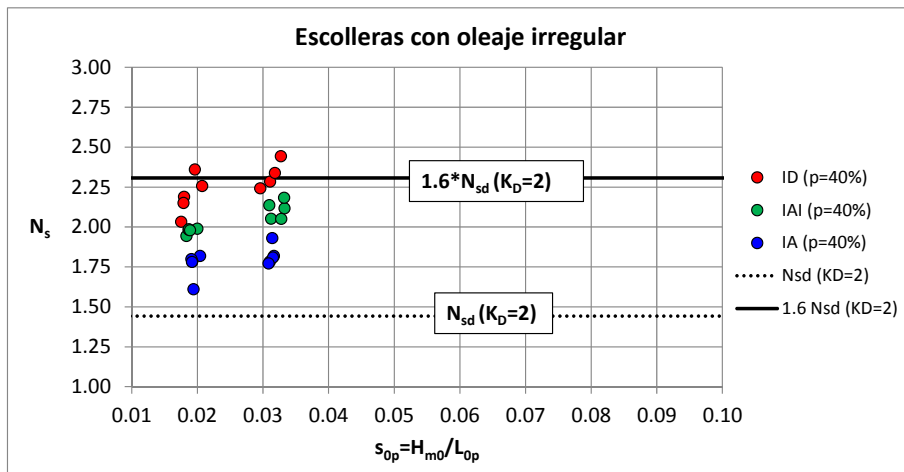


Figura III.31. Número de estabilidad observado en escolleras con oleaje irregular en función del peralte,  $s_{op}$ .

Se observa que la estabilidad crece con el peralte y decrece con el número de Iribarren, para valores de peralte observados entre  $0.018 < s_{op} < 0.033$  y números de Iribarren entre  $5.0 > I_r > 3.7$ .

### III.3.3. Análisis de averías mediante redes neuronales.

#### III.3.3.1. Fundamentos de los métodos de inteligencia artificial.

Los sistemas inteligentes se basan en mecanismos de optimización que son capaces de reconocer esquemas y pautas de comportamiento entre un gran número de datos. Estas técnicas se utilizan para modelar una gran variedad de fenómenos físicos, reconocimiento de objetos, clasificación de elementos, predicción, optimización, minería de datos y otras aplicaciones; en concreto, en esta tesis se ha utilizado la aplicación Neuroport (Medina, 1999) para la modelación de resultados experimentales de laboratorio, usando un sistema híbrido de redes neuronales, estrategia evolutiva y cristalización simulada:

- Las redes neuronales están inspiradas en el funcionamiento del sistema nervioso central. Las más comunes en la modelación de procesos son las de tipo *feedforward* supervisadas.
- Los algoritmos genéticos (la programación evolutiva en general) están basados en los principios darwinianos de la evolución natural; realizan una búsqueda en paralelo en el espacio de las soluciones.
- La cristalización simulada emula el proceso de cristalización de los metales, en el que el estado final es el de energía mínima; realiza una búsqueda en serie del óptimo.

Normalmente, las redes *feedforward* supervisadas se usan con una sola capa oculta de neuronas y un algoritmo de propagación inversa para calcular los parámetros de la red. La determinación del número de neuronas en la capa oculta es un problema de difícil tratamiento para no caer en el sobreaprendizaje (número excesivo de neuronas en la red) o en la supersimplicidad (defecto de neuronas). Por otra parte, es muy importante disponer de un número suficiente de datos para poder enseñar a la red. Para evitar el sobreaprendizaje, la relación entre el número de datos de aprendizaje y el número de parámetros de la red ha de ser superior a diez. Además, las técnicas de gradiente que se utilizan habitualmente en los algoritmos de propagación suelen converger en óptimos locales no válidos.

Para evitar estos problemas, Medina (1999) propuso el uso de redes neuronales podadas con cristalización simulada. Así, la optimización no es de gradiente y además se obtienen tanto los parámetros como la topología óptimos de la red. Por otra parte el método detecta las variables que no son necesarias para explicar las observaciones realizadas. La metodología empleada finalmente utiliza una estrategia evolutiva como motor principal de optimización, dejando la cristalización simulada para la generación de la población inicial de soluciones.

Aunque está probada la eficacia de los sistemas inteligentes en muchos campos de la técnica, existe un escepticismo generalizado a su uso. Esto se debe a que habitualmente estos métodos violan los siete principios básicos del método científico (Koza, 1992): corrección, consistencia, justificación, certeza, orden, parsimonia y decisión. Se trata por tanto de un gran potencial que ofrece unas posibilidades enormes, pero que desde el punto de vista estrictamente científico puede crear ciertos conflictos, difíciles de prever y verificar.

Todas las técnicas de optimización evolutiva (algoritmos genéticos, estrategia evolutiva,...) están inspiradas en procesos de optimización naturales, por lo que en este tipo de programas se manejan conceptos biológicos. Así, si en la naturaleza las características genéticas más fuertes tienden a dominar la evolución de una población, en la optimización evolutiva la mejor solución tiende a dominar la población de soluciones generada y forzada a evolucionar.

Si bien la eficiencia de cada técnica depende del tipo de algoritmo utilizado, en cualquier caso son características comunes al método la robustez, la flexibilidad y la búsqueda en paralelo del óptimo en el espacio de soluciones. El abanico de posibilidades para implementar las optimizaciones evolutivas es muy amplio; Medina (1999) y Medina y Yepes (2003) proponen una estrategia evolutiva (ES) siguiendo una estructura en ocho pasos básicos.

- Arquitectura genética. Se define con dos matrices, una de parámetros y otra de variables booleanas de activación o desactivación que marcan la posibilidad de supervivencia de las soluciones en un determinado entorno.

- Tamaño de la población y su distribución. Se trata de favorecer la consideración de una evolución de una población única aislada como si se tratase de los flujos migratorios de una población natural.
- Población inicial. Se puede crear una población inicial completamente aleatoria o utilizar soluciones optimizadas con cristalización simulada siguiendo el método de Medina (1999).
- Evaluación y función de coste. La selección natural elimina directamente o tiende a eliminar los individuos menos adaptados al ambiente. De modo análogo, se utiliza el *Predicted Mean Squared Error* (PSE) para predecir la bondad del comportamiento global de un modelo neuronal (Barron, 1984). El PSE tiene en consideración no sólo el error cuadrático medio (MSE), sino también el número de datos utilizado en el aprendizaje (N) y el número de parámetros del modelo (P). Su expresión viene dada por la Ec. III.25.

$$PSE = MSE \left[ 1 + \frac{2P}{(N - P)} \right] \quad \text{[III.25]}$$

- Selección. En cada generación, las redes con menor PSE tienen mayor probabilidad de ser seleccionados como padres de la siguiente generación. La selección de padres se realiza de acuerdo con el orden de ajuste medido con el PSE, con una probabilidad proporcional a  $(1/n)^{0.1}$ , donde n es el número de orden en la generación (n=1 el mejor, n=2 el segundo, etc.).
- Cruzamiento. En esta optimización evolutiva no se ha utilizado ningún operador de cruzamiento debido a las dificultades en diseñar un operador de cruzamiento efectivo que no produjera soluciones "hijo" muy malas derivadas de soluciones "padre" muy buenas.
- Mutación. Estos operadores cambian los alelos aleatoriamente en el código genético. Se han utilizado cuatro imitadores con intensidades diferentes para los parámetros y uno para la matriz booleana de conexión y desconexión de parámetros.
- Probabilidades de mutación y cruzamiento. Las probabilidades han sido fijadas de antemano, alrededor del 0.1 para el mutador de la matriz booleana y entre 1 y 16 para los cuatro mutadores de parámetros.

El resultado del proceso de optimización evolutiva descrito anteriormente es una red neuronal multicapa *feedforward* supervisada. Mase et al. (1995) describen el funcionamiento de este tipo de redes; las neuronas integran las señales que vienen de neuronas de capas anteriores y emiten una señal transformada por una función sigmoideal, generalmente la función logística. En este estudio se ha usado el PSE y optimización evolutiva en lugar del clásico MSE con algoritmo de propagación inversa. Si  $x_{ij}$  es la señal enviada de la neurona i (capa k) a la neurona j (capa k+1), la salida de la neurona j (capa k+1) se calcula de acuerdo con la Ec. III.26.

$$x_j = \frac{1}{1 + \exp \left[ (1 + \beta_j) \left( \alpha_j - \sum_{i=1}^{N_k} W_{ij} \cdot x_{ij} \right) \right]} \quad [\text{III.26}]$$

Donde  $\alpha_j$  y  $\beta_j$  son los parámetros neuronales,  $N_k$  es el número de neuronas en la capa  $k$ ,  $W_{ij}$  es el parámetro de amplificación que conecta la neurona  $i$  (capa  $k$ ) con la neurona  $j$  (capa  $k+1$ ), y  $x_j$  es la salida de la neurona  $j$  (capa  $k+1$ ). Un determinado modelo neuronal se caracteriza por el conjunto de parámetros  $\{\alpha_j, \beta_j\}$  y  $\{W_j\}$ .

Durante la evolución, algunas neuronas y conexiones son desconectadas hasta definir una topología eficiente bastante independiente de las decisiones arbitrarias de tamaño que se toman al principio.

El problema planteado en este caso consiste en obtener la red neuronal óptima que mejor relacione las variables de entrada (altura de ola adimensional, porosidad del manto principal y número de Iribarren) con la de salida (daño adimensional linealizado); las características fijadas de antemano son las variables de entrada y de salida, el número de capas neuronales ocultas y el número máximo de neuronas en las capas ocultas.

En el problema tratado, se consideran redes *feedforward* de una capa oculta. Los datos experimentales base de la modelación se dividen aleatoriamente en dos grupos: el grupo de aprendizaje y el grupo de chequeo. Los datos de chequeo no se usan en el proceso evolutivo de aprendizaje de la red y permiten confirmar la fiabilidad de la técnica de optimización evolutiva. En efecto, la validación cruzada (datos de aprendizaje y de chequeo) es necesaria para comprobar que la red se ajusta al proceso y no sólo a los datos de aprendizaje.

### III.3.3.2. Aplicación de las redes neuronales al modelo estudiado.

Para realizar este análisis se emplea el analizador de redes neuronales Neuroport desarrollado por Medina (1999). Este sistema es una modelación que reproduce un fenómeno real a través de una representación del mismo con redes neuronales.

El objetivo es obtener la respuesta que produce el fenómeno ante los estímulos externos, en forma de variables numéricas. Este es un sistema general, como los modelos estadísticos capaz de reproducir cualquier tipo de fenómeno causal, sin intentar analizar el concepto o fundamento físico del mismo, sino buscando su respuesta, a través de la dependencia entre las variables de entrada y de salida.

La obtención de una red que reproduzca el fenómeno se realiza en principio alimentándola con los datos que poseemos, tanto entradas como salidas, de forma que ésta aprenda el comportamiento del fenómeno que debe reproducir. De esta forma disponemos de un laboratorio virtual en el que suministrando unos datos de



entrada obtendremos la respuesta que ofrecería el modelo, según la manera en que lo ha entendido la red, a partir de su proceso de aprendizaje.

### III.3.3.2.1. Red Neuronal directa para estimar la avería (oleaje regular).

Se ha realizado un estudio de la avería que produce el oleaje regular en el manto, utilizando un analizador de redes neuronales podadas (Medina, 1999) con optimización evolutiva del tipo (200+200)-ES. Se seleccionan de antemano tres variables de entrada significativas: altura de ola media incidente ( $H_{mi}$ ), número de Iribarren ( $I_r$ ) y porosidad del manto principal ( $p$ ), y una de salida: daño máximo en el manto asociado a cada oleaje regular ( $S_0$ ).

La altura de ola incidente ( $H_{mi}$ ) se adimensionaliza dividiéndola entre la altura de ola que produce iniciación de averías ( $H_{d=0}$ ). El valor de avería del manto utilizado es el daño adimensional visual linealizado ( $S_{0v}^* = S_{0v}^{0.2}$ ). Con estas adimensionalizaciones, se ayuda a la red a encontrar soluciones.

Se considera una sola capa oculta con 3 neuronas (ver Fig. III.32). Los datos experimentales base de la modelación se dividen aleatoriamente en dos grupos con el 70% en el grupo de aprendizaje y el 30% en el de chequeo. Los datos de chequeo no se usan en el proceso evolutivo de aprendizaje de la red y permiten confirmar la fiabilidad de la técnica de optimización evolutiva.

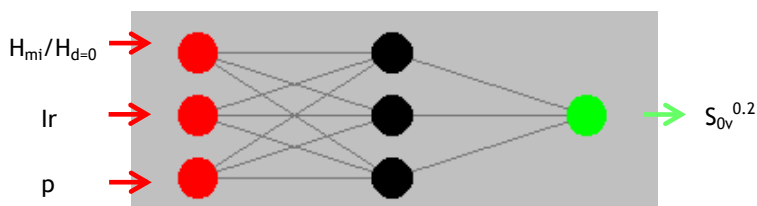


Figura III.32. Configuración inicial de la red neuronal para oleaje regular.

Durante la evolución algunas neuronas y conexiones quedan desconectadas por el proceso evolutivo hasta definir una topología eficiente bastante independiente de las decisiones arbitrarias de tamaño que se toman al principio. La Fig. III.33 muestra la estructura obtenida después de la evolución, donde las neuronas no necesarias han sido eliminadas en el proceso evolutivo.

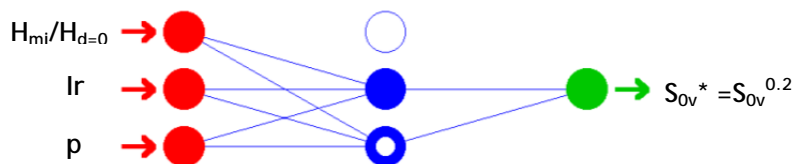


Figura III.33. Estructura de la red neuronal para estimar averías con oleaje regular.

La red neuronal proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) sobre los datos de chequeo del 14.6%, siendo el error generalizado del proceso (PSE/Var) igual al 14.6%. La Fig. III.34 representa una validación cruzada entre las estimaciones neuronales y las observaciones experimentales del daño adimensional linealizado, de los datos de aprendizaje (azul) y de chequeo (rojo), necesaria para comprobar que no existe sobreaprendizaje, es decir que la red neuronal se ajusta al proceso y no solo a los datos de aprendizaje.

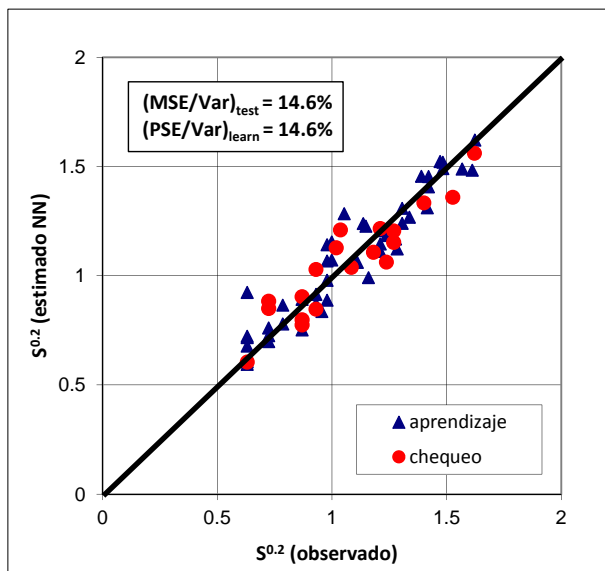


Figura III.34. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal.

La Fig. III.34 representa la validación cruzada entre las estimaciones neuronales y las observaciones del daño adimensional linealizado, tanto del grupo de aprendizaje como de chequeo (no usadas en el aprendizaje), obtenidas en los ensayos con oleaje regular. Es necesario señalar que el buen ajuste obtenido no significa necesariamente que el modelo neuronal permita realizar estimaciones de la avería en prototipo con esa precisión. El modelo neuronal ha aprendido de unos ensayos de laboratorio y ha superado con éxito la validación cruzada que representa la Fig. III.34.

Los modelos neuronales habitualmente son considerados cajas negras por los usuarios; por lo que en esta tesis, una vez la red ha aprendido el comportamiento del fenómeno que debe reproducir, se utiliza como un laboratorio virtual (ver Medina et al., 2002 y Garrido y Medina, 2012), en el que suministrando unos datos de entrada obtenemos la respuesta que ofrecería el modelo, según la manera en

que lo ha entendido la red, con el objetivo de hacer explícitas las relaciones que ha capturado el modelo neuronal.

Así pues, se generan entradas aleatorias dentro de los rangos en los que ha sido entrenada la red y se obtienen valores de daño adimensional estimado  $S_0^{0.2}$ , que representados para cada  $I_r$  en función de la altura de ola incidente adimensional, se observa que siguen tendencias lineales. Los valores de las variables de entrada utilizadas para realizar las simulaciones están acotados según los siguientes intervalos:

- $0.7 \leq H_{mi}/H_{d=0} \leq 1.5$
- $2.25 \leq I_r \leq 3.5$
- $p = 48\%$  y  $p = 40\%$

Las Fig. III.35 y III.36 muestran los resultados de la simulación neuronal con oleaje regular, realizada para manto con porosidad del 48% y del 40% respectivamente. En estas figuras se ha representado el daño adimensional linealizado ( $S_0^{0.2}$ ) estimado por el modelo neuronal frente a la altura de ola adimensional ( $H_{mi}/H_{d=0}$ ), para cada  $n^\circ$  de Iribarren ( $I_r$ ) y porosidad del manto ( $p[\%]$ ), obteniéndose tendencias lineales con Iribarren.

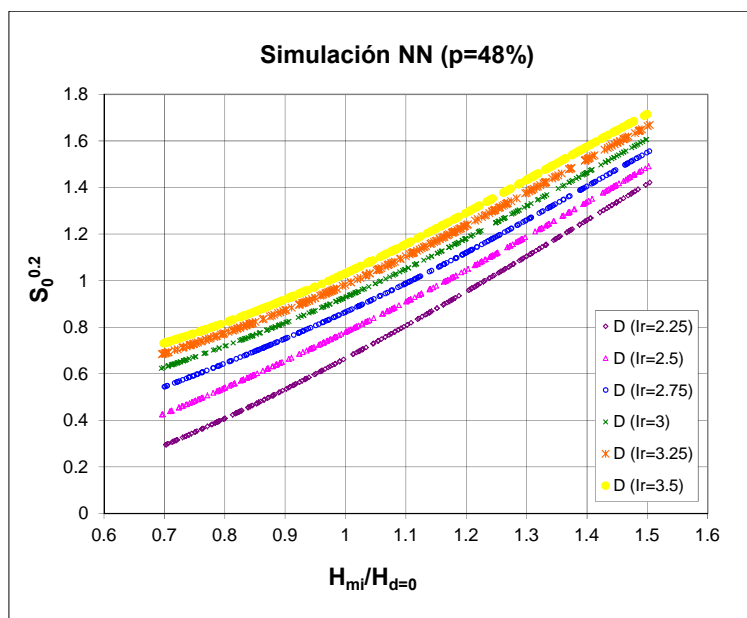


Figura III.35. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto con porosidad  $p=48\%$ .

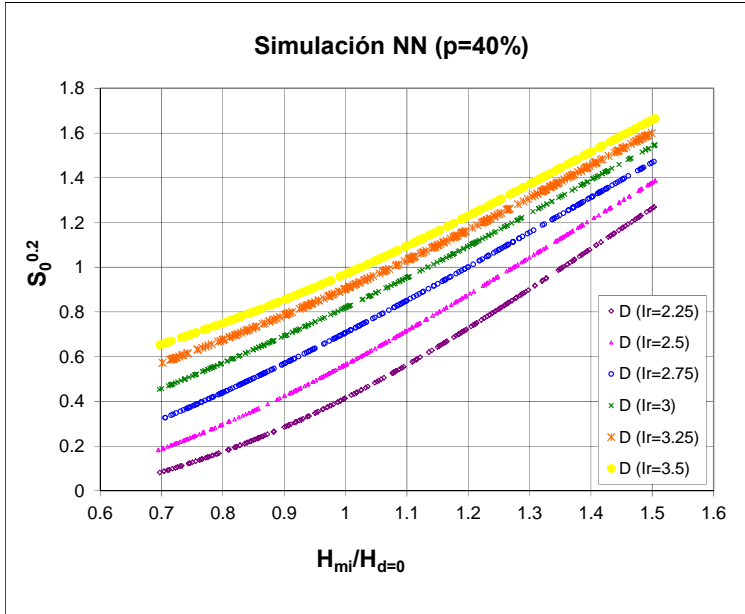


Figura III.36. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto con porosidad  $p=40\%$ .

A partir de las Fig. III.35 y III.36 de daño adimensional linealizado,  $S^*$ , proporcionadas por la estimación neuronal, se puede ajustar la recta de regresión de la Ec. III.27 para cada número de Iribarren y porosidad de manto.

$$S_0^* = S_0^{0.2} = A \left( \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} \right) + B \quad \text{[III.27]}$$

Así mismo, según se observa en las Fig. III.37 y III.38 los coeficientes de cada una de las rectas de regresión dependen linealmente de  $I_r$ . Por lo que, se obtiene una fórmula de diseño (Ec. III.28) que permite estimar el daño adimensional máximo que produce un oleaje regular en función de las características del oleaje incidente ( $H_{mi}$ ,  $T$ ).

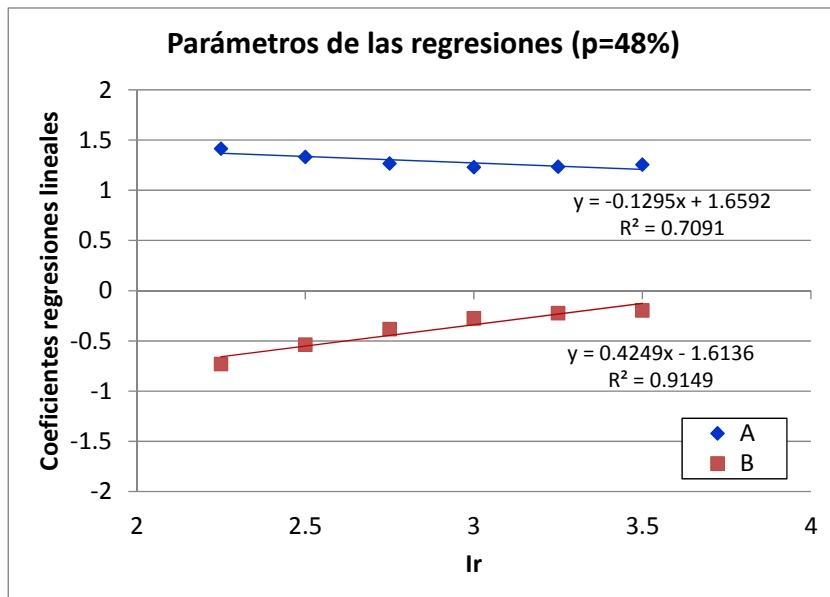


Figura III.37. Ajuste de los coeficientes de las curvas de daño en función de Ir, para manto con porosidad p=48%.

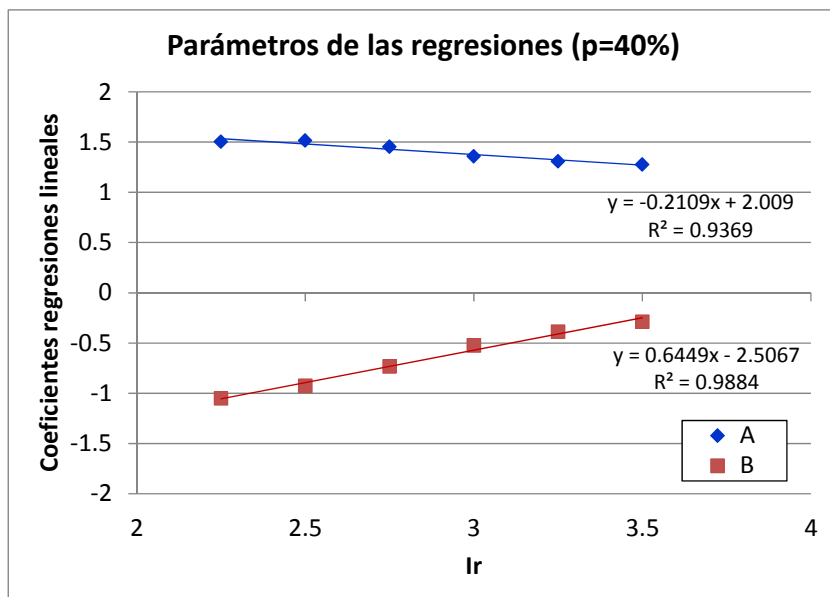


Figura III.38. Ajuste de los coeficientes de las curvas de daño en función de Ir, para manto con porosidad p=40%.

$$S_0 = \left( (a_1 Ir + a_2) \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} + (b_1 Ir + b_2) \right)^5 \quad [\text{III.28}]$$

Siendo  $a_i$  y  $b_i$  función de la porosidad del manto. Las Ec. III.29 y III.30 son la particularización de la Ec. III.28 para las dos porosidades del manto estudiadas.

$$\text{Si } p=48\%, S_0 = \left( (-0.13Ir + 1.66) \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} + (0.42Ir - 1.61) \right)^5 \quad [\text{III.29}]$$

$$\text{Si } p=40\%, S_0 = \left( (-0.21Ir + 2.00) \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} + (0.64Ir - 2.51) \right)^5 \quad [\text{III.30}]$$

La nueva formulación proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) del 13.9% y un error generalizado igual a PSE/Var=16.2%. La Fig. III.39 representa una validación cruzada entre las estimaciones de las Ecs. III.29 y III.30 y las observaciones experimentales del daño adimensional linealizado, en los ensayos con oleaje regular y porosidades del manto del 48% y 40%.

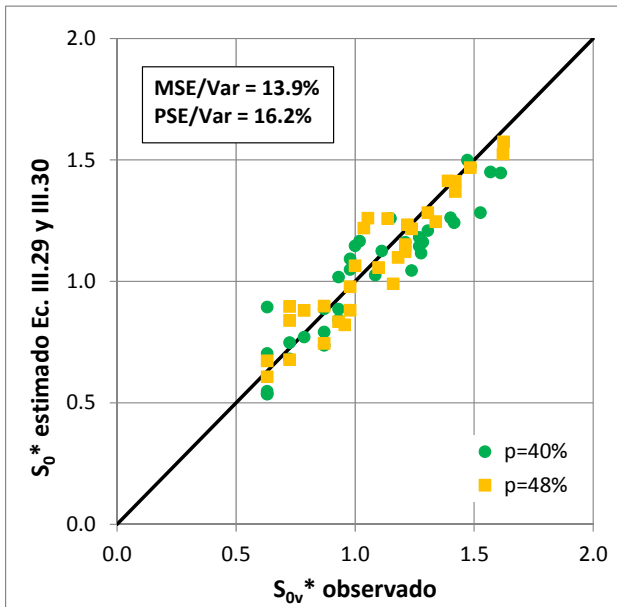


Figura III.39. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos con oleaje regular y estimados por las Ecs. III.29 y III.30.

III.3.3.2.2. Red Neuronal inversa para estimar la altura de ola que produce los diferentes grados de avería (oleaje regular).

A partir de los ensayos con oleaje regular y porosidad 40%, se puede definir una red inversa que permite estimar la altura de ola incidente en función del número de Iribarren ( $I_r$ ) y el nivel de averías ( $S_{0v}^* = S_{0v}^{0.2}$ ). La salida de esta red inversa es la variable altura de ola incidente adimensional,  $H_{mi}/H_{D=0}$ , siendo el nivel de daño  $S_{0v}^*$  una de las variables de entrada, ver Medina et al. (2003).

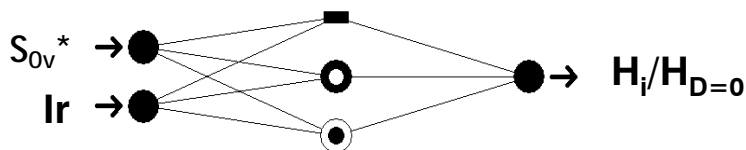


Figura III.40. Estructura final de la red neuronal inversa para oleaje regular.

La Fig. III.40 muestra la estructura de la red neuronal podada obtenida después de la evolución, donde las neuronas y conexiones no necesarias han sido eliminadas en el proceso evolutivo. Tras entrenar y chequear la red neuronal podada se ha obtenido un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) sobre los datos de chequeo del 26%, siendo el error generalizado del proceso (PSE/Var) igual al 24%.

Así pues, se dispone de una red neuronal que permite hacer simulaciones para obtener curvas de diseño para las que, fijado un nivel de avería (valores adimensionales del daño) y conocido el número de Iribarren del oleaje, se estime la altura de ola que lo produciría. Esta clase de curvas que se muestran en la Fig. III.41 son de difícil justificación, por métodos convencionales, los cuales se basan en un número limitado de ensayos.

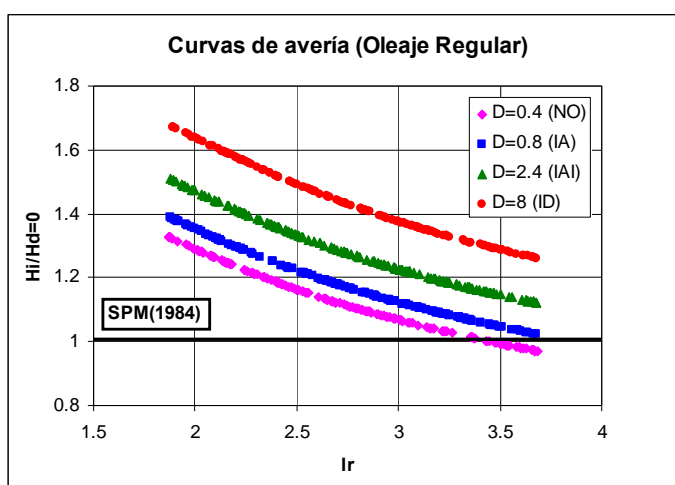


Figura III.41. Estimaciones neuronales de diferentes niveles de daño.

Las curvas de avería de la Fig. III.41 se han obtenido utilizando la red neuronal inversa como un laboratorio virtual al que se le han introducido parejas de valores  $(S_{0v}^*, I_r)$ , obteniéndose valores de la altura de ola adimensional  $(H_{mi}/H_{d=0})$ , que representados para cada nivel de daño simulado ( $S_{0v}=0.4$ ,  $S_{0v}=0.8$ ,  $S_{0v}=2.4$  y  $S_{0v}=8.0$ ) en función del número de Iribarren, se observa que siguen tendencias lineales con  $I_r$ .

### III.3.4. Modelo de progresión de daños en el manto principal de escolleras.

Aunque la mayor parte de los modelos de estabilidad de diques en talud están basados en el concepto de estado de mar y la suposición de estacionariedad del oleaje, la realidad señala con claridad que la no estacionariedad del oleaje es significativa. En consecuencia, en lo relativo a la estabilidad del manto, el problema actual no es estudiar la influencia de la duración de los temporales como variable aislada sino desarrollar un método que sea aplicable a procesos no estacionarios. En esta tesis se analiza un modelo exponencial aplicable a las olas individuales de los temporales que tiene como único parámetro  $n50\%$  (número de olas que producen el daño medio).

Los métodos tradicionales de cálculo no consideran como variable significativa del diseño la duración del temporal. Durante la década de los 70, numerosos diques rompeolas sufrieron averías importantes (Sines, Punta Lucero, San Ciprián,...), lo que impulsó un desarrollo científico hacia la consideración de la irregularidad del oleaje en el diseño de diques en talud. En la década de los 90 se publicaron una gran variedad de modelos que relacionan la estabilidad del manto principal con la duración del temporal de diseño, sin embargo, algunos de ellos son claramente inapropiados para ser aplicados a procesos no estacionarios, y otros  $S_0$  muestran daños asintóticos con la simple variabilidad de la varianza que muestran los procesos estacionarios.

Gómez-Martín y Medina (2004) establecen que todo modelo propuesto para estimar la evolución temporal de la erosión del manto de un dique en talud sin limitación de fondo debe ajustar de modo razonable las observaciones publicadas de los experimentos realizados tanto con oleaje regular como con oleaje irregular. Así, si estos modelos han de ser aplicables a condiciones no estacionarias, deben cumplir las siguientes condiciones:

- Si el oleaje es regular, la erosión máxima está limitada por la existencia de un perfil de equilibrio, esto es,  $S(H,T,N) < S_0(H,T)$ . En el caso de escollera natural, la erosión máxima del manto principal ( $S_0$ ) con oleaje regular (si no se considera el efecto del periodo del oleaje) puede estimarse con la Ec. III.20 propuesta por Medina et al. (1994), obtenida a partir de los datos del SPM (1984).



- Si el oleaje es irregular, no existe perfil de equilibrio para el manto de un dique sin limitación de fondo; la erosión debe crecer con la duración del temporal.
- La erosión del manto debe ser insensible a las olas pequeñas,  $H_i < H_{d=0}$ .
- Las características de las olas mayores de un temporal deben tener un efecto significativo en la estimación del daño del manto principal.
- El método debe ser aplicable a procesos no estacionarios (características de los estados de mar cambiando con el tiempo).

#### III.3.4.1. Modelo exponencial de olas individuales.

Un modelo sencillo que cumple las condiciones anteriores es el modelo exponencial de olas individuales. Los modelos exponenciales se utilizan normalmente para describir los eventos que ocurren aleatoriamente en el tiempo y que mantienen una esperanza de vida futura constante (procesos sin memoria), como es el caso de la duración de luz de las bombillas y de la fisión radioactiva. En el caso tratado, la erosión del manto principal de un dique sin limitación de fondo tiene unas características apropiadas para el modelo exponencial.

En esta tesis, el modelo exponencial de olas individuales (ver Ec. III.31) propuesto por Medina (1996) es modificado, incluyendo el periodo del oleaje y asimilando el proceso estudiado a la ley de desintegración radiactiva, la cual depende del parámetro tiempo de vida media; así la expresión del modelo exponencial de olas individuales aplicado a oleaje regular viene dado por la Ec. III.32 (ver Gómez-Martín y Medina, 2004).

$$S(H, N) = S_0(H) \left( 1 - e^{-\frac{N}{n63\%}} \right) \quad \text{[III.31]}$$

$$S(H, Ir, N) = S_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}} \right) \quad \text{[III.32]}$$

Siendo  $S_0(H, Ir)$  el daño asintótico máximo que produciría en el manto un oleaje regular  $(H, Ir)$ , y el parámetro  $n50\%$  (daño medio) el número de olas regulares que causan el 50% del daño máximo  $S_0(H, Ir)$ . Este parámetro es similar al concepto tiempo de vida media.

El daño máximo,  $S_0(H, Ir)$ , puede estimarse con las Ecs. III.29 y III.30 obtenidas a partir de la simulación con redes neuronales podadas en el apartado III.3.3.

El modelo exponencial de olas individuales aplicado a oleaje irregular requiere la identificación de las olas individuales que inciden sobre el dique,  $\{H_i, T_i\}$ . La derivada discreta de la Ec. III.32 para oleaje regular, genera la Ec. III.33 aplicable a oleaje irregular.

$$\begin{aligned}
 S_i^{H,Ir} &= S_{i-1} + \left( \frac{1}{n50\%_i} \right) \ln 2 \left( S_{0i}^{H,Ir} - S_{i-1} \right) & \text{si } S_{0i}^{H,Ir} > S_{i-1} \\
 S_i^{H,Ir} &= S_{i-1} & \text{si } S_{0i}^{H,Ir} \leq S_{i-1}
 \end{aligned} \quad [III.33]$$

Siendo  $S_i$  el daño acumulado después de la ola  $i$  y  $S_{0i}=S_0(H_i, I_r)$  el daño asintótico máximo correspondiente a la ola  $i$  como si de un tren regular se tratase. El parámetro daño medio  $(n50\%)_i$  es el número de olas de un tren regular con las características de la ola  $i$ , que causan el 50% del daño máximo,  $S_{0i}=S_0(H_i, I_r)$  correspondiente a ese tren regular.

### III.3.4.2. Obtención del parámetro daño medio (n50%).

A partir de los ensayos con oleaje regular realizados, se puede obtener el parámetro daño medio, ya que estos ensayos se realizaron lanzando trenes de 44 olas regulares dentro de cada escalón de altura de ola, hasta llegar a la estabilización del talud para cada altura de ola. De forma que se tienen medidas discretas del daño cada 44 olas, por lo que aplicando la versión discreta derivada (ver Ec. III.34) se pueden obtener valores del número de olas que producen el daño medio (n50%) para cada uno de los trenes.

$$n50\%_i = \frac{S_{0i}^{H,T} - S_{i-1}^{H,T}}{S_i^{H,T} - S_{i-1}^{H,T}} \Delta N \ln 2 \quad [III.34]$$

Al ser valores discretos se obtienen resultados dispersos, por lo que se ha considerado el valor medio de los n50% obtenidos para cada escalón de altura de ola. Así pues, para cada número de Iribarren ensayado se ha obtenido la media y desviación típica de los n50% estimados en los distintos escalones de altura de ola. Se obtienen así dos valores del daño medio, en función de  $I_r$ :

Si  $I_r = 2.5 \Rightarrow n50\% = 110$  (con  $\sigma_m=9$ ).

Si  $I_r = 3.5 \Rightarrow n50\% = 35$  (con  $\sigma_m=5$ ).

Como se había observado experimentalmente, el daño asintótico máximo  $S_{0v}$ , se alcanza con mayor rapidez en los ensayos con  $I_r=3.5$  que en los de  $I_r=2.5$ . Por lo que es normal que el número de olas que producen el daño medio sea menor en el caso de  $I_r=3.5$ .

En las Fig. III.42 a III.45 se representan los escalones de altura de ola más representativos de los ensayos regulares comparando el daño obtenido experimentalmente con la curva teórica utilizando el n50% obtenido para cada  $I_r$ . Se observa un buen ajuste entre las curvas teóricas y experimentales, describiendo la evolución hacia el daño asintótico de forma correcta.

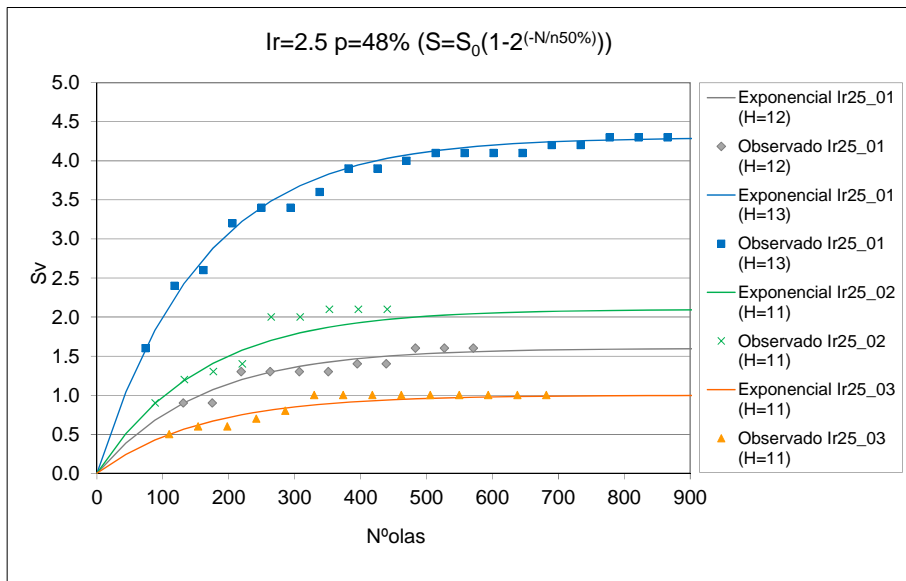


Figura III.42. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con Ir=2.5 y p=48% (n50%=110).

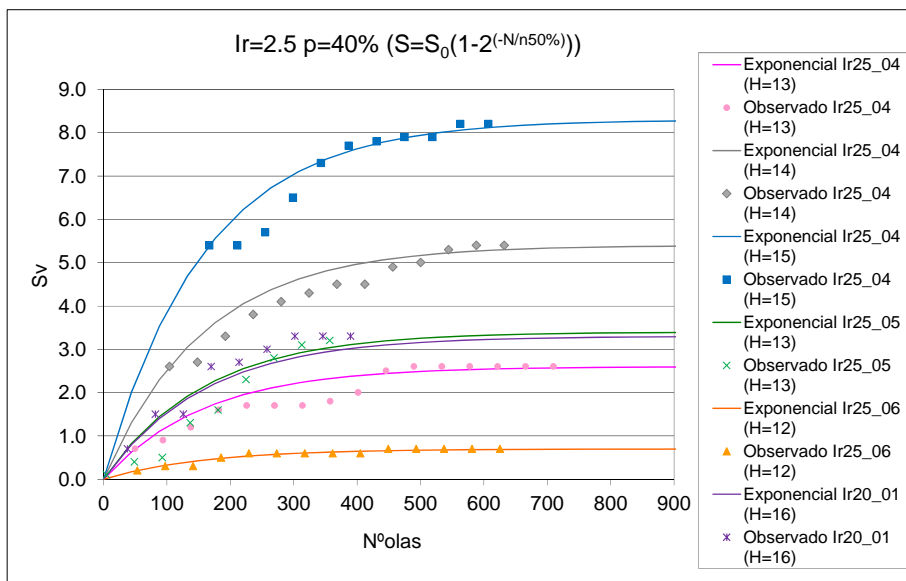


Figura III.43. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con Ir=2.5 y p=40% (n50%=110).

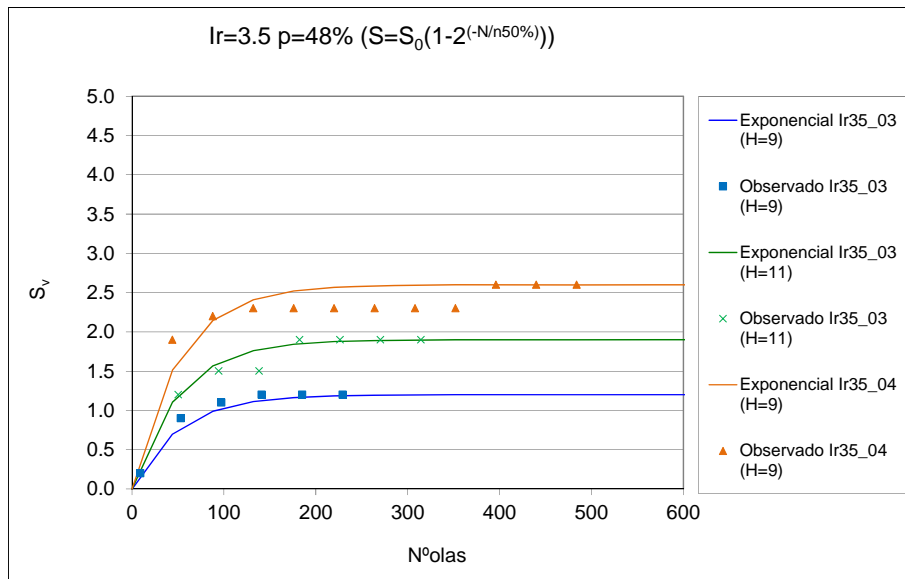


Figura III.44. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con  $Ir=3.5$  y  $p=48\%$  ( $n50\%=35$ ).

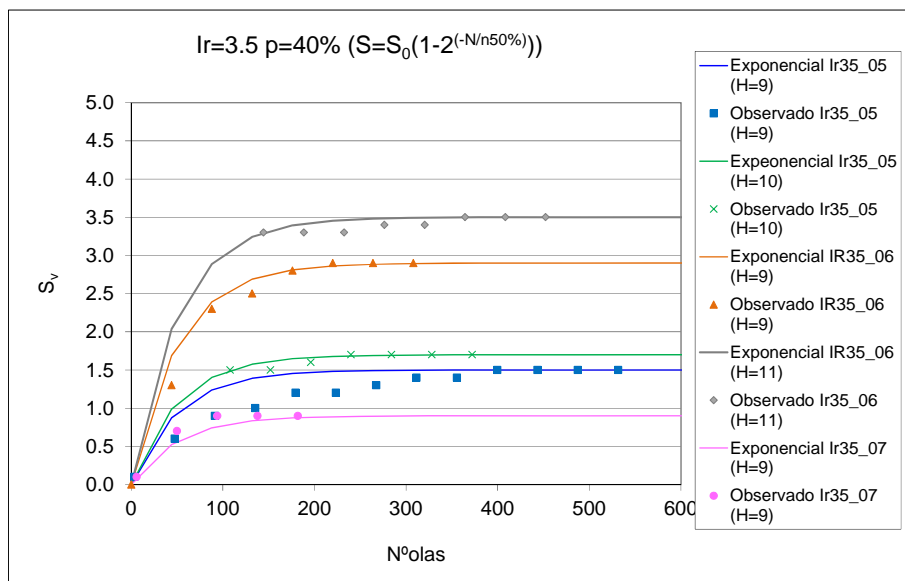


Figura III.45. Evolución exponencial teórica y experimental en escalones de Oleaje Regular con  $Ir=3.5$  y  $p=40\%$  ( $n50\%=35$ ).

### III.3.4.3. Aplicación del modelo exponencial de olas individuales

Llegados a este punto, se desea comprobar si el modelo exponencial de olas individuales de evolución de averías, reproduce los resultados obtenidos en los ensayos del laboratorio.

Para ello, en primer lugar se obtienen las alturas de ola y periodos individuales de todos los registros de oleaje incidente, regular e irregular. De esta forma se aplica el modelo exponencial de olas individuales a cada una de las olas generadas.

En segundo lugar, se calcula el daño asintótico  $S_0$  que produciría cada una de las olas individuales como si de un oleaje regular se tratase, a partir de la formulación obtenida mediante la utilización de redes neuronales (ver Ecs. III.29 y III.30).

Por último se aplica a cada ola individual el modelo exponencial discreto (Ec. III.33), con sus restricciones, para obtener valores de daños  $S_i$  asociados a cada una de las olas individuales (H,Ir).

$$S_i^{H,Ir} = S_{i-1} + \left( \frac{1}{n50\%_i} \right) \ln 2 \left( S_{0i}^{H,Ir} - S_{i-1} \right) \quad \text{si } S_{0i}^{H,Ir} > S_{i-1}$$

$$S_i^{H,Ir} = S_{i-1} \quad \text{si } S_{0i}^{H,Ir} \leq S_{i-1}$$

Considerando los siguientes valores del parámetro daño medio (n50%):

Si Ir = 2.5: n50% = 110

Si Ir = 3.5: n50% = 35

Si 2.5 < Ir < 3.5: n50% = interpolación lineal entre 110 y 35

Los resultados del modelo exponencial aplicado a los ensayos con oleaje regular se recogen en las Fig. III.46 a III.49. Y los resultados del modelo exponencial aplicado a los ensayos con oleaje irregular se muestran en las Fig. III.50 y III.51.

Asumiendo que los errores relativos se distribuyen de manera gaussiana, se calcula el error cuadrático medio relativo (ECMR) cometido en la obtención del daño (Ec. III.35); este cálculo se realiza a partir del nivel de daño próximo al Inicio de Avería ( $S_{0v}=0.9$ ) y tomando incrementos del daño estimado de 0.1. Hay que señalar, que no se calcula el ECMR tomando saltos de N olas, para evitar dar mucho peso a los daños pequeños.

$$ECMR = \sqrt{\frac{\sum \left( \frac{S_i - S}{S_i} \right)^2}{N}} \quad \text{[III.35]}$$

Donde  $S_i$  es el daño obtenido con el modelo exponencial igual a 0.9, 1.0, 1.1, 1.2...; para este daño fijado se obtiene el número de ola que lo ha producido, siendo  $S$  es el daño que resulta para esa ola, al interpolar entre los dos valores observados de daño experimental visual ( $S_v$ ).

Los errores cuadráticos medios relativos obtenidos se resumen en las Tablas III.6 y III.7.

Ensayos con oleaje regular												
	Ir=2.5						Ir=3.5					
Repetición	25_01	25_02	25_03	25_04	25_05	25_06	35_01	35_03	35_04	35_05	35_06	35_07
ECMR (%)	8	39	40	21	40	43	37	39	53	25	44	47

Tabla III.6. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños en ensayos con oleaje regular.

Ensayos con oleaje irregular										
	Ir=2.5					Ir=3.5				
Repetición	25_02	25_03	25_04	25_05	25_06	35_02	35_03	35_04	35_05	35_06
ECMR (%)	11	48	57	30	37	43	42	47	43	51

Tabla III.7. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños en ensayos con oleaje irregular.

Estos valores, que en principio parecen muy elevados, realmente no lo son, ya que la variabilidad de la respuesta estructural ante el mismo oleaje presenta coeficientes de variación del orden del 30%.

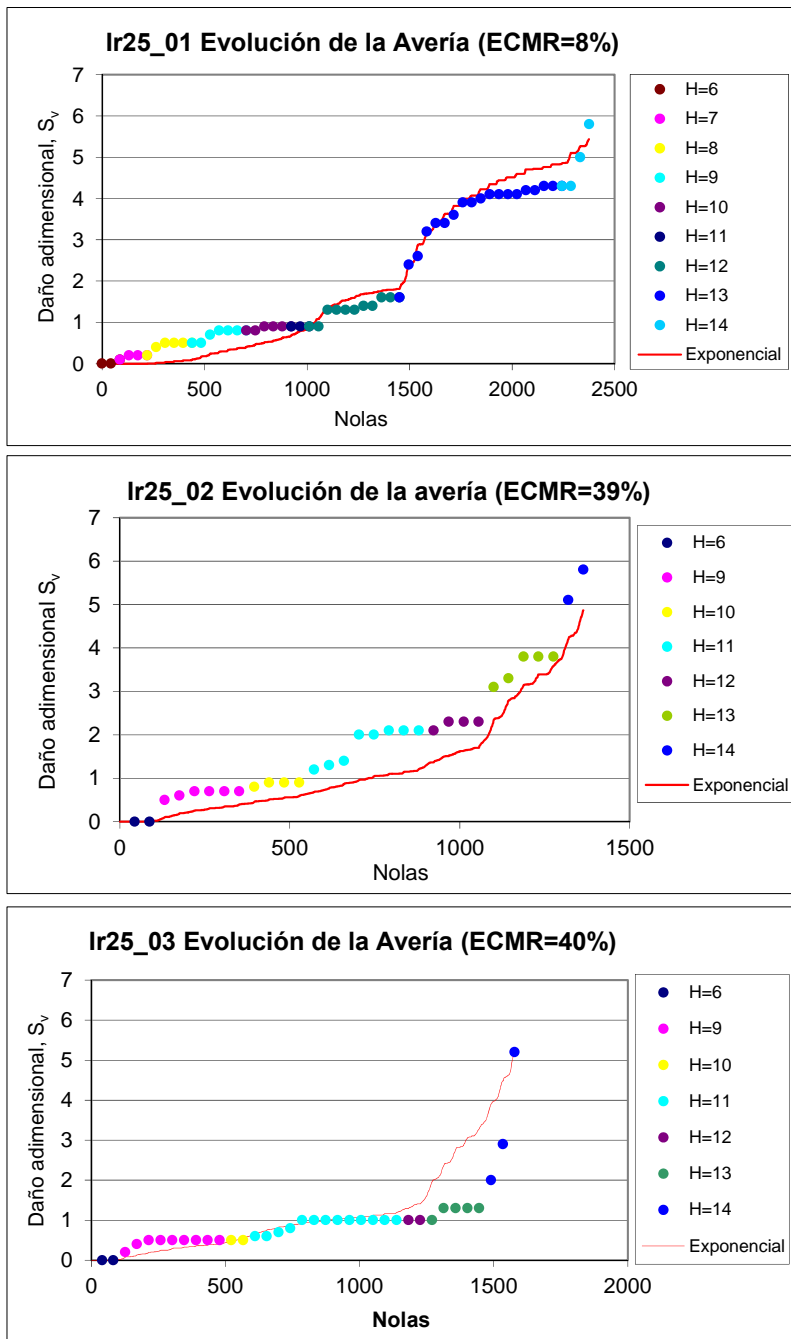


Figura III.46. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular,  $Ir=2.5$  y  $p=48\%$ .

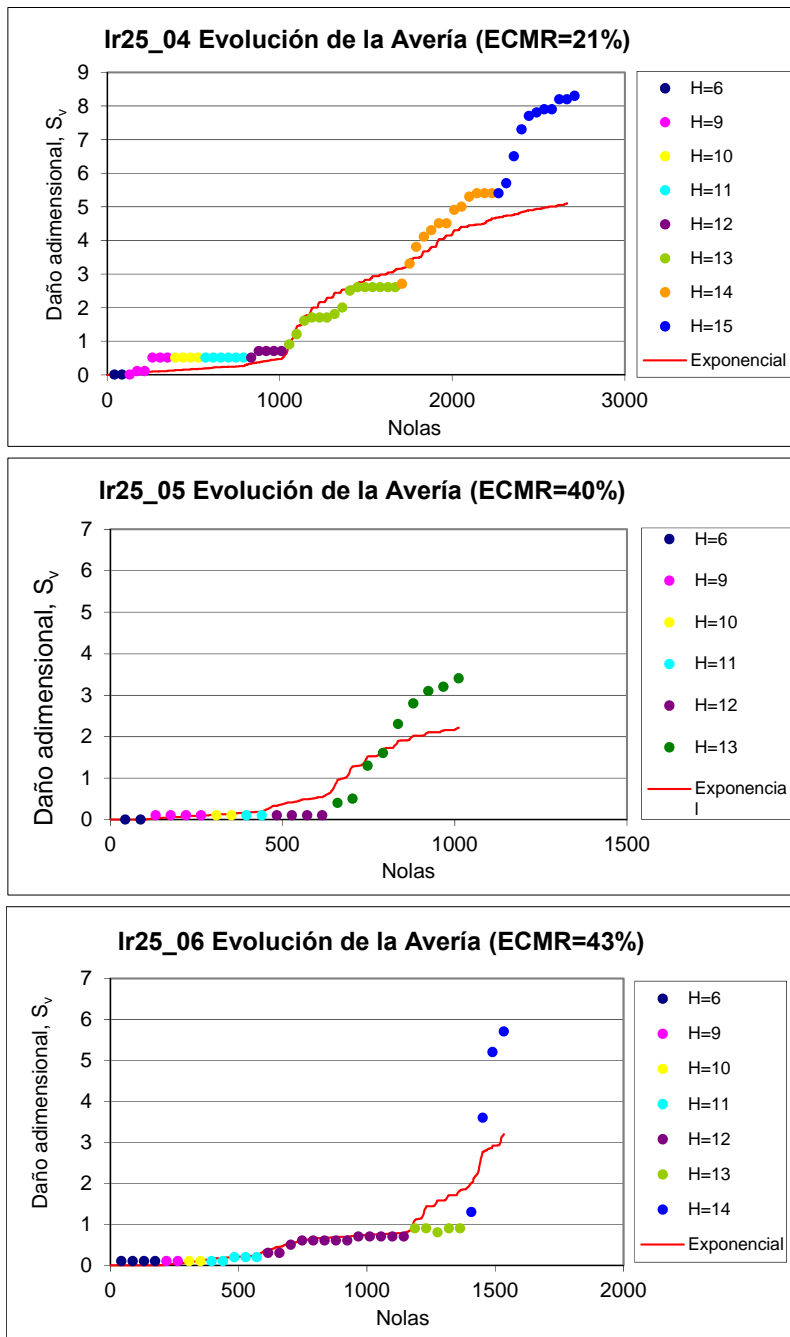


Figura III.47. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular,  $Ir=2.5$  y  $p=40\%$ .



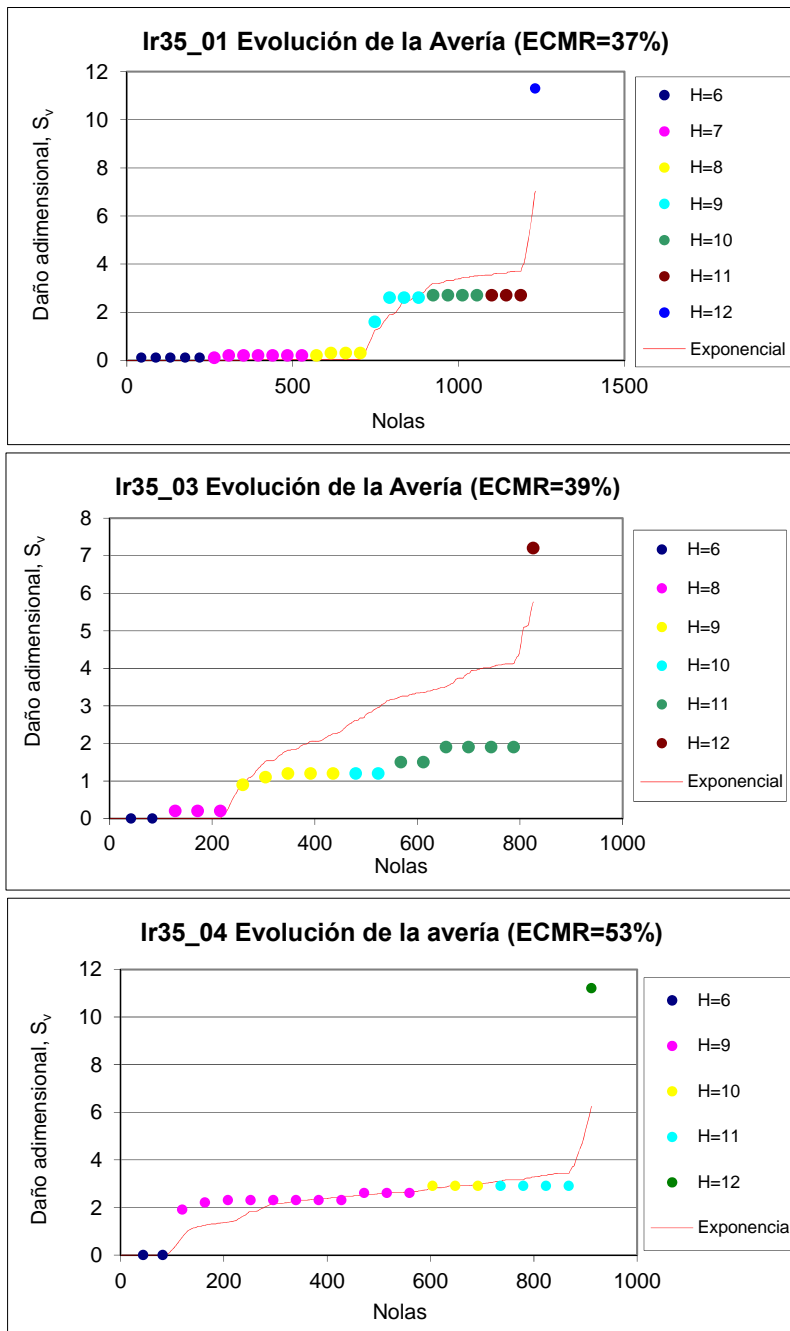


Figura III.48. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular,  $Ir=3.5$  y  $p=48\%$ .

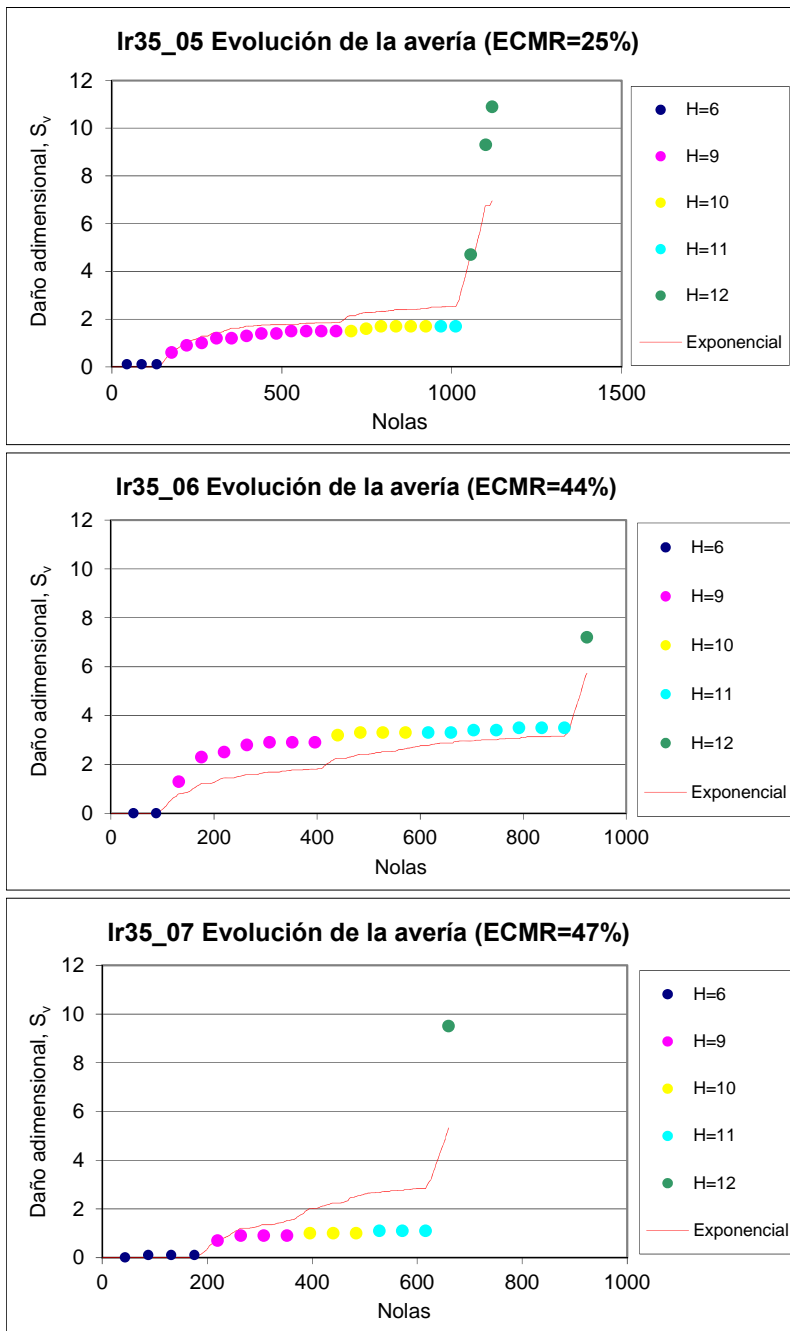
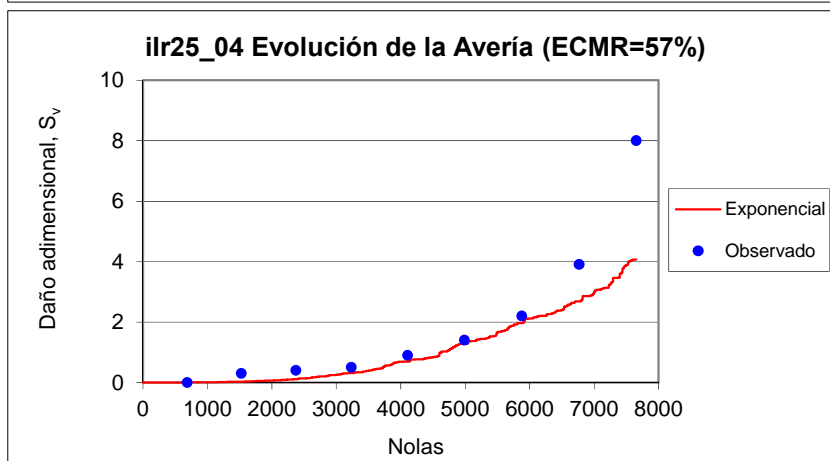
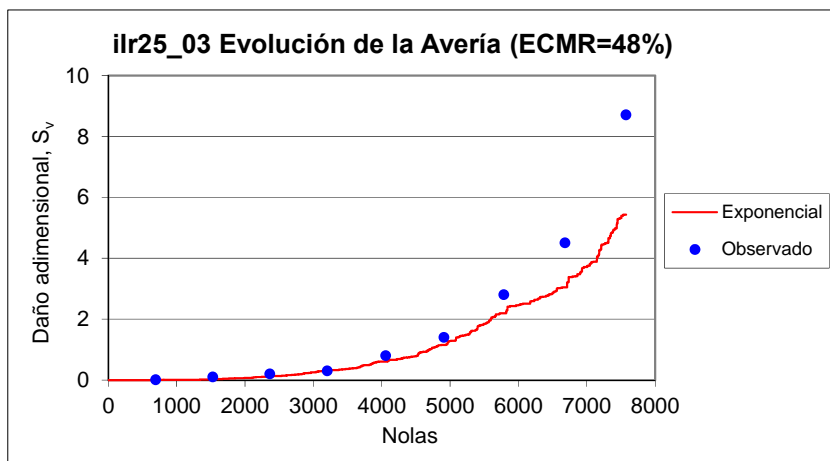
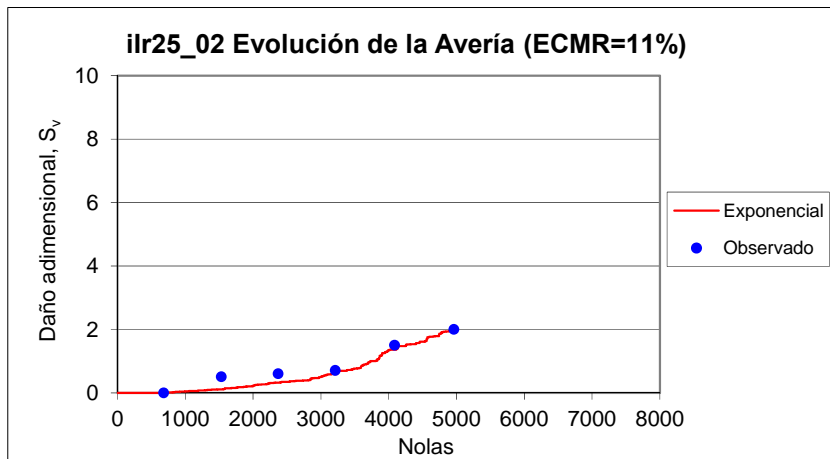


Figura III.49. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Regular,  $Ir=3.5$  y  $p=40\%$ .



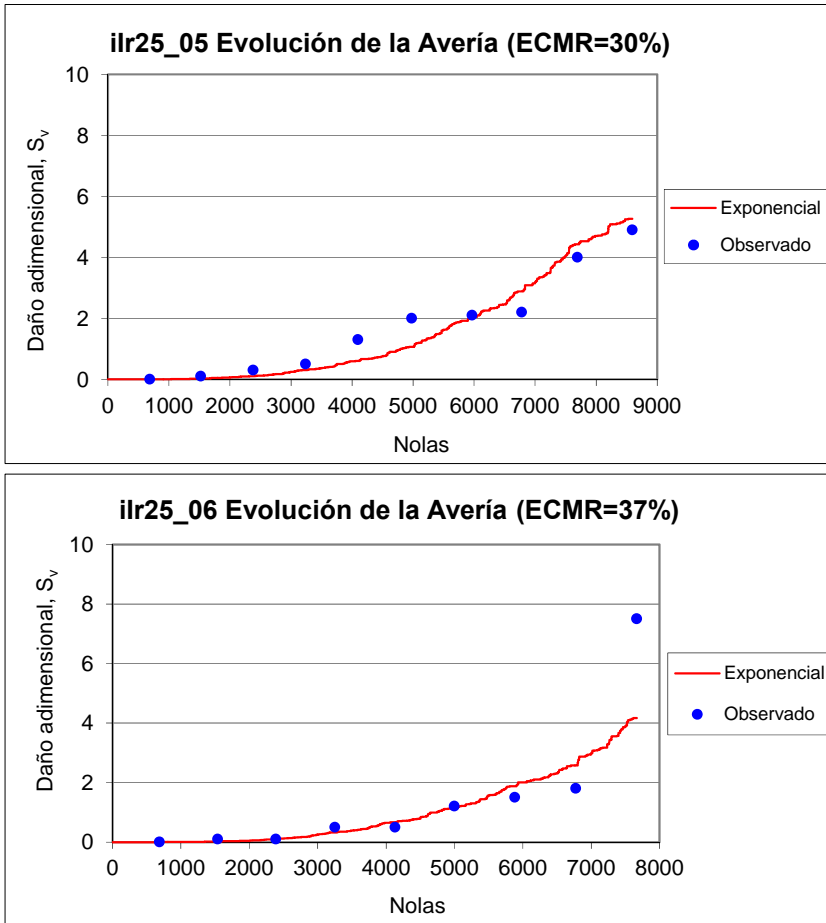
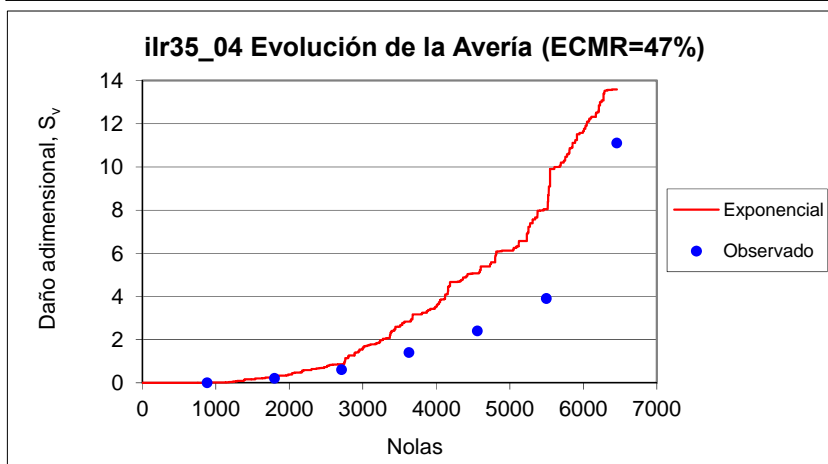
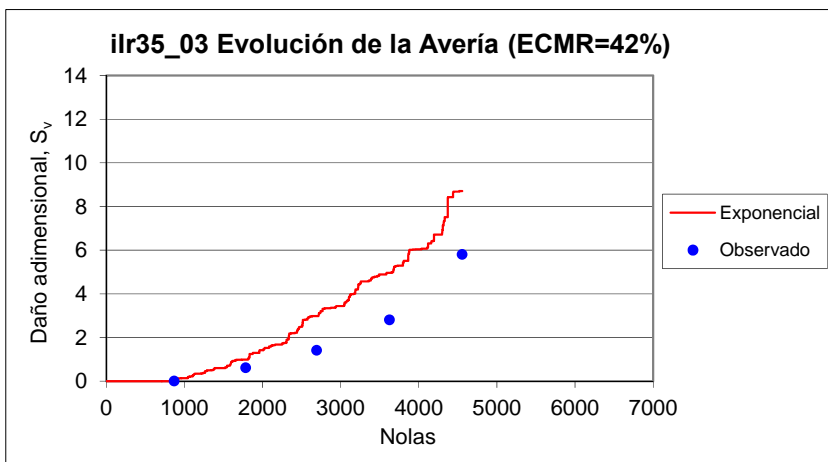
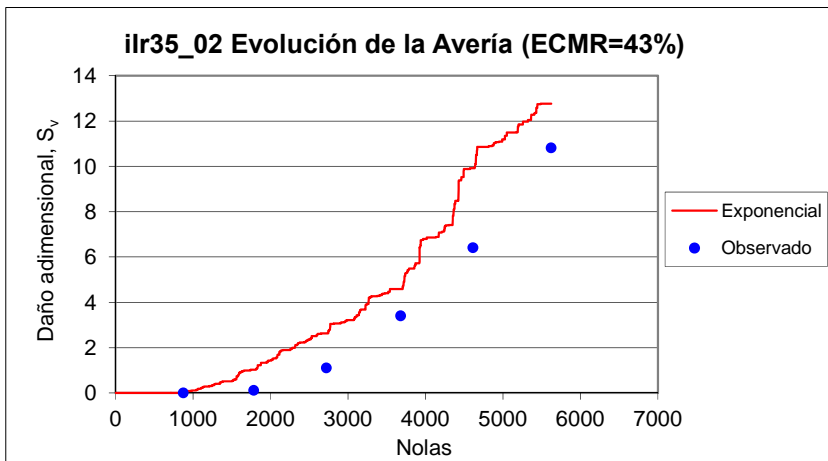


Figura III.50. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Irregular,  $Ir=2.5$  y  $p=40\%$ .



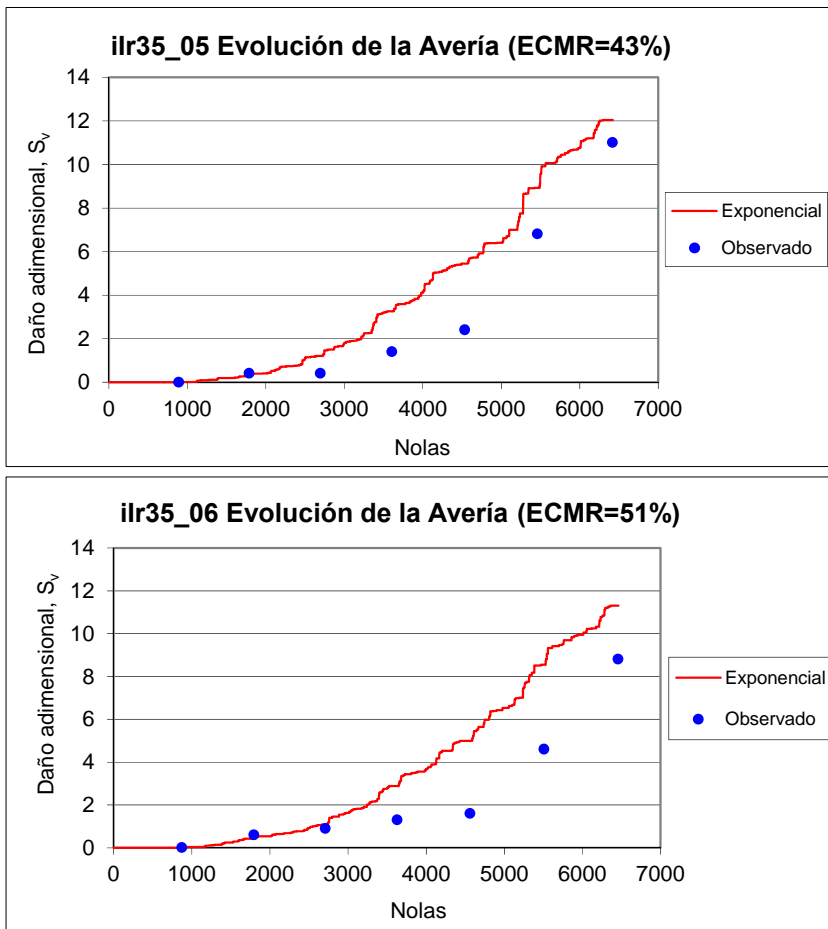


Figura III.51. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial a los ensayos con Oleaje Irregular,  $I_r=3.5$  y  $p=40\%$ .

### III.3.5. Análisis de la variabilidad experimental.

Los principales resultados obtenidos en este estudio están fundamentados en la experimentación que se ha llevado a cabo. Resulta por tanto inherente que en la ejecución de los ensayos exista cierta variabilidad en los resultados obtenidos en repeticiones, a priori idénticas. De hecho, si el fenómeno analizado fuese determinista, al repetir un ensayo en las mismas condiciones se debería obtener la misma respuesta estructural, esto es, el mismo daño. Es evidente que un talud granular, cuya respuesta a la acción de un flujo sobre y a través de él, depende de las resistencias desarrolladas en los contactos entre unidades, no puede responder

idénticamente en dos ensayos, puesto que cada sección de dique construida tiene las unidades dispuestas geométricamente de manera diferente.

No obstante, cuando se analiza la respuesta estructural de un número elevado de unidades, desde un punto de vista estadístico, ésta debe ser homogénea. Así, cuando se define el nivel de avería considerando la salida de una sola unidad, es esperable encontrar una gran desviación en los resultados experimentales. A medida que el nivel de avería es más importante e intervienen mayor número de unidades en el proceso, la respuesta estructural es más representativa del comportamiento del conjunto del talud y consecuentemente más homogénea. Por tanto, repetido un ensayo de un talud construido y ensayado con la misma técnica, y alcanzado un nivel de avería en el que intervienen un número suficiente de unidades, los resultados del ensayo, es decir los estados de mar que provocan ese nivel de avería y los valores de la función de estabilidad derivados, deberían ser prácticamente iguales.

Hace más de dos décadas, Losada y Giménez Curto (1979b) llamaron la atención sobre la desviación experimental de los ensayos de estabilidad, considerando que la respuesta estructural del talud frente al mismo oleaje es aleatoria. Suponiendo que esta variable aleatoria era gaussiana, definieron niveles de probabilidad o intervalos de confianza, dentro de los cuales elegida una respuesta estructural al azar, la probabilidad de que el parámetro analizado, el daño en este caso, estuviese en ese intervalo sería la del nivel elegido. Sin embargo dado que los datos originales eran los de Iribarren (1965), la dispersión de la función de estabilidad era considerable.

El análisis de variabilidad realizado para los ensayos de oleaje irregular de este experimento (con  $I_r=2.5$  e  $I_r=3.5$ ) se analiza desde dos puntos de vista:

1. Variabilidad que se obtiene en el proceso de generación del oleaje.
2. Variabilidad en el daño observado en cada caso.

Para conseguir este objetivo se repiten, exactamente, los mismos experimentos cinco veces; las diferencias son el resultado aleatorio del mismo proceso constructivo y la misma generación del oleaje.

#### III.3.5.1. Medida de la dispersión.

Como se ha visto en varias ocasiones a lo largo de este estudio, los fenómenos analizados están caracterizados por la aleatoriedad de los mismos. De ello se desprende que en las poblaciones (alturas de ola y daños en este caso) analizadas exista una cierta variabilidad en los valores de las variables que pueden observarse en la misma. Por tanto, para analizar la calidad de las muestras analizadas, es imprescindible cuantificar de alguna forma el grado de dispersión existente en los mismos.

La medida de dispersión más utilizada es la varianza, o alternativamente la desviación típica, que se expresa en las mismas unidades que los datos originales. Resulta más interesante a nuestros efectos disponer de un indicador de dispersión que sea adimensional: el coeficiente de variación, que no es sino el cociente entre la desviación típica y la media (Ec. III.36).

$$CV = \frac{S}{X} \quad [III.36]$$

Se trata por tanto de una medida de variabilidad relativa para cuantificar en términos porcentuales la variabilidad de las unidades experimentales. En experimentación no controlada (ensayos de campo) se considera que un coeficiente de variación mayor que un 35% es elevado por lo que se debe tener especial cuidado en las interpretaciones y conclusiones extraídas del análisis; en condiciones controladas (ensayos de laboratorio) se considera un coeficiente de variabilidad menor como elevado.

### III.3.5.1.1. Dispersión en la generación de oleaje irregular.

El análisis realizado para el oleaje irregular generado en cada repetición (idéntica en teoría) se resume en las Tablas III.8 y III.9 para  $I_r=2.5$  e  $I_r=3.5$  respectivamente.

Del análisis efectuado se desprende que los datos generados son excelentes desde el punto de vista de la variabilidad puesto que ésta es muy pequeña en todos los casos ( $CV < 5.0\%$ ). Esto confirma que los datos de partida para la realización de los ensayos son de muy buena calidad y que por tanto no hay que buscar en ellos fuentes de posibles errores.

Irregular	Escalón	01	06	07	08	09	10	11	12	13
<b>Ir=2.5</b>	<b>H<sub>m0</sub> teórica (cm)</b>	<b>4.1</b>	<b>7.2</b>	<b>7.9</b>	<b>8.7</b>	<b>9.4</b>	<b>10.2</b>	<b>10.9</b>	<b>11.7</b>	<b>12.5</b>
	ilir25_02	4.5	-	8.0	8.8	9.1	10.0	10.5	-	-
	ilir25_03	4.5	7.3	8.0	8.7	9.3	9.9	10.8	11.3	12.4
H <sub>m0i</sub> (cm)	ilir25_04	4.7	7.4	8.1	8.9	9.2	10.0	10.4	10.9	11.6
	ilir25_05	4.6	7.3	7.8	8.7	9.0	9.6	10.6	11.1	11.7
	ilir25_06	4.7	7.2	7.9	8.7	9.4	9.8	10.4	10.9	11.9
	MEDIA	4.6	7.3	8.0	8.8	9.2	9.9	10.5	11.0	11.9
	S	0.07	0.09	0.10	0.09	0.15	0.15	0.15	0.17	0.37
	<b>CV (%)</b>	<b>1.4</b>	<b>1.2</b>	<b>1.3</b>	<b>1.1</b>	<b>1.6</b>	<b>1.5</b>	<b>1.4</b>	<b>1.6</b>	<b>3.1</b>

Tabla III.8. Análisis de dispersión de alturas de ola. Ensayos irregulares con  $I_r=2.5$ .



Irregular	Escalón	01	04	05	06	07	08	09	
Ir=3.5	H <sub>m0</sub> teórica (cm)	4.3	6.6	7.4	8.3	9.1	9.9	10.7	
		ilr35_02	5.2	-	8.5	9.3	10.1	11.1	11.5
		ilr35_03	5.2	-	8.4	9.1	9.9	10.4	-
	H <sub>m0i</sub> (cm)	ilr35_04	5.3	7.7	8.1	9.2	10.1	10.4	12.0
		ilr35_05	5.2	7.8	8.4	9.1	10.1		11.2
		ilr35_06	5.3	7.8	8.2	9.1	10.1	10.5	11.0
	MEDIA	5.2	7.8	8.3	9.1	10.1	10.6	11.4	
	S	0.04	0.05	0.15	0.07	0.09	0.35	0.47	
	CV (%)	0.7	0.6	1.8	0.8	0.9	3.3	4.1	

Tabla III.9. Análisis de dispersión de alturas de ola. Ensayos irregulares con Ir=3.5.

Los datos de oleaje presentan una variabilidad muy baja que confirma la calidad del procedimiento de generación. En efecto, la variabilidad (CV) raramente sobrepasa el 3%, por lo que los valores de altura de ola generados son, en cada repetición, muy próximos, y por lo tanto se puede admitir que las condiciones de cada uno de esos ensayos son las mismas. No cabe esperar, por esta causa, efectos sobre el daño superiores al 10%.

### III.3.5.1.2. Dispersión en el daño adimensional observado.

Del mismo modo se realiza un análisis de la dispersión para los daños obtenidos en cada repetición de cada escalón de altura de ola. Los resultados se recogen en las Tablas III.10 y III.11.

Irregular	Escalón	01	06	07	08	09	10	11	12	13	
Ir=2.5	H <sub>m0</sub> teórica (cm)	4.1	7.2	7.9	8.7	9.4	10.2	10.9	11.7	12.5	
	H <sub>m0</sub> media obs (cm)	4.6	7.3	8.0	8.8	9.2	9.9	10.5	11.0	11.9	
Sv		ilr25_02	0.0	-	0.5	0.6	0.7	1.5	2.0	-	-
		ilr25_03	0.0	0.1	0.2	0.3	0.8	1.4	2.8	4.5	8.7
		ilr25_04	0.0	0.3	0.4	0.5	0.9	1.4	2.2	3.9	8.0
		ilr25_05	0.0	0.1	0.3	0.5	1.3	2.0	2.1	2.2	4.0
		ilr25_06	0.0	0.1	0.1	0.5	0.5	1.2	1.5	1.8	7.5
		MEDIA		0.2	0.3	0.5	0.8	1.5	2.1	3.1	7.1
	S		0.10	0.16	0.11	0.30	0.30	0.47	1.30	2.09	
	CV (%)		66.7	52.7	22.8	35.3	20.0	22.0	42.1	29.7	

Tabla III.10. Análisis de dispersión de daños adimensionales. Ensayos irregulares con Ir=2.5.

Irregular	Escalón	01	04	05	06	07	08	09
Ir=3.5	H <sub>m0</sub> teórica (cm)	4.3	6.6	7.4	8.3	9.1	9.9	10.7
	H <sub>m0</sub> media obs (cm)	5.2	7.8	8.3	9.1	10.1	10.6	11.4
Sv	ilir35_02	0.0	-	0.1	1.1	3.4	6.4	10.8
	ilir35_03	0.0	-	0.6	1.4	2.8	5.8	-
	ilir35_04	0.0	0.2	0.6	1.4	2.4	3.9	11.1
	ilir35_05	0.0	0.4	0.4	1.4	2.4	6.8	10.7
	ilir35_06	0.0	0.6	0.9	1.3	1.6	4.6	8.8
	MEDIA		0.4	0.5	1.3	2.5	5.5	10.4
	S		0.20	0.29	0.13	0.66	1.22	1.05
	CV (%)		50.0	56.7	9.9	26.1	22.2	10.1

Tabla III.11. Análisis de dispersión de daños adimensionales. Ensayos irregulares con Ir=3.5.

La primera conclusión que se desprende en este caso es que la variabilidad obtenida es netamente mayor, en algún caso excesiva. No obstante, los valores obtenidos están respaldados por los fenómenos que ya se han descrito a lo largo del estudio y que recordamos a continuación.

En los primeros escalones de altura de ola (hasta el 07 en Ir=2.5 y hasta el 05 en Ir=3.5), todavía no se ha llegado al inicio de avería. Cuando se construye el manto principal, los elementos del mismo son colocados aleatoriamente y no todos quedan perfectamente estables entre sí, por lo que existen elementos inestables que, durante los primeros trenes de ondas se reajustan hasta alcanzar un equilibrio estable. Estos movimientos son los que se contabilizan en estos primeros escalones, no constituyendo propiamente un daño. De la propia aleatoriedad de la disposición de los elementos del manto principal se infiere por tanto la gran variabilidad que se observa en la estimación del daño para los primeros escalones de altura de ola, antes de iniciarse la avería (CV=50-60%).

Sin embargo, se observa que una vez producido el inicio de avería (escalón 09 para Ir=2.5 y escalón 06 para Ir=3.5) la variabilidad en la estimación del daño se reduce sustancialmente (CV=10%-35%). Esto es así porque el estado “Inicio de Avería” se corresponde con el momento en que es extraída la primera piedra estable de la capa externa del manto y esto ya no está tan influenciado por el fenómeno anterior, puesto que durante los trenes de onda anteriores, las unidades del manto se han reajustado y todas ellas forman parte de la estructura del mismo.

Por último, se observa que durante sucesivos escalones de altura de ola posteriores al inicio de avería, la variabilidad en el daño se mantiene más o menos constante en ambos casos (CV≈10%-30%), aunque en algún caso vuelve a aumentar a valores altos (CV=40%). Esto se debe a que se está llegando al inicio de destrucción del

dique y las averías, aunque iniciadas de manera homogénea, pueden evolucionar de forma distinta, lo que da lugar a grados de destrucción diferentes.

### III.3.5.1. Intervalos de confianza para las medias poblacionales.

Suponiendo que las variables aleatorias son gaussianas (esto es cierto para la población de alturas de ola), se han definido intervalos de confianza para las medias poblacionales de la altura de ola y el daño en cada repetición. Esto resulta especialmente útil para el daño ya que elegida una repuesta estructural al azar, la probabilidad de que el parámetro analizado, el daño en este caso, esté en ese intervalo es la del nivel de confianza elegido.

Sea una muestra de N datos que se extrae de una población normal; sean  $\bar{x}$  y S la media muestral y la desviación típica muestral respectivamente. Se demuestra que el estadístico

$$t = \frac{\bar{x} - m}{\frac{S}{\sqrt{N}}} \quad \text{[III.37]}$$

sigue una distribución t de Student con N-1 grados de libertad.

Por tanto, el intervalo  $\left[ \bar{x} - t_{N-1}(\alpha) \frac{S}{\sqrt{N}} ; \bar{x} + t_{N-1}(\alpha) \frac{S}{\sqrt{N}} \right]$  constituye un

intervalo de confianza con una probabilidad  $1-\alpha$  de contener a la media poblacional m. A  $1-\alpha$  se le denomina nivel de significación.

Resulta evidente que cuanto mayor sea el nivel de significación, más amplia será la horquilla resultante. No obstante, el nivel de significación adoptado debe ir en consonancia con el parámetro que se está evaluando. Así, como se ha visto en el punto anterior, la población de olas generadas tiene una variabilidad muy pequeña, por lo que se le puede exigir al intervalo un nivel de significación elevado. Por el contrario, al daño no se le puede pedir un nivel de significación elevado, puesto que por la gran variabilidad existente en general, los intervalos de confianza serán demasiado amplios y por tanto, no representativos. Así, los intervalos de confianza para la altura de ola se estimarán al 95% de significación, y los del daño observado al 80% de significación.

#### III.3.5.1.1. Intervalo de confianza al 95% para la media poblacional de las alturas de ola generadas.

Del mismo modo que se ha realizado para el análisis de la dispersión, los resultados se agrupan en dos tablas, una para el oleaje irregular con Ir=2.5 y otra para Ir=3.5.

Dado que el nivel de significación es del 95% ( $1-\alpha=0.95$ ), la distribución t de Student se evalúa para  $\alpha=0.05$ , es decir para el cuantil  $(1-\alpha/2)=0.975$ .

Irregular	Escalón	01	06	07	08	09	10	11	12	13
<b>Ir=2.5</b>	<b>H<sub>m0</sub> teórica (cm)</b>	<b>4.1</b>	<b>7.2</b>	<b>7.9</b>	<b>8.7</b>	<b>9.4</b>	<b>10.2</b>	<b>10.9</b>	<b>11.7</b>	<b>12.5</b>
	ilr25_02	4.5	-	8.0	8.8	9.1	10.0	10.5	-	-
<b>H<sub>m0i</sub> (cm)</b>	ilr25_03	4.5	7.3	8.0	8.7	9.3	9.9	10.8	11.3	12.4
	ilr25_04	4.7	7.4	8.1	8.9	9.2	10.0	10.4	10.9	11.6
	ilr25_05	4.6	7.3	7.8	8.7	9.0	9.6	10.6	11.1	11.7
	ilr25_06	4.7	7.2	7.9	8.7	9.4	9.8	10.4	10.9	11.9
	MEDIA	4.6	7.3	8.0	8.8	9.2	9.9	10.5	11.0	11.9
S	0.07	0.09	0.10	0.09	0.15	0.15	0.15	0.15	0.17	0.37
DATOS (N)	5	4	5	5	5	5	5	5	4	4
t-Student (N-1,α)	2.7764	3.1824	2.7764	2.7764	2.7764	2.7764	2.7764	2.7764	3.1824	3.1824
<b>H<sub>m0</sub> Mínima</b>		<b>4.5</b>	<b>7.2</b>	<b>7.8</b>	<b>8.6</b>	<b>9.0</b>	<b>9.7</b>	<b>10.3</b>	<b>10.8</b>	<b>11.3</b>
<b>H<sub>m0</sub> Máxima</b>		<b>4.7</b>	<b>7.4</b>	<b>8.1</b>	<b>8.9</b>	<b>9.4</b>	<b>10.1</b>	<b>10.7</b>	<b>11.3</b>	<b>12.5</b>

Tabla III.12. Intervalos de confianza para la media poblacional de las alturas de ola (ensayos con oleaje irregular con Ir=2.5).

Irregular	Escalón	01	04	05	06	07	08	09
<b>Ir=3.5</b>	<b>H<sub>m0</sub> teórica (cm)</b>	<b>4.3</b>	<b>6.6</b>	<b>7.4</b>	<b>8.3</b>	<b>9.1</b>	<b>9.9</b>	<b>10.7</b>
	ilr35_02	5.2	-	8.5	9.3	10.1	11.1	11.5
<b>H<sub>m0i</sub> (cm)</b>	ilr35_03	5.2	-	8.4	9.1	9.9	10.4	-
	ilr35_04	5.3	7.7	8.1	9.2	10.1	10.4	12.0
	ilr35_05	5.2	7.8	8.4	9.1	10.1		11.2
	ilr35_06	5.3	7.8	8.2	9.1	10.1	10.5	11.0
	MEDIA	5.2	7.8	8.3	9.1	10.1	10.6	11.4
S	0.04	0.05	0.15	0.07	0.09	0.35	0.47	
DATOS (N)	5	3	5	5	5	4	4	
t-Student (N-1,α)	2.7764	4.3027	2.7764	2.7764	2.7764	3.1824	3.1824	
<b>H<sub>m0</sub> Mínima</b>		<b>5.2</b>	<b>7.6</b>	<b>8.1</b>	<b>9.0</b>	<b>9.9</b>	<b>10.0</b>	<b>10.7</b>
<b>H<sub>m0</sub> Máxima</b>		<b>5.3</b>	<b>7.9</b>	<b>8.5</b>	<b>9.2</b>	<b>10.2</b>	<b>11.1</b>	<b>12.1</b>

Tabla III.13. Intervalos de confianza para la media poblacional de las alturas de ola (ensayos con oleaje irregular con Ir=3.5).

Se puede observar en las Tablas III.12 y III.13, que para un nivel de significación del 95% los intervalos de confianza que se obtienen para la media de la altura de ola significativa son reducidos, por lo que se puede concluir que la variabilidad experimental es muy reducida en el proceso de generación de oleaje.

III.3.5.1.2. Intervalo de confianza al 80% para la media poblacional del daño adimensional.

En este caso, como el nivel de significación es del 80% ( $1-\alpha=0.80$ ), la distribución t de Student se evalúa para  $\alpha=0.2$ , es decir para el cuantil  $(1-\alpha/2)=0.90$ .

Irregular	Escalón	01	06	07	08	09	10	11	12	13
Ir=2.5	H <sub>m0</sub> teórica (cm)	4.1	7.2	7.9	8.7	9.4	10.2	10.9	11.7	12.5
	H <sub>m0</sub> media obs (cm)	4.6	7.3	8.0	8.8	9.2	9.9	10.5	11.0	11.9
Sv	ilir25_02	0	-	0.5	0.6	0.7	1.5	2.0	-	-
	ilir25_03	0	0.1	0.2	0.3	0.8	1.4	2.8	4.5	8.7
	ilir25_04	0	0.3	0.4	0.5	0.9	1.4	2.2	3.9	8.0
	ilir25_05	0	0.1	0.3	0.5	1.3	2.0	2.1	2.2	4.0
	ilir25_06	0	0.1	0.1	0.5	0.5	1.2	1.5	1.8	7.5
	MEDIA		0.2	0.3	0.5	0.8	1.5	2.1	3.1	7.1
S		0.10	0.16	0.11	0.30	0.30	0.47	1.30	2.09	
DATOS (N)		4	5	5	5	5	5	4	4	
t-Student (N-1,α)		1.6377	1.5332	1.5332	1.5332	1.5332	1.5332	1.6377	1.6377	
<b>Sv Mínimo</b>			<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>1.3</b>	<b>1.8</b>	<b>2.0</b>	<b>5.3</b>
<b>Sv Máximo</b>			<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>0.6</b>	<b>1.0</b>	<b>1.7</b>	<b>2.4</b>	<b>4.2</b>	<b>8.8</b>

Tabla III.14. Intervalos de confianza para la media poblacional del daño adimensional (ensayos con oleaje irregular con Ir=2.5).

Irregular	Escalón	01	04	05	06	07	08	09
Ir=3.5	H <sub>m0</sub> teórica (cm)	4.3	6.6	7.4	8.3	9.1	9.9	10.7
	H <sub>m0</sub> media obs (cm)	5.2	7.8	8.3	9.1	10.1	10.6	11.4
Sv	ilr35_02	0.0	-	0.1	1.1	3.4	6.4	10.8
	ilr35_03	0.0	-	0.6	1.4	2.8	5.8	-
	ilr35_04	0.0	0.2	0.6	1.4	2.4	3.9	11.1
	ilr35_05	0.0	0.4	0.4	1.4	2.4	6.8	10.7
	ilr35_06	0.0	0.6	0.9	1.3	1.6	4.6	8.8
	MEDIA		0.4	0.5	1.3	2.5	5.5	10.4
S		0.20	0.29	0.13	0.66	1.22	1.05	
DATOS (N)		3	5	5	5	5	4	
t-Student (N-1,α)		1.8856	1.5332	1.5332	1.5332	1.5332	1.6377	
	<b>Sv Mínimo</b>		<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>1.2</b>	<b>2.1</b>	<b>4.7</b>	<b>9.5</b>
	<b>Sv Máximo</b>		<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>1.4</b>	<b>3.0</b>	<b>6.3</b>	<b>11.2</b>

Tabla III.15. Intervalos de confianza para la media poblacional del daño adimensional (ensayos con oleaje irregular con Ir=3.5).

Se puede observar en las tablas anteriores como para un nivel de significación del 80%, los intervalos de confianza que se obtienen para la media del daño no son excesivamente extensos, por lo que aportan una información útil.

Por lo tanto, se puede concluir que, la variabilidad experimental es muy reducida en el proceso de generación de oleaje y es razonable en la observación del daño a partir del inicio de avería del dique.

A la vista de estos resultados de variabilidad experimental, el modelo erosivo del manto principal propuesto en el apartado anterior (III.3.4.) parece razonable con unos ECMR del orden del 40%, teniendo en cuenta la aleatoriedad de la respuesta estructural ante el mismo oleaje.

### III.4. Conclusiones de los ensayos con escolleras.

En este capítulo se puede destacar el estudio de la evolución de la avería en el manto principal de diques en talud, y de la variabilidad experimental, obtenida en la realización de los ensayos con escolleras naturales.

Para ello se construye un modelo físico a escala de referencia 1:40, el cual se ensaya con oleaje regular e irregular. Con los datos registrados por los sensores, se realiza un estudio de las reflexiones, separando oleaje incidente y reflejado con el método LASA (Medina 2001), y se obtienen coeficientes de reflexión que aumentan con el número de Iribarren, y disminuyen con el peralte y la profundidad relativa. A la vista de los resultados obtenidos con oleaje regular e irregular, se puede afirmar

que la profundidad relativa ( $kh$ ) gobierna el comportamiento del coeficiente de reflexión ( $C_R$ ) y que el valor de  $kh=1.3$  es un límite a partir del cual los valores inferiores suponen un aumento de la reflexión de la estructura.

Se presentan dos metodologías de medida del daño (visual y con perfilador) y se comparan los resultados obtenidos entre ellas, estableciendo como óptima la medida del daño visual, por su fácil aplicación y bondad de resultados para grados de avería inferiores al inicio de destrucción. La relación obtenida entre el daño con perfilador ( $S_p$ ) y el daño visual ( $S_v$ ), es una relación lineal de 1.20, válida para niveles de daño desde IA hasta ID, con un error cuadrático medio relativo  $RMSE=MSE/Var=16.9\%$ .

A partir del daño adimensional visual se obtiene el daño adimensional visual linealizado ( $S_v^*$ ) que representado en función del Número de estabilidad ( $N_s$ ) presenta una tendencia lineal. Además, se observan los intervalos del  $N_s$  para los que se dan los distintos grados de avería definidos (IA, IAI e ID). La estabilidad hidráulica crece con el peralte y decrece con el número de Iribarren, para valores de peralte observados entre  $0.018 < s_{op} < 0.033$  y números de Iribarren entre  $5.0 > I_r > 3.7$ . Finalmente, se demuestra que el valor  $K_D=2$  (considerando  $H=H_{1/3}=H_s$ ) equivalente a  $K_D=4$  (considerando  $H=H_{1/10}$ ) propuesto por el SPM (1984) está del lado de la seguridad, ya que los  $N_s$  obtenidos para IA son superiores al  $N_s$  asociado a  $K_D=2$ . Sin embargo, se observa que los valores obtenidos del  $N_s$  correspondientes a ID están por debajo del  $N_s$  asociado al ID considerando un factor de seguridad de 1.6. Por lo que, a la vista de los resultados obtenidos, no es correcto diseñar a IA con métodos de Nivel I asumiendo un coeficiente de seguridad global implícito cercano a 1.6 para mantos flexibles de escollera bicapa.

Adicionalmente, se realiza un análisis de la avería observada en los ensayos con oleaje regular mediante redes neuronales (Medina, 1999), utilizando una optimización evolutiva del tipo (200+200)-ES para obtener redes neuronales podadas del tipo *feedforward* supervisadas en la modelación del daño del manto. Se seleccionan tres variables de entrada ( $H_{mi}/H_{d=0}$ ,  $I_r$  y  $p(\%)$ ) y una de salida ( $S_v^*$ ), se entrena la red y la red proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo ( $MSE/Var$ ) sobre los datos de chequeo y un error generalizado del proceso ( $PSE/Var$ ) inferiores al 15%. Una vez entrenada la red, se utiliza como un laboratorio virtual (Garrido y Medina, 2012), generando entradas aleatorias y obteniendo valores del daño linealizado ( $S^*$ ), que representados para cada  $I_r$  en función de la altura de ola adimensional, siguen tendencias lineales dependientes de  $H_{mi}/H_{d=0}$  y de  $I_r$ .

$$S_0^* = S_0^{0.2} = A \left( \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} \right) + B \quad \text{con} \begin{cases} A = a_1 I_r + a_2 \\ B = b_1 I_r + b_2 \end{cases} \quad [\text{III.28}]$$

Por otro lado, se presenta un nuevo modelo de tipo exponencial para estimar la evolución de la erosión del manto principal de diques en talud sin limitación de

fondo. El método que se propone es aplicable a procesos no estacionarios y cumple las condiciones necesarias que deben exigirse a estos modelos, como son:

- Si el oleaje es regular, la erosión máxima está limitada por la existencia de un perfil de equilibrio,  $S_0$ .
- Si el oleaje es irregular, el daño es ilimitado, la erosión debe crecer con la duración del temporal.
- Insensibilidad a olas pequeñas y sensibilidad a las olas mayores del temporal.

$$S(H, Ir, N) = S_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}} \right) \quad [III.32]$$

Siendo  $S_0(H, Ir)$  el daño asintótico máximo que produciría en el manto un oleaje regular  $(H, Ir)$ , y el parámetro  $n50\%$  (daño medio) el número de olas regulares que causan el 50% del daño máximo  $S_0(H, Ir)$ . Este parámetro es similar al concepto tiempo de vida media.

El daño máximo,  $S_0(H, Ir)$ , puede estimarse con las Ecs. III.29 y III.30 obtenidas a partir de la simulación con redes neuronales podadas en el apartado III.3.3.

A partir de los ensayos realizados con oleaje regular se ha obtenido el valor de  $n50\%$  en función de  $Ir$  (Si  $Ir=2.5 \Rightarrow n50\%=110$ ; Si  $Ir=3.5 \Rightarrow n50\%=35$ ).

Este modelo se ha aplicado a los ensayos con oleaje regular e irregular realizados, comparando la evolución experimental de la avería en función del número de olas, con la evolución obtenida por el modelo exponencial ola a ola. Obteniendo errores cuadráticos medios relativos algo mayores que el propio coeficiente de variación del daño, al realizar repeticiones del mismo ensayo.

Finalmente, se realiza un estudio de la variabilidad experimental, tanto de la generación de oleaje como de las observaciones del daño. Los datos de oleaje, presentan una variabilidad pequeña ( $CV < 3\%$ ), lo que indica que cada vez que se repite un ensayo con una determinada altura de ola, realmente se están repitiendo las mismas condiciones. Por el contrario, la variabilidad observada en el daño es mucho mayor ( $CV$  del orden del 10%-35%). La variabilidad de daños observada por encima del inicio de averías ( $CV$  del orden del 30%) no se puede justificar por la variabilidad del oleaje ( $CV$  del orden del 2%), y parece asociada a la aleatoriedad de la respuesta estructural.

Los errores observados en el modelo exponencial de progresión de daños propuesto (ECMR del orden del 40%) parecen razonables de acuerdo con la variabilidad intrínseca del proceso estudiado ( $CV$  del orden del 30%).



# CAPÍTULO IV

## Estabilidad hidráulica del manto principal de cubos y Cubípodos

---

### IV.1. Introducción.

En diciembre de 2000 se firmó un Convenio de Colaboración entre Puertos del Estado y las Universidades de Granada (UGR), Cantabria (UCA) y la Coruña (UDC), las Universidades Politécnicas de Cataluña (UPC), Valencia (UPV) y Madrid (UPM), el Centro de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y el Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA) para estudiar la influencia de la reflexión en la estabilidad y rebase de los diques en talud.

Los trabajos realizados en el ámbito de dicho Convenio pusieron de manifiesto la existencia de algunos problemas en la generación de oleaje en laboratorio y proporcionaron nuevos resultados sobre la estabilidad hidráulica de los diques de escollera natural, lo cual motivó la continuación de las investigaciones iniciadas en el anterior convenio.

Así pues, el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV) participó activamente en el desarrollo de la 2ª fase de dicho Convenio de Colaboración con Puertos del Estado.

La 2ª fase del Convenio de Diques (2004-2005) estableció como objetivo particular, entre otros, realizar ensayos sobre un dique en talud con el manto principal formado por cubos, de forma que se pueda comparar la estabilidad hidráulica de los cubos con la de las escolleras.

Para la consecución de este objetivo, el LPC-UPV llevó a cabo ensayos de reflexión y de estabilidad tanto con oleaje regular como irregular, con un modelo a escala de

referencia 1:50 de dique en talud indefinido (talud  $H/V=1.5/1$ ) construido con los ‘criterios de Iribarren’, con fondo horizontal impermeable, sin berma de pie y manto bicapa de cubos de hormigón con una porosidad teórica del 40%.

A partir del análisis de estos ensayos, y como resultado de esta tesis, se ha definido un nuevo modo de fallo de los diques en talud, denominado compactación heterogénea del manto principal. Además, en base a ello, se ha desarrollado un método para medir el daño adimensional cuando la porosidad del manto principal no se mantiene constante, debido a la compactación.

Finalmente, estos ensayos con manto bicapa de cubos pusieron de relieve la importancia de la compactación heterogénea en los mantos formados por piezas regulares con caras planas, como los cubos o bloques de hormigón. Este hecho motivó el desarrollo de un nuevo elemento que evitase los problemas de los bloques, pero aprovecharse sus ventajas. Así surgió el diseño y patente del Cubípodo (descrito en el Capítulo 2) por sus inventores, Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín.

Una vez, solicitada la patente del Cubípodo en España (P200501750), se realizaron en el LPC-UPV durante el año 2006 los mismos ensayos con Cubípodos que se habían hecho con cubos previamente, para poder comparar la estabilidad hidráulica de ambas piezas exactamente en las mismas condiciones. A la vista de los buenos resultados obtenidos, se licenció la patente del Cubípodo a la empresa SATO del Grupo OHL, la cual financió la continuación del desarrollo de la pieza, permitiendo realizar ensayos en otros laboratorios de puertos españoles. Entre los ensayos realizados en el marco del Convenio Cubipod (2007-2009) para el desarrollo del Cubípodo, se realizaron ensayos en modelo físico 2D de mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en el Laboratorio del Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA), para corroborar la gran estabilidad de los diques en talud formados por Cubípodos en su manto principal.

En este capítulo de la tesis se describen los ensayos en modelo físico 2D realizados con mantos bicapa de cubos y Cubípodos en el LPC-UPV, así como los ensayos 2D llevados a cabo con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en el INHA. En éstos se pone de relieve la elevada estabilidad hidráulica del Cubípodo frente al cubo.

Para ello, en primer lugar, se hace un estudio detallado de la reflexión, con el fin de determinar en qué situaciones la reflexión es importante y como puede evaluarse. Para ello se ha separado el oleaje registrado en incidente y reflejado, utilizándose el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004).

En segundo lugar se hace un estudio de la avería, comparando dos metodologías de determinación del daño y estudiando la estabilidad hidráulica de cubos y Cubípodos, obteniéndose los números de estabilidad en función del número de Iribarren y el peralte.

Además se realiza un análisis de avería mediante la utilización de redes neuronales, resultando fórmulas de diseño que predicen el daño en función de la altura de ola y el número de Iribarren o peralte.

Finalmente, se concluye el estudio aplicando el modelo exponencial de olas individuales, descrito en el Capítulo 3, a los ensayos con cubos, obteniéndose el parámetro  $n_{50\%}$  para los mantos bicapa de cubos.

## IV.2. Metodología experimental.

Con el objetivo de comparar la estabilidad hidráulica de los mantos de cubos y Cubípodos, se llevaron a cabo ensayos similares en modelo físico 2D con talud  $H/V=3/2$  en los canales de oleaje del LPC-UPV y del INHA. Se ensayaron mantos monocapa y bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular e irregular sin limitación de fondo ni rebase. Las características de estos ensayos se describen a continuación.

### IV.2.1. Ensayos de mantos bicapa de cubos y Cubípodos (LPC-UPV)

En este apartado se describe la metodología experimental llevada a cabo para realizar los ensayos en modelo físico 2D con mantos bicapa de cubos y Cubípodos en el canal de oleaje del LPC-UPV.

#### IV.2.1.1. Descripción del canal de oleaje y viento del LPC-UPV.

El canal de oleaje del Laboratorio de Puertos y Costas (LPC) de la UPV tiene 30 m de longitud y una sección de 1.2 x 1.2 m. Este canal ha sido descrito en el Capítulo III de esta tesis (ver apartado III.2.1). La Fig. III.1 muestra un esquema detallado del mismo.

#### IV.2.1.2. Modelación a escala de los diques en talud con manto bicapa de cubos y Cubípodos.

El modelo es un dique “indefinido” de talud  $H/V=1.5/1$  en la cara expuesta al oleaje y  $H/V=1.25/1$  en la cara no expuesta; se realiza a escala de referencia 1:50. La cota de coronación es la suficiente para que no exista rebase, siendo el francobordo,  $R_c[\text{cm}] = 40.00$  y  $39.64$  en el modelo de cubos y Cubípodos, respectivamente.

La sección del dique es permeable y está formada por un manto principal de 2 capas de cubos o Cubípodos, el filtro de grava G1 y el núcleo de grava G2; cuyas características granulométricas se muestran en la Tabla IV.1, donde  $\rho_r$  y  $\rho_c$  es la densidad de la piedra y del hormigón en  $\text{g/cm}^3$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{n50}$  y  $D_{85}$  son los diámetros en

cm correspondientes al 15, 50 y 85 % del material que pasa y  $M_{50}$  es la masa en gramos correspondiente a  $D_{n50}$ .

Material	$D_{n50}$ [cm]	$D_{85/D15}$	$\rho_r \text{ o } \rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$M_{50}$ [g]
Núcleo G2	0.71	1.68	2.72	1.0
Filtro G1	1.75	1.45	2.71	14.5
Manto principal cubos	4.00	-	2.18	140
Manto principal Cubípodos	3.82	-	1.94	108

Tabla IV.1. Características granulométricas de los materiales del modelo de cubos y Cubípodos del LPC-UPV.

Las relaciones de tamaños existentes entre los materiales que forman las distintas capas del dique (en prototipo) cumplen las recomendaciones del SPM para diques construidos en aguas profundas.

La profundidad del agua en los ensayos se mantiene constante e igual a  $h$ [cm]=50 en la zona de ubicación del modelo. El pie de dique está situado a 14.9 m de la pala generadora de oleaje, la profundidad en la zona del generador es  $h'$ [cm]=75.

Los cubos y Cubípodos que forman las dos capas del manto principal se pintaron de colores para poder determinar con facilidad los movimientos producidos debido a la acción del oleaje. De esta forma, la capa inferior del manto es completamente blanca (modelo de cubos) o negra (modelo de Cubípodos), mientras que la capa superior está formada por bandas de colores, de forma que se puede determinar el origen de los movimientos. La Fig. IV.1 y IV.2 muestran las secciones del modelo de cubos y Cubípodos respectivamente, construidos en el canal y la disposición de colores.

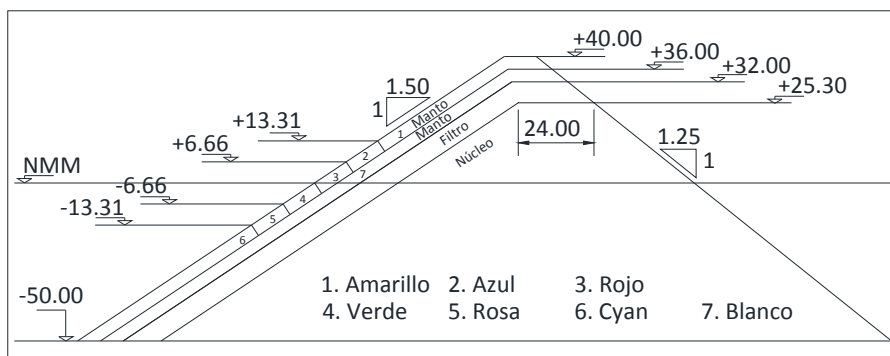


Figura IV.1. Sección del modelo de dique en talud con manto de cubos (cotas en cm).

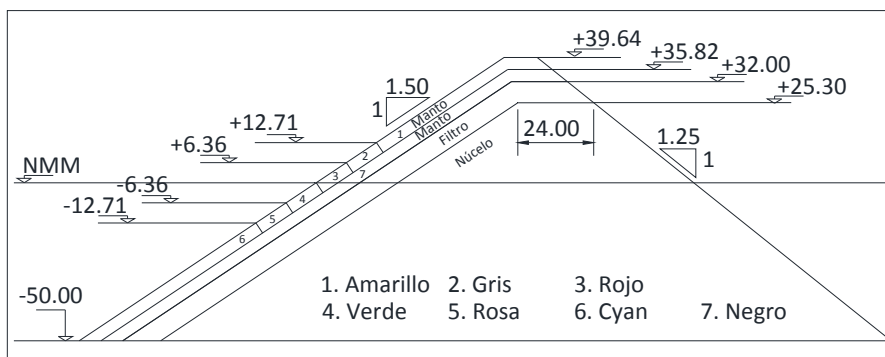


Figura IV.2. Sección del modelo de dique en talud con manto de Cubípodos (cotas en cm).

#### IV.2.1.2.1. Construcción de los modelos en LPC-UPV.

En primer lugar se procede a pintar toda la superficie interior del canal con pintura antioxidante. A continuación se clasifican los diferentes materiales (Fig. IV.3) y son colocados en orden cerca del lugar donde se va a construir el modelo.



Figura IV.3. Preparación de los materiales del modelo.

Se realiza una impresión a escala del plano del modelo para superponerlo en el cristal del canal y así poder marcar los puntos significativos para poder dibujar la sección en el mismo, de forma que queden definidos en la pared del canal los espesores y taludes de las distintas capas del modelo. Tras la limpieza del suelo del canal, se vierte sobre éste una lechada de cemento que conforma una superficie rugosa al fondo del modelo. La Fig. IV.4 muestra el dibujo de la sección en las paredes del canal y la ejecución de la lechada de cemento sobre la que se inicia el vertido del material del núcleo.

La construcción del dique comienza con el vertido del material G2 correspondiente al núcleo, enrasándolo con la línea dibujada en las paredes del canal. Es muy

importante que el núcleo quede perfectamente nivelado ya que tanto el filtro como el manto dependen de él. A continuación se coloca el filtro de escollera G1, de 6.7 cm de espesor, comenzando por las capas inferiores, cuidando que la superficie del talud sea constante en todo el ancho del modelo (ver Fig. IV.4).



Figura IV.4. Dibujo de la sección en las paredes del canal, vertido de la lechada de cemento y construcción de núcleo y filtro del modelo de cubos y Cubípodos en el canal de oleaje del LPC-UPV.

Finalmente se colocan las dos capas del manto principal, la capa inferior de un solo color y la capa superior dividida en bandas de colores. En primer lugar se construye y ensaya el modelo de cubos (capa inferior blanca y superior en bandas de colores) y en segundo lugar se realizaron los ensayos con Cubípodos (capa inferior negra y

superior con bandas de colores). La forma de colocación de los cubos y Cubípodos es aleatoria, dejándolas sobre el talud como se haría en obra, nunca encajándolas ni colocándolas en una posición determinada o concertada. Ambas capas se van construyendo al mismo tiempo de forma que la porosidad del manto se mantenga constante, para lo cual se obtiene el número de piezas que hay que colocar en cada fila para garantizar que se obtiene la porosidad de proyecto establecida. La Fig. IV.5 muestra la construcción simultánea de las 2 capas del manto principal de Cubípodos; el modelo de cubos se realiza del mismo modo.

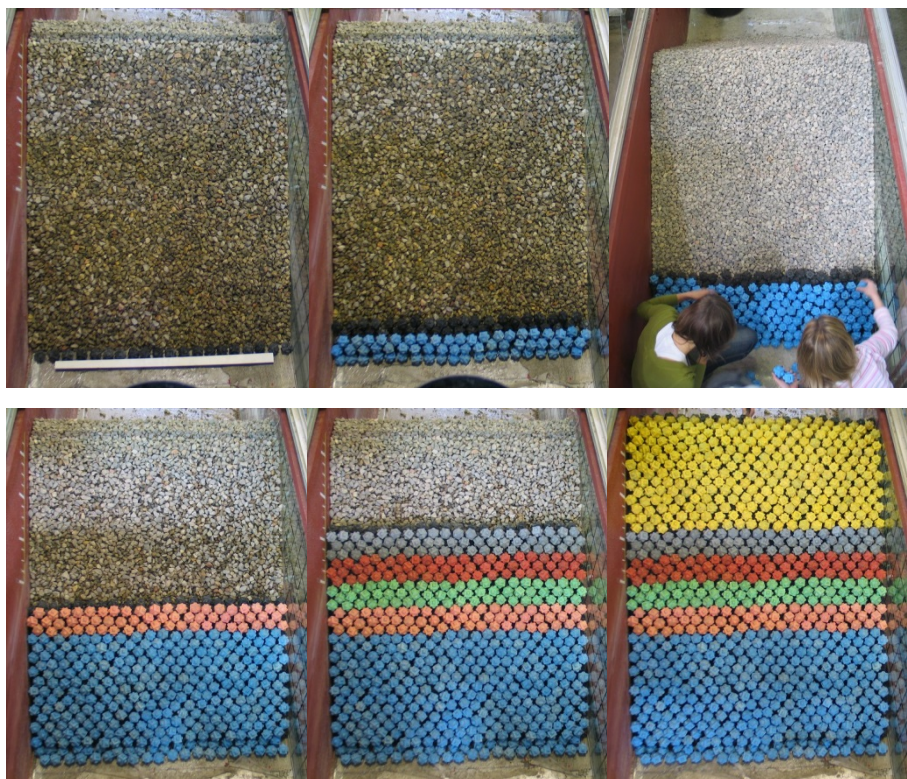


Figura IV.5. Proceso constructivo de las dos capas del manto principal del modelo de Cubípodos.

El número de piezas que forman el manto principal del dique depende de la porosidad del mismo. La porosidad inicial del manto de cubos fue  $p=37\%$  y del manto de Cubípodos  $p=41\%$ . Para cada porosidad ( $p$ ), se obtiene el número de unidades ( $N_t$ ) a colocar de cada color, en función del lado del cubo equivalente ( $D_n$ ) de la pieza utilizada.

$$N_t = \frac{(1 - p)V_t}{D_n^3} \quad [IV.1]$$

Siendo  $p$  la porosidad del manto ( $p[\%]=37$  y  $41$ ),  $V_t$  [ $\text{cm}^3$ ] el volumen total a rellenar de cada color, y  $D_n[\text{cm}]=4.0$  y  $3.82$  el lado del cubo equivalente de los cubos y Cubípodos respectivamente.

La Tabla IV.2 refleja el número total de piezas existentes en cada capa del manto principal para cada pieza y porosidad ensayada.

Manto	Capa	$V_t$ [ $\text{cm}^3$ ]	$p[\%]$	$D_n[\text{cm}]$	$N_t$
Cubos	Inferior	80280	37	4.00	790
	Superior	81960	37	4.00	807
Cubípodos	Inferior	76560	41	3.82	810
	Superior	78120	41	3.82	827

Tabla IV.2. Número de unidades utilizada en cada capa del manto principal del modelo de cubos y Cubípodos.

En la Tabla IV.3 se muestra el número de piezas utilizadas en la construcción de cada fila del manto principal de los modelos de cubos y Cubípodos, para garantizar que la porosidad establecida se mantiene constante a lo largo del talud.

Manto	1 Fila	$V_t$ [ $\text{cm}^3$ ]	$p[\%]$	$D_n[\text{cm}]$	$N_t$
Cubos	$D_n$	1920	37	4.00	19
Cubípodos	$D_n$	1751	41	3.82	19

Tabla IV.3. Número de unidades utilizada en cada fila del manto principal del modelo de cubos y Cubípodos.

La Fig. IV.6 muestra una vista superior de un manto principal formado por cubos y otro por Cubípodos y la Fig. IV.7 muestra una vista lateral de los diques en talud con cubos y Cubípodos construidos en el LPC-UPV.





Figura IV.6. Vista superior del manto principal de cubos y Cubípodos.

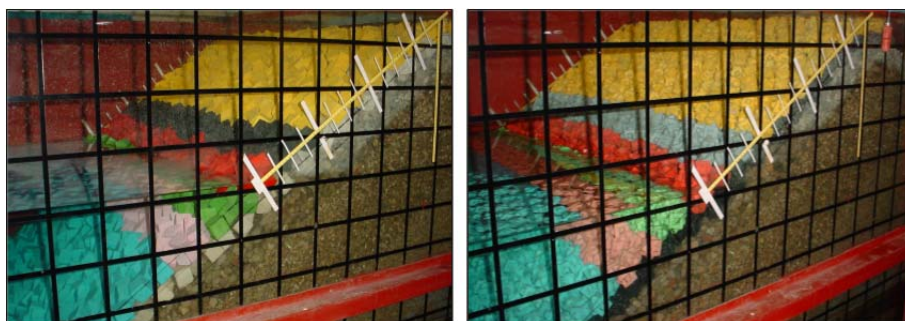


Figura IV.7. Vista lateral de los modelos construidos en el LPC- UPV de cubos y Cubípodos.

#### IV.2.1.2.2. Instrumentación.

- Sensores de nivel.

Los sensores de capacidad utilizados para registrar el oleaje generado, se colocan a lo largo del eje longitudinal del canal aguas arriba del dique, para determinar las características del oleaje incidente y reflejado. Se sitúa un grupo de cuatro sensores en las proximidades del dique ( $h[\text{cm}]=50$ ), otro grupo de cuatro sensores en la zona de generación ( $h[\text{cm}]=75$ ) y un sensor en pala que permite suprimir ondas largas. Además, se colocó un sensor aguas abajo del dique para medir el oleaje transmitido a través del dique. La Fig. IV.8 muestra los sensores de la zona del dique en el modelo de cubos.



Figura IV.8. Sensores de capacidad colocados en la zona del modelo de cubos.

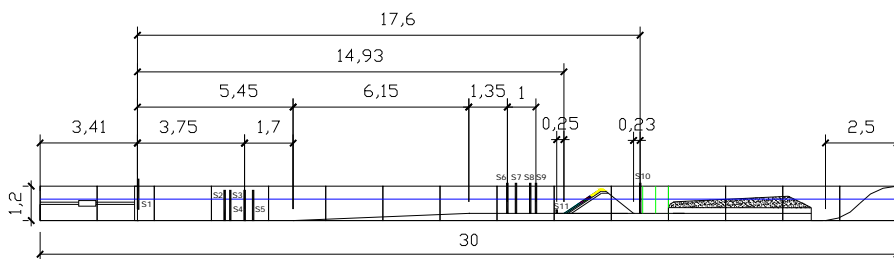


Figura IV.9. Disposición de los sensores de nivel en el canal con el modelo de cubos y Cubípodos (cotas en m).

En la Fig. IV.9 se observa la disposición de los sensores de capacidad, de modo que las distancias de separación entre los sensores de cada grupo varían en función de la longitud de onda, atendiendo a los criterios establecidos por Mansard y Funke (1980), establecidos en la Ec. III.3.

A partir de estos criterios, se establecieron unas distancias de separación de forma que colocando cuatro sensores en cada grupo se abarcaran todos los periodos de ola que se iban a ensayar, de manera que no se produjese un continuo cambio en la posición de los mismos. Por otro lado, se ha tenido en cuenta que ambos grupos de sensores han de estar situados como mínimo a 1 m del cambio de pendiente del

fondo del canal, de forma que los registros de los sensores no se vean influenciados por la variabilidad del fondo. Además, los sensores de la zona del modelo deben estar situados como mínimo a un metro del pie de dique. Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, la posición final de los sensores adoptada en los ensayos de estabilidad es la que se indica en la Tabla IV.4.

Zona	Sensores	$d_1$ [cm]	$d_2$ [cm]	$d_3$ [cm]
Pala	S2, S3, S4 y S5	20	50	30
Dique	S6, S7, S8 y S9	30	50	20

Tabla IV.4. Separación de los sensores de capacidad.

- Cámaras de vídeo y fotográficas.

Las cámaras de vídeo permiten tener grabados todos los ensayos realizados. Durante todo el desarrollo del ensayo se realizan grabaciones con cámaras de vigilancia desde dos puntos de vista: uno de perfil y otro perpendicular al talud, de forma que se registra tanto la rotura del oleaje sobre el talud como la evolución de la avería (ver Fig. IV.10).

La cámara de fotos fija se ha utilizado para tomar imágenes perpendiculares al talud desde una posición fija que permita aplicar posteriormente el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014) para determinar la avería del manto. Además se han utilizados cámaras adicionales para tomar imágenes de perfil y de detalle durante los ensayos.

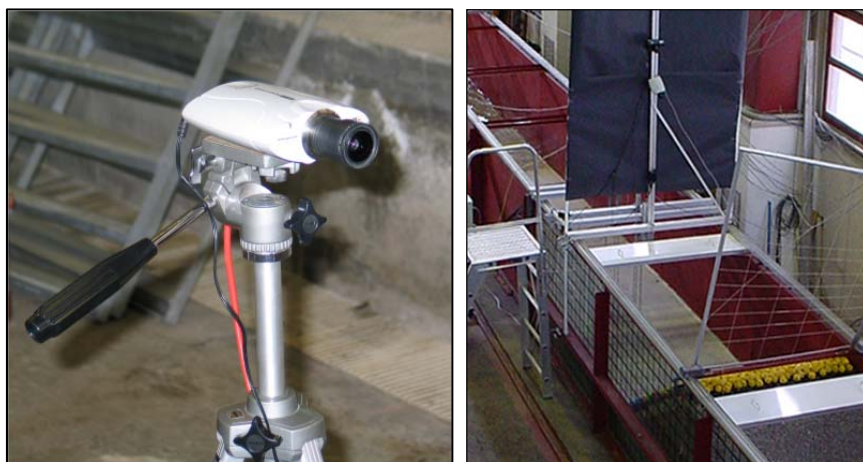


Figura IV.10. Cámara de vigilancia utilizada para realizar las grabaciones de los ensayos y cámaras fijas de foto y vídeo perpendiculares al talud.

IV.2.1.3. Ensayos realizados y técnica experimental del LPC-UPV

IV.2.1.3.1. Ensayos realizados con cubos y Cubípodos bicapa.

En la 2ª fase del Convenio con Puertos del Estado se estableció realizar ensayos de estabilidad hidráulica con oleaje de incidencia normal, tanto con trenes de ondas regulares como irregulares. Los ensayos de estabilidad se realizaron lanzando escalones crecientes de altura de ola, desde daño nulo hasta alcanzar el Inicio de Destrucción del manto. El oleaje se definió a partir del número de Iribarren ( $I_r$ ) teórico, de forma que en el caso del manto bicapa de bloques cúbicos se ensayaron cuatro números de Iribarren ( $I_r=2.5, 3.0, 3.5$  y  $4.0$ ), realizando 3 repeticiones de cada  $I_r$  ensayado con oleaje regular e irregular, excepto de  $I_r=4.0$  con el que sólo se realizó una repetición.

Posteriormente, se realizaron, con los mismos criterios del Convenio con Puertos del Estado, los ensayos con manto bicapa de Cubípodos, ensayándose en el caso de oleaje regular cuatro Iribarren teóricos,  $I_r=2.5, 3.0, 3.5$  y  $4.0$ , con dos repeticiones de cada  $I_r$  y en el caso de oleaje irregular cinco Iribarren teóricos,  $I_r=2.0, 2.5, 3.0, 3.5$  y  $4.0$ , con una repetición de cada  $I_r$ .

En la Tabla IV.5 y IV.6 se resumen los ensayos realizados con cubos y Cubípodos.

Cubos					
Oleaje	$I_r$ o $I_{rc01}$	H o $H_{m0}$ [cm]	T o $T_{01}$ [s]	Porosidad Manto p[%]	Repeticiones
Regular	2.5	7.0 a 19.0	1.00 a 1.44	37	3
	3	7.0 a 16.0	1.00 a 1.67	37	3
	3.5	7.0 a 15.0	1.16 a 2.03	37	3
	4	7.0 a 16.0	1.38 a 2.72	37	1
Irregular	2.5	5.0 a 16.4	0.80 a 1.66	37	3
	3	5.0 a 15.0	0.96 a 2.08	37	3
	3.5	5.0 a 14.3	1.16 a 2.62	37	3
	4	5.0 a 12.9	1.38 a 3.04	37	1

Tabla IV.5. Ensayos realizados en el modelo de cubos del LPC-UPV.

Cubípodos					
Oleaje	Ir o Ir <sub>c01</sub>	H o H <sub>m0</sub> [cm]	T o T <sub>01</sub> [s]	Porosidad Manto p[%]	Repeticiones
Regular	2.5	11.0 a 20.0	1.01 a 1.49	41	2
	3	10.0 a 17.0	1.19 a 1.74	41	2
	3.5	10.0 a 20.0	1.44 a 2.62	41	2
	4	10.0 a 19.0	1.79 a 3.19	41	2
Irregular	2	8.6 a 20.0	0.86 a 1.42	41	1
	2.5	5.0 a 17.1	0.82 a 1.72	41	1
	3	5.0 a 15.7	0.97 a 2.17	41	1
	3.5	8.6 a 15.0	1.69 a 2.73	41	1
	4	4.3 a 12.9	1.27 a 3.12	41	1

Tabla IV.6. Ensayos realizados en el modelo de Cubípodos del LPC-UPV.

- Oleaje regular:

Fijado el número de Iribarren (Ir=2.5, 3.0, 3.5 y 4.0) para cada valor de altura de ola (H) se obtiene el periodo (T) correspondiente, de forma que se tienen parejas de valores (H,T) que definen cada escalón de oleaje regular, con incrementos de altura de ola de 1 cm. Si el periodo obtenido es menor que la unidad, se utiliza T[s]=1, para evitar problemas con el generador de oleaje.

$$Ir = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}} = T \tan\alpha / (2\pi H/g)^{0.5} \quad \text{[III.4]}$$

$$T = Ir(2\pi H/g)^{0.5} / \tan\alpha \quad \text{[III.5]}$$

donde  $L_0$  es la longitud de onda en aguas profundas, H la altura de ola, T el periodo, g la aceleración de la gravedad y  $\alpha$  es el ángulo que forma el talud con la horizontal, siendo  $\tan\alpha=1/1.5$ .

- Oleaje irregular:

El oleaje irregular se define a partir del espectro JONSWAP:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \gamma \exp\left[\frac{-\left(\frac{\omega}{\omega_p} - 1\right)^2}{2\sigma^2}\right] \quad \text{[III.6]}$$

donde  $\alpha = 0.0081$ ;  $\gamma = 1$  a  $10$ ;  $\sigma = \begin{cases} 0.07 \text{ si } \omega < \omega_p \\ 0.09 \text{ si } \omega > \omega_p \end{cases}$ ;  $\omega_p = \frac{1}{T_p}$

En nuestro caso:

- Se conservan los números de Iribarren fijados para oleaje regular,  $I_r=2.5, 3.0, 3.5$  y  $4.0$ .
- Se consideran los periodos de oleaje regular:  $T=T_{01}$
- Periodo medio orbital,  $T_{01} = m_0/m_1$ , donde  $m_0$  y  $m_1$  son los momentos de orden cero y uno del proceso,  $m_n = \int_{\omega=0}^{\infty} S(\omega)\omega^n d\omega$  [III.7]
- Periodo de pico,  $T_p = 1.20 T_{01}$
- Frecuencias,  $f_{\min} = 0.7\omega_p$  y  $f_{\max} = 2.5\omega_p$
- Parámetro de apuntamiento,  $\gamma = 1$
- Fijado el número de Iribarren ( $I_{r_{c01}}=2.5, 3.0, 3.5$  y  $4.0$ ), para cada valor del periodo medio,  $T_{01}=T$ , se obtiene la altura de ola de cálculo ( $H_c=1.4H_{m0}$ ) correspondiente, de forma que se tienen parejas de valores ( $H_c, T_{01}$ ) o ( $H_{m0}, T_{01}$ ) que definen cada escalón de oleaje irregular.
- Siendo:  $I_{r_{c01}} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_c/L_{01}}}$

#### IV.2.1.3.2. Características de los ensayos.

A continuación se resumen algunas de las características destacables del método de realización de los ensayos:

- Las piezas que forman las dos capas del manto principal se pintan de colores diferentes, para poder distinguir claramente cuando faltan piezas de la capa superior del manto. Además el material de la capa superior se pinta diferenciando bandas de colores de  $3D_n$  de altura alrededor del nivel medio del mar, de forma que se pueden controlar la mayor parte de los movimientos producidos.
- No se considera como zona de estudio todo el ancho del canal ya que las paredes del mismo son singularidades que pueden alterar los resultados, por ello sólo se tiene en cuenta la avería producida en una banda central de  $75$  cm de ancho. Para lo cual se construye un marco de estas dimensiones que se coloca sobre el talud cada vez que finaliza una serie, antes de realizar el conteo de piedras desplazadas y la fotografía del talud.
- La duración de cada serie depende del tipo de oleaje:
  - En el oleaje regular se lanzan series de  $25$  olas (cubos) o  $50$  olas (Cubípodos) para evitar re-reflexiones y que la onda llegue deformada al modelo. Se lanzan tantas series como sean

necesarias hasta alcanzar un máximo de 500 olas para cada escalón de altura de ola.

- En el oleaje irregular se lanza un tren completo de 1000 olas para cada escalón de altura de ola. Con ello se garantiza que se den todas las propiedades estadísticas del oleaje irregular.
- Entre serie y serie se espera el tiempo suficiente para que el agua del canal esté en reposo. Es importante que no existan ondas longitudinales ni transversales, que puedan modificar las características del oleaje que se quiere generar.
- La profundidad se mantiene constante e igual a 50 cm en la zona de modelo.
- Cada escalón de altura de ola se realiza para un periodo determinado, de forma que el número de Iribarren se mantenga aproximadamente constante.

#### IV.2.1.3.3. Técnica experimental.

Teniendo en cuenta las características anteriores, la secuencia de realización práctica de los ensayos consiste en:

- Ensayos con oleaje regular

Antes de comenzar cada ensayo se coloca la cámara fotográfica en una posición fija perpendicular al talud, para que todas las fotografías se tomen exactamente igual. Se realiza una fotografía en seco del talud reconstruido y otra con agua, tanto con marco de referencia como sin marco de referencia. De este modo se puede superponer la malla virtual posteriormente con el programa Photoshop, con el fin de definir la zona estudiada y las once franjas en las que se ha dividido el talud para determinar el daño producido con el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014). Ver figura IV.11.

Para cada ensayo de estabilidad se comienza con una altura de ola que no va a producir avería en el dique, pero relativamente próxima a la que se espera que va a producir la iniciación de averías. Se va aumentando la altura de ola de 1 cm en 1 cm en cada escalón de altura de ola hasta alcanzar el Inicio de Destrucción de la estructura o producirse rebase excesivo.

Cada escalón de altura de ola está formado por 20 series de 25 olas en el caso del modelo de cubos y por 10 series de 50 olas en el caso de Cubípodos, hasta alcanzar un máximo de 500 olas para cada escalón de altura de ola.

Entre serie y serie, se toma nota de los movimientos producidos y se realiza una fotografía perpendicular al talud con la cámara fija.

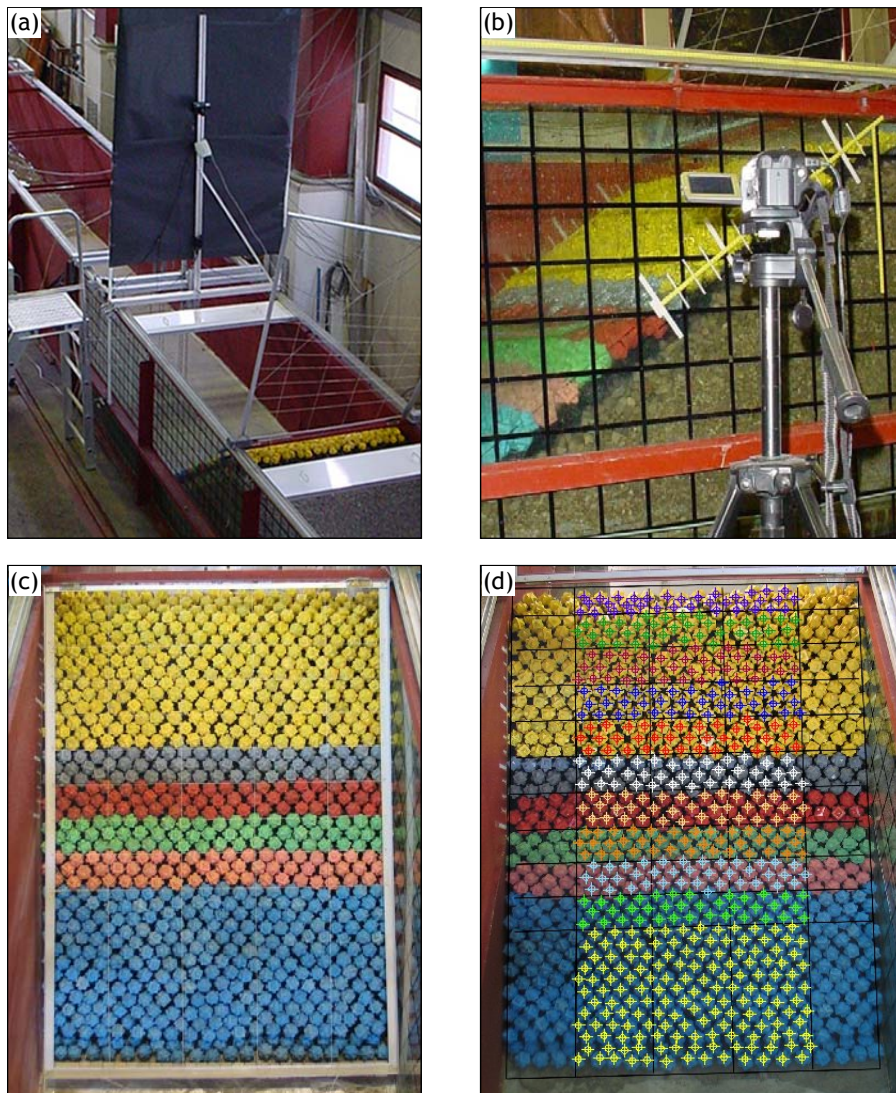


Figura IV.11. (a) Cámara fija perpendicular al talud, (b) cámara de vídeo lateral, (c) marco de referencia sobre el talud y (d) ejemplo de Malla Virtual.

Para cada escalón de altura de ola no se reconstruye la sección del dique. Sólo se reconstruye una vez se ha llegado al Inicio de Destrucción o a la Destrucción del manto, para realizar otro ensayo desde el principio.

En todas las series de oleaje se mide la superficie libre en ocho puntos convenientemente separados aguas arriba del dique, cuatro en la zona de generación y cuatro en la zona del dique. Con estos registros se determina la altura



de ola incidente y reflejada, mediante el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004).

- Ensayos con oleaje irregular.

La técnica experimental es análoga a la de oleaje regular, tan sólo se diferencia en que los escalones de oleaje irregular no se cortan en series de 25 o 50 olas, sino que se lanzan 1000 olas seguidas para cada escalón de altura de ola - periodo ( $H_{m0}, T_{01}$ ).

### IV.2.2. Ensayos de mantos monocapa y bicapa de Cubípodos (INHA)

En este apartado se describe la metodología experimental llevada a cabo para realizar los ensayos en modelo físico 2D con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en el canal de oleaje del INHA.

#### IV.2.2.1. Descripción del canal de oleaje y viento del INHA.

El canal de oleaje del INHA (ver Fig. IV.12) posee 52 m de longitud, 1.8 m de anchura y 2 m de profundidad, y está equipado con un generador de oleaje tipo pistón que permite obtener una altura de ola máxima ( $H_{m\acute{a}x}$ ) sin romper aproximadamente igual al 55% del calado ( $h$ ) existente, es decir,  $H_{m\acute{a}x} \leq 0.55h$ . La altura máxima que se puede generar depende también del periodo y en cualquier caso dicha  $H_{m\acute{a}x} \leq 0.60$  m. La Fig. IV.13 muestra un esquema detallado del canal de oleaje y de la ubicación del modelo y los sensores.



Figura IV.12. Canal de oleaje del INHA.

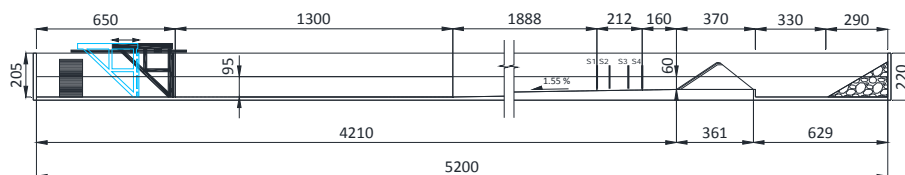


Figura IV.13. Sección longitudinal del canal de oleaje del INHA (cotas en cm).

El sistema de generación de oleaje del canal consiste en un módulo o actuador de tipo pistón. Las dimensiones de la paleta son de 1.8 m de ancho y 2 m de alto, y su recorrido máximo es de 1 m. El actuador es accionado por un pistón conectado a un generador hidráulico que bombea aceite a presión mediante una bomba impulsada por un motor eléctrico.

El servocontrolador es el sistema que controla la paleta. Un procesador de señal digital comandado por un programa de software de generación de oleaje en PC reemplaza al servoamplificador analógico típico de los servosistemas tradicionales.

El control de la paleta se realiza mediante el paquete de software de control antes mencionado que permite también la adquisición de datos y su análisis posterior. El programa, que funciona mediante un menú de opciones, permite generar oleaje regular e irregular y cualquier tipo de espectro (Pierson-Moscowitz, Jonswap,...) a través del control en tiempo real ejercido sobre la paleta, a la vez que permite almacenar los datos medidos por los diferentes sensores instalados en el canal. Dichos datos pueden ser analizados y presentados en forma gráfica mediante la aplicación de las distintas rutinas estadísticas y de análisis de series temporales incorporadas en el paquete.

Tanto en la parte trasera del actuador como en el parte frontal del canal se colocan sistemas de amortiguación del oleaje que evitan las reflexiones no deseadas que pueden distorsionar los resultados de los ensayos.

Un puente grúa de 2 t capaz de moverse a lo largo de la instalación de ensayos se utiliza para transportar los modelos y otros materiales y equipos necesarios.

Para el vaciado y llenado del canal se utiliza un depósito de almacenamiento de agua de 110 m<sup>3</sup>, junto con un equipo de presión asociado para transportar los caudales necesarios, y que puede ser utilizado también como cámara de regulación para la simulación de mareas y corrientes.

Adicionalmente, para permitir la reutilización y depuración del agua almacenada en dicho depósito, hay instalado un equipo de filtrado.

La instalación eléctrica indispensable es de 3 x 380 Voltios y la potencia máxima es de 150 kW.

Se ha utilizado el sistema de absorción activa de reflexiones Awasys, cuya implementación permite controlar las re-reflexiones del oleaje con la paleta generadora, al mismo tiempo que homogeneizar el tren de ondas incidente sobre la estructura a una distribución tipo Rayleigh.

#### IV.2.2.2. Modelación a escala de los diques en talud con manto monocapa y bicapa de Cubípodos.

Los modelos ensayados son diques “indefinido” de pendiente  $V/H=1/1.5$  en la cara expuesta al oleaje y de pendiente  $1/1.25$  en la cara no expuesta. La cota de coronación es la suficiente para que no exista rebase, siendo el francobordo,  $R_c[\text{cm}] = 66.22$  y  $70.04$  en el modelo de Cubípodos ( $D_n=3.82$  cm) monocapa y bicapa, respectivamente. Considerando una escala de referencia de  $1:50$ , los Cubípodos utilizados en los modelos equivalen a Cubípodos de  $16$  t, los cuales fueron sometidos a ensayos de caída de prototipos (ver Medina et al. 2011b) mostrando una resistencia estructural superior a los cubos convencionales.

La sección del dique es permeable y está formada por un manto principal de  $1$  o  $2$  capas de Cubípodos, el filtro de grava G1 y el núcleo de grava G2; cuyas características granulométricas se muestran en la Tabla IV.7, donde  $\rho_r$  y  $\rho_c$  es la densidad de la piedra y del hormigón en  $\text{g/cm}^3$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{n50}$  y  $D_{85}$  son los diámetros en cm correspondientes al  $15$ ,  $50$  y  $85$  % del material que pasa y  $M_{50}$  es la masa en gramos correspondiente al  $D_{n50}$ .

Material	$D_{n50}[\text{cm}]$	$D_{85}/D_{15}$	$\frac{\rho_r}{\rho_c}$	$M_{50}[\text{g}]$
Núcleo G2	0.25	2.80	2.70	0.04
Filtro G1	1.25	1.70	2.70	5.3
Manto principal Cubípodos	3.82	-	2.30	128

Tabla IV.7. Características granulométricas de los materiales de los modelos de Cubípodos del INHA.

La profundidad del agua en los ensayos se mantiene constante e igual a  $h[\text{cm}]=60$  en la zona de ubicación del modelo. El pie de dique está situado a  $35.60$  m de la pala generadora de oleaje, la profundidad en la zona del generador es  $h'[\text{cm}]=95$ .

Los Cubípodos que forman la capa exterior del manto principal se pintaron de colores para poder determinar con facilidad los movimientos producidos debido a la acción del oleaje. De esta forma, en el modelo bicapa la capa inferior del manto está formada por Cubípodos blancos, mientras que la capa superior está formada por bandas de distintos colores, de forma que se puede determinar el origen de los movimientos. Las Fig. IV.14 y IV.15 muestran las secciones de los modelos de Cubípodos monocapa y bicapa respectivamente, construidos en el INHA y la disposición de colores de las unidades del manto.

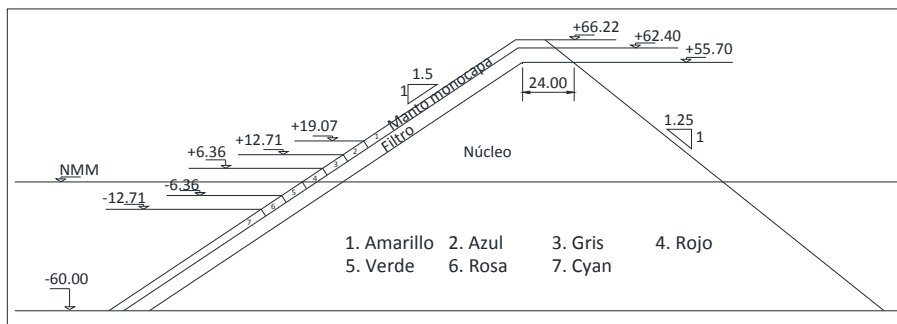


Figura IV.14. Sección del modelo de dique en talud con manto monocapa de Cubipodos (cotas en cm).

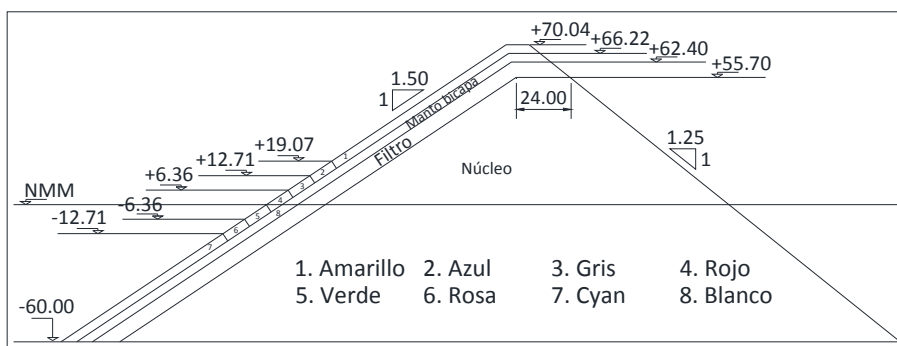


Figura IV.15. Sección del modelo de dique en talud con manto bicapa de Cubipodos (cotas en cm).

#### IV.2.2.2.1. Construcción de los modelos en INHA.

Para ambos diques se ha construido el manto principal con una porosidad  $p=40\%$ , lo que ha correspondido a la colocación de los cubipodos en filas de 27 unidades.

La construcción del modelo se ha realizado sobre un fondo inclinado de pendiente 1.55%, necesario para realizar la transición de profundidad entre la zona de modelo y de generación. Se ha construido el cuerpo de ambos diques de 1.8 metros de longitud coincidiendo con todo el ancho del canal. La Fig. IV.16 muestra la construcción del modelo de Cubipodos monocapa ensayado en INHA.

La Fig. IV.17 muestra una vista superior de un manto principal formado por Cubipodos monocapa y bicapa; y la Fig. IV.18 muestra una vista lateral de los diques en talud con Cubipodos monocapa y bicapa construidos en INHA.



Figura IV.16. Construcción del modelo de Cubípodos monocapa construido en INHA.



Figura IV.17. Vista superior de los modelos de Cubípodos monocapa y bicapa construidos en INHA.



Figura IV.18. Vista lateral de los modelos de Cubípodos monocapa y bicapa construidos en INHA.

#### IV.2.2.2.2. Instrumentación.

- Sensores de nivel.

Los siete sensores de nivel están formados por 2 varillas de acero inoxidable que actúan como electrodos de una resistencia. Mediante un mecanismo electrónico, el valor de la resistencia varía inversamente con la profundidad de inmersión de los electrodos.

Cuatro de los sensores se han dispuesto delante del modelo, ubicándose en una zona lo suficientemente alejada tanto de la pala de generación de oleaje como del modelo reducido a fin de evitar las ondas evanescentes. Asimismo, se han instalado en el eje de simetría longitudinal del canal a fin de evitar la influencia de las paredes laterales de éste. Al mismo tiempo, la separación entre los sensores de oleaje es tal que permite conocer la altura de ola significativa correspondiente al oleaje incidente y reflejado.

Dos de los sensores se utilizan para el sistema de absorción activa de reflexiones Awasys. Finalmente, se ha colocado un sensor en el trasdós del dique con el objetivo de conocer la posible transmisión del oleaje a través del mismo.

La frecuencia de adquisición de datos correspondiente a los sensores de nivel ha sido de 50 Hz, aunque, para el análisis del oleaje incidente y reflejado se han diezclado los registros a 20 Hz. La Fig. IV.19 muestra un esquema de la disposición de los sensores en el canal de oleaje.

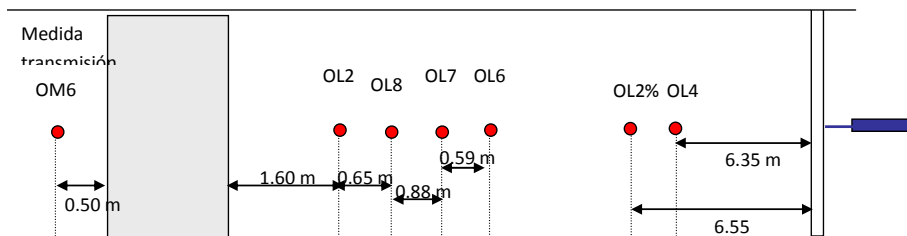


Figura IV.19. Esquema de disposición de sensores en el canal de oleaje de INHA.

- Cámaras de vídeo y fotográficas.

Las cámaras de vídeo han servido para dejar constancia de todos los ensayos realizados y poder así visualizar posteriormente cualquier tipo de incidencia de los mismos.

La cámara fotográfica fija se ha utilizado para tomar una instantánea al final de cada escalón de altura de ola con el objetivo de obtener las distintas fotografías para el estudio de estabilidad con el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014).

El monitor ha estado conectado a la cámara de vídeo para visualizar en todo momento las incidencias del ensayo desde la posición del controlador de las paletas. Uno de los ordenadores PC, que tiene instalada una tarjeta de adquisición de datos, ha recibido y almacenado todas las señales de entrada adquiridas por los sensores descritos anteriormente. El otro ordenador PC ha estado conectado a la cámara fotográfica y ha recogido todas las instantáneas realizadas tras cada serie de oleaje.

#### IV.2.2.3. Ensayos realizados y técnica experimental del INHA.

##### IV.2.2.3.1. Ensayos realizados con Cubípodos monocapa y bicapa.

En el Convenio de Colaboración entre la Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO) y la Universidad Politécnica de Valencia para la Realización de Investigaciones relativas a los Ensayos Físicos y Desarrollo del Cubípodos (CUBIPOD), se estableció realizar ensayos de estabilidad hidráulica con oleaje irregular de incidencia normal, en mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Los ensayos de estabilidad se realizaron generando escalones crecientes de altura de ola, desde daño nulo hasta alcanzar el Inicio de Destrucción del manto. El oleaje se definió a partir del número de Iribarren de cálculo ( $I_{rc}$ ) teórico, de forma que se ensayaron cuatro números de Iribarren ( $I_{rc} = 2.0, 2.5, 3.0$  y  $3.5$ ), realizando 1 repetición de cada  $I_r$  ensayado con oleaje irregular, excepto de  $I_r = 2.0$  con el que se realizaron dos repeticiones. Además se realizó un ensayo con oleaje irregular de periodo constante ( $T_p[s] = 1.4$ ).

En la Tabla IV.5 se resumen los ensayos realizados en INHA con Cubípodos.

Cubípodos (INHA)						
Oleaje	n	Ir <sub>c01</sub>	H <sub>m0</sub> [cm]	T <sub>01</sub> [s]	Porosidad Manto p[%]	Repeticiones
Irregular	1	2	7.1 a 17.1	0.73 a 1.35	40	2
		2.5	10.0 a 22.9	1.11 a 1.98	40	1
		3	10.0 a 20.7	1.40 a 2.49	40	1
		3.5	10.0 a 17.9	1.75 a 2.88	40	1
		2.6-1.8	10.0 a 20.0	1.17	40	1
Irregular	2	2	10.0 a 23.6	0.87 a 1.45	40	2
		2.5	12.9 a 23.6	1.29 a 2.03	40	1
		3	10.0 a 22.9	1.40 a 2.72	40	1
		3.5	10.0 a 20.0	1.75 a 3.19	40	1
		2.6-1.8	8.6 a 23.6	1.17	40	1

Tabla IV.8. Ensayos realizados en los modelos de Cubípodos del INHA.

- Oleaje irregular:

El oleaje irregular se define a partir del espectro JONSWAP:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \gamma \exp\left[\frac{-\left(\frac{\omega}{\omega_p} - 1\right)^2}{2\sigma^2}\right] \quad [III.6]$$

donde  $\alpha = 0.0081$ ;  $\gamma = 1$  a  $10$ ;  $\sigma = \begin{cases} 0.07 \text{ si } \omega < \omega_p \\ 0.09 \text{ si } \omega > \omega_p \end{cases}$ ;  $\omega_p = \frac{1}{T_p}$

En nuestro caso:

- Se conservan los números de Iribarren de cálculo, Ir<sub>c</sub> = 2.0, 2.5, 3.0 y 3.5.
- Se consideran los periodos medios: T = T<sub>01</sub>
- Periodo medio orbital, T<sub>01</sub> = m<sub>0</sub>/m<sub>1</sub>, donde m<sub>0</sub> y m<sub>1</sub> son los momentos de orden cero y uno del proceso,  $m_n = \int_{\omega=0}^{\infty} S(\omega)\omega^n d\omega$  [III.7]
- Periodo de pico, T<sub>p</sub> = 1.20 T<sub>01</sub>
- Frecuencias, f<sub>min</sub> = 0.7ω<sub>p</sub> y f<sub>máx</sub> = 2.5ω<sub>p</sub>
- Parámetro de apuntamiento, γ = 3



- Fijado el número de Iribarren ( $I_{rc01} = 2.0, 2.5, 3.0$  y  $3.5$ ), para cada valor del periodo medio,  $T_{01}$ , se obtiene la altura de ola de cálculo ( $H_c = 1.4H_{m0}$ ) correspondiente, de forma que se tienen parejas de valores ( $H_c, T_{01}$ ) o ( $H_{m0}, T_{01}$ ) que definen cada escalón de oleaje irregular.
- Siendo:  $I_{rc01} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_c/L_{01}}}$

#### IV.2.2.3.2. Características de los ensayos.

A continuación se resumen algunas de las características destacables del método de realización de los ensayos:

- Las piezas que forman las dos capas del manto principal se pintan de colores diferentes, para poder distinguir claramente cuando faltan piezas de la capa superior del manto. Además el material de la capa superior se pinta diferenciando bandas de colores de  $3D_n$  de altura alrededor del nivel medio del mar, de forma que se pueden controlar la mayor parte de los movimientos producidos.
- No se considera como zona de estudio todo el ancho del canal ya que las paredes del mismo son singularidades que pueden alterar los resultados, por ello sólo se tiene en cuenta la avería producida en una banda central de 130 cm de ancho. Para lo cual se construye un marco dividido en bandas de estas dimensiones que se coloca sobre el talud cada vez que finaliza una serie, antes de realizar el conteo de piedras desplazadas y la fotografía del talud.
- La duración de cada serie depende del número de olas, cada escalón de altura de ola y periodo está formado por 1000 olas. Con ello se garantiza que se den todas las propiedades estadísticas del oleaje irregular.
- Entre serie y serie se espera el tiempo suficiente para que el agua del canal esté en reposo. Es importante que no existan ondas longitudinales ni transversales, que puedan modificar las características del oleaje que se quiere generar.
- La profundidad se mantiene constante e igual a 60 cm en la zona de modelo.
- Cada escalón de altura de ola se realiza para un periodo determinado, de forma que el número de Iribarren se mantenga aproximadamente constante.

#### IV.2.2.3.3. Técnica experimental.

Teniendo en cuenta las características anteriores, la secuencia de realización práctica de los ensayos consiste en:

- Ensayos con oleaje irregular

Antes de comenzar cada ensayo se coloca la cámara fotográfica en una posición fija perpendicular al talud, para que todas las fotografías se tomen exactamente igual. Se realiza una fotografía en seco del talud reconstruido y otra con agua, tanto con marco de referencia como sin marco de referencia. De este modo se puede superponer la malla virtual posteriormente con el programa Photoshop, con el fin de definir la zona estudiada y las franjas en las que se ha dividido el talud para determinar el daño producido con el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014). Ver figura IV.20.

Para cada ensayo de estabilidad se comienza con una altura de ola que no va a producir avería en el dique, pero relativamente próxima a la que se espera que va a producir la iniciación de averías. Se va aumentando la altura de ola de 1 cm en 1 cm en cada escalón de altura de ola hasta alcanzar el Inicio de Destrucción de la estructura. Cada escalón de altura de ola está formado 1000 olas.

Entre serie y serie, se toma nota de los movimientos producidos y se realiza una fotografía perpendicular al talud con la cámara fija.



Figura IV.20. Fotografías perpendiculares al talud con marco de referencia, sin marco y con Malla Virtual y conteo de unidades.

Para cada escalón de altura de ola no se reconstruye la sección del dique. Sólo se reconstruye una vez se ha llegado al Inicio de Destrucción o a la Destrucción del manto, para realizar otro ensayo desde el principio.

En todas las series de oleaje se mide la superficie libre en 4 puntos convenientemente separados aguas arriba del dique. Con estos registros se determina la altura de ola incidente y reflejada, mediante el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004).

### IV.2.3. Separación de oleaje incidente y reflejado. Método LASA-V.

En todos los ensayos de cubos y Cubípodos (LPC-UPV e INHA), la separación de oleaje incidente y reflejado de los registros de oleaje experimentales se ha realizado con el Método LASA-V (Figueres y Medina, 2004), el cual está descrito en el apartado III.2.4 de esta tesis.

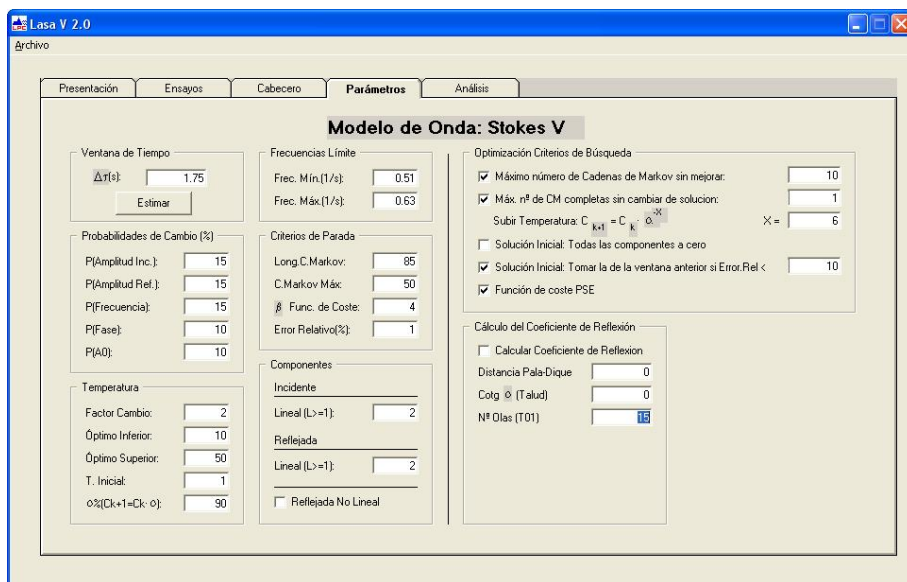


Figura IV.21. Ventana de los parámetros del software LASA-V, para separar el oleaje incidente y reflejado.

### IV.2.4. Determinación de la avería del manto

Como ya se ha comentado en capítulos anteriores, el parámetro de daño adimensional  $S=A_e/D_n^2$  propuesto por Broderick (1983) y popularizado por Van der Meer (1988a) se ha utilizado habitualmente para medir la avería del manto, siendo  $A_e$  el área media erosionada en la sección transversal y  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$  el diámetro nominal o lado del cubo equivalente de las piezas del manto, con  $M$  y  $\rho_r$  = masa y densidad de los elementos que forman el manto principal respectivamente.

Tal y como describen Medina et al. (1994) y Vidal et al. (2006),  $A_e$  puede obtenerse mediante el perfilado laser o mecánico de las secciones, o mediante el conteo visual de las unidades erosionadas, asumiendo que la porosidad del manto se mantiene constante durante el proceso erosivo, lo cual es razonable en mantos de escolleras naturales.

Sin embargo, Gómez-Martín y Medina (2006 y 2014) ponen de manifiesto que, en mantos de escolleras artificiales con formas regulares (cubo, bloque paralelepípedo, bloque Antifer,...) los métodos convencionales basados en el conteo visual de unidades desplazadas, son inadecuados ya que infravaloran el daño real existente, esto es debido a que la avería del manto no sólo se produce por extracción de piezas sino también por compactación heterogénea; por lo que proponen un nuevo método de determinación del daño adimensional mediante la aplicación del método de la Malla Virtual, el cual considera tanto la extracción de unidades como los cambios de porosidad que sufre el manto (en el tiempo y en el espacio) debido a la compactación heterogénea.

En este capítulo se evalúa la avería del manto principal de cubos y Cubípodos de forma cualitativa, identificando los niveles de avería (IA, IAI, ID y D), y de forma cuantitativa, obteniendo el daño adimensional mediante dos metodologías de obtención del área erosionada: (1) conteo visual del número de unidades erosionadas ( $N_e$ ) del manto (Vidal et al., 2006) y (2) método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014).

De esta forma se pueden contrastar los resultados de daño adimensional obtenidos con ambos procedimientos, y elegir el método óptimo que mejor estime la avería del manto considerando tanto la extracción de unidades como la compactación heterogénea del manto.

Gómez-Martín y Medina (2014) analizan daños del manto principal de troncos de forma cualitativa y cuantitativa comparando estas dos metodologías de obtención de daños: (1) determinación del daño adimensional visual ( $S_v$ ) mediante conteo visual del número de unidades extraídas y (2) determinación del daño adimensional equivalente ( $S_e$ ) mediante el método de la Malla Virtual. La precisión y sensibilidad del daño adimensional visual,  $S_v$ , y del daño adimensional equivalente,  $S_e$ , difieren entre si dependiendo del nivel de daño de la estructura. Si el número de unidades desplazadas es pequeño o moderado pero la compactación heterogénea es importante, la medida del daño visual infravalora el daño ya que no considera la erosión producida por el efecto de la compactación heterogénea del manto (cambios de porosidad en el talud); además, conforme aumenta el nivel de daño, la medición por conteo visual de unidades extraídas que son recolocadas sobre la capa superior del manto es muy complicada.

### IV.2.4.1. Medida visual

La medida visual del daño se puede obtener con el método de Vidal et al. (2006) o con el método de Medina (1992), ambos métodos son equivalentes y permiten obtener el área media erosionada visual mediante el conteo del número de elementos erosionados, asumiendo que la porosidad se mantiene constante.

En estos ensayos la avería se determinó mediante el método de conteo visual de Vidal et al. (2006) el cual obtiene el área media erosionada visual,  $A_{ev}$ , mediante la Ec. III.14 y el daño adimensional visual,  $S_v$ , con la Ec. III.15.

$$A_{ev} = \frac{N_e D_{n50}^3}{((1-p)b)} \quad \text{[III.14]}$$

$$S_v = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad \text{[III.15]}$$

Donde  $N_e$ = número de unidades extraídas que son recolocadas sobre la capa superior del manto,  $D_{n50}=(M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ = diámetro nominal o lado del cubo equivalente de los elementos que forman el manto principal,  $p$ = porosidad del manto principal y  $b$ = ancho observado de la sección ensayada.

#### IV.2.4.2. Medida con Malla Virtual

En estos ensayos, al tratarse de escollera artificial, el modo de fallo de compactación heterogénea del manto es relevante, y por tanto las metodologías convencionales de determinación del daño, que consideran la porosidad constante, infravaloran la avería del manto.

Es por tanto necesario medir el daño adimensional equivalente ( $S_e$ ) teniendo en cuenta la diferencia de porosidad en las distintas zonas del manto con respecto a la porosidad inicial del mismo, ya sea debida a la extracción de piezas, a la compactación heterogénea o al deslizamiento global del manto.

Cuando se produce la compactación heterogénea, la porosidad del manto no se mantiene constante, cambiando en el tiempo y en el espacio, por lo que la Ec. III.14 no es válida.

El método de la Malla Virtual consiste en proyectar una malla virtual sobre las fotografías del manto tomadas desde una posición fija, de modo que esta malla divide el manto en bandas de ancho y largo constante.

Se realiza el conteo de todas las unidades que tienen su centro de gravedad dentro de cada una de las bandas ( $N_i$ ), obteniéndose la porosidad de cada banda antes y después de la acción del oleaje, mediante la Ec. II.5, donde  $a = m \cdot D_n$ = ancho de banda y  $b = k \cdot D_n$ = longitud de banda. Consecuentemente, el daño adimensional de cada banda ( $S_i$ ) se obtiene mediante la Ec. II.6, siendo  $m$ = número de filas de cada banda,  $p_i$ = porosidad de la banda  $i$  después de la acción del oleaje y  $p_{0i}$ = porosidad inicial de la banda  $i$  al comienzo del ensayo, antes del ataque del oleaje.

Integrando los daños adimensionales de las bandas a lo largo del talud, se obtiene el parámetro de daño adimensional equivalente ( $S_e$ ), utilizando la Ec. II.7, donde  $l$ = número total de bandas.

Este método tiene la ventaja de considerar los tres modos de fallo fundamentales del manto: la extracción de piezas, los deslizamientos globales, y la compactación heterogénea. Si cualquiera de ellos es significativo,  $S_e$  proporciona un valor razonable de los efectos integrados.

$$p_i = 1 - \frac{N_i D_n^2}{(a * b)} = 1 - \frac{N_i}{mk} \quad [II.5]$$

$$S_i = m \left( 1 - \frac{1 - p_i}{1 - p_{0i}} \right) = m \left( \frac{p_i - p_{0i}}{1 - p_{0i}} \right) \quad [II.6]$$

$$S_e = \sum_{i=1}^I S_i \quad \forall S_i \geq 0 \quad [II.7]$$



Figura IV.22. Fotografías perpendiculares al talud del manto bicapa de Cubípodos: (1) con marco de referencia y Malla Virtual, y (2) sin marco de referencia, con Malla Virtual y conteo de unidades en cada banda ( $N_i$ ).

Aunque tanto el método de conteo visual y de la Malla Virtual proporcionan valores del daño adimensional sin tener en cuenta el número de capas del manto (monocapa o bicapa), los valores obtenidos reflejan sólo el daño de la capa superior del manto. Si pudiesen medirse daños de la capa inferior, los daños obtenidos serían mayores, ya que, por ejemplo, la compactación heterogénea también se produce en la capa inferior aunque no se pueda observar ni medir durante el ensayo.

Finalmente, hay que señalar que los valores del daño adimensional obtenidos en mantos monocapa y bicapa no son directamente comparables, ya que en el caso de los mantos monocapa de piezas especiales, los valores de daño adimensional para IA son relativamente próximos a los valores de daño adimensional para ID; mientras que en el caso de mantos bicapa, los valores de daño adimensional para IA son mucho menores que los valores de daño obtenidos para ID.

## IV.3. Resultados de los ensayos con cubos y Cubípodos.

### IV.3.1. Análisis de oleaje incidente y reflejado.

El análisis de oleaje incidente y reflejado se ha realizado mediante el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004), aplicándolo a los cuatro sensores situados en las proximidades del modelo, de todos los ensayos realizados. De esta forma se ha separado el oleaje registrado por los sensores, en dos series: incidente y reflejada. Se han referido los resultados de onda incidente y reflejada a uno de los sensores centrales de cada grupo. Además se ha obtenido la serie regenerada (suma de incidente y reflejada) comparándola con la registrada, con lo que se puede comprobar la bondad del método, tal y como se ha descrito en el apartado III.3.1.

#### IV.3.1.1. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje regular de cubos y Cubípodos bicapa.

Tal y como se ha comentado anteriormente, la reflexión del oleaje suele caracterizarse por el coeficiente de reflexión, relación entre la altura de ola reflejada y la incidente ( $C_R=H_r/H_i$ ). Dado que la energía del oleaje es proporcional al cuadrado de la altura de ola ( $H_{mi}$  o  $H_{m0i}$ ), la proporción de energía reflejada por una estructura es proporcional a  $C_R^2$ ; por ejemplo, si el coeficiente de reflexión de un dique rompeolas es  $C_R=30\%$ , el dique refleja el 9% de la energía incidente (el 91% restante se transmite o se disipa en los procesos de rotura del oleaje sobre el talud).

Así pues, se han obtenido los coeficientes de reflexión de todos los ensayos con oleaje regular realizados en el LPC-UPV con mantos bicapa de cubos y Cubípodos, obteniéndose valores del  $C_R$  entre el  $15 < C_R[\%] < 60$ , lo cual supone que el porcentaje de energía reflejada ( $E_r=C_R^2$ ) oscila entre el  $2 < E_r[\%] < 35$ .

A continuación se proporcionan resultados experimentales que permiten evaluar la reflectividad de los mantos bicapa de cubos y Cubípodos.

El coeficiente de reflexión suele relacionarse con el parámetro de semejanza de rotura o número de Iribarren. La Fig. IV.23 muestra los valores del  $C_R$  en función del número de Iribarren real obtenido en los ensayos,  $I_r=(1/1.5)/(H_{mi}/L_0)^{0.5}$ . Los

resultados se han agrupado en función del  $I_r$  teórico y del tipo de pieza (CP2: Cubípodos bicapa y CB2: cubos bicapa). Se observa que los ensayos con  $I_r$  mayor presentan mayor dispersión de resultados y  $C_R$  superiores, tanto en los ensayos con cubos como con Cubípodos. Los ensayos con  $I_r < 3.4$  presentan  $15 < C_R[\%] < 34$ , mientras que en los ensayos con  $I_r \geq 3.4$  el  $C_R$  oscila entre  $21 < C_R[\%] < 59$ .

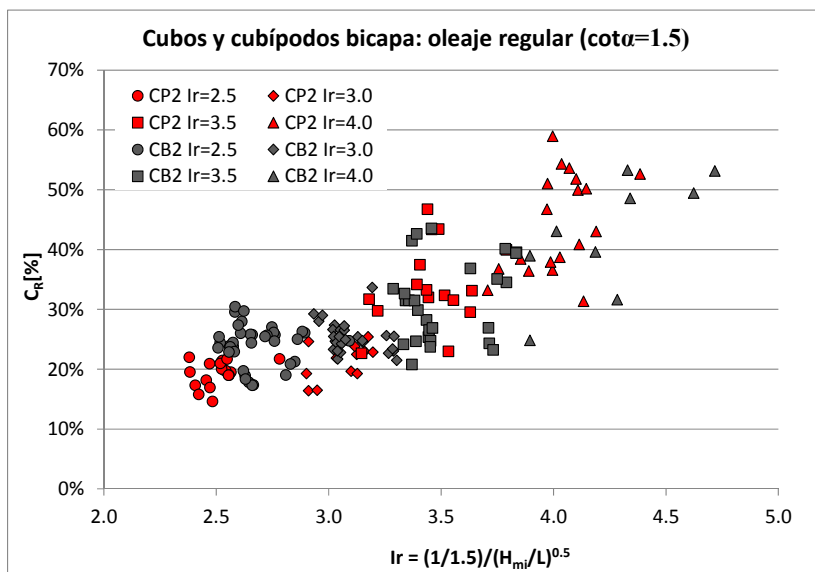


Figura IV.23. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.

En la Fig. IV.24 se han representado los  $C_R$  en función de la profundidad relativa,  $kh=2\pi h/L$ , siendo  $h$  la profundidad en la zona de modelo ( $h[\text{cm}]=50$ ) y  $L$  la longitud de onda asociada a esa profundidad. Se observa que la profundidad relativa gobierna razonablemente bien el coeficiente de reflexión. Cuando  $kh < 1.1$ , el  $C_R$  aumenta siendo en general superior al 30%. Si  $kh > 1.1$  el  $C_R$  oscila entre  $15 < C_R[\%] < 30$ , incluso en ensayos con  $I_r=3.5$  o 4.0.

La Fig. IV.23 muestra la misma información que la Fig. IV.24 pero utilizando como variable explicativa (eje de abscisas) el número de Iribarren; la mayor dispersión observada indica que la profundidad adimensional y el talud explican mejor las observaciones de reflexión que el número de Iribarren o el peralte del oleaje incidente. Así pues, tal y como se ha visto en el capítulo de escolleras naturales, el talud ( $\cot\alpha=1.5$ ) y la profundidad relativa ( $kh$ ) son las variables explicativas principales.

Es necesario señalar que los coeficientes de reflexión inferiores al 30% se corresponden con un flujo de energía reflejada muy bajo que puede ser sensible a pequeños errores en la separación del oleaje incidente y reflejado. La Fig. IV.25 muestra la proporción de energía reflejada  $C_R^2$  correspondiente a la Fig. IV.24.



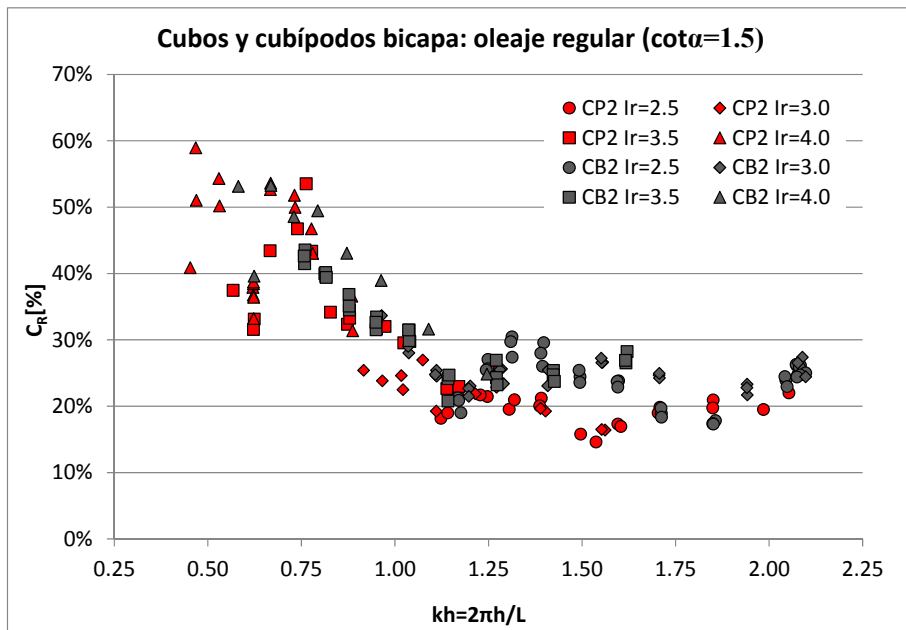


Figura IV.24. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.

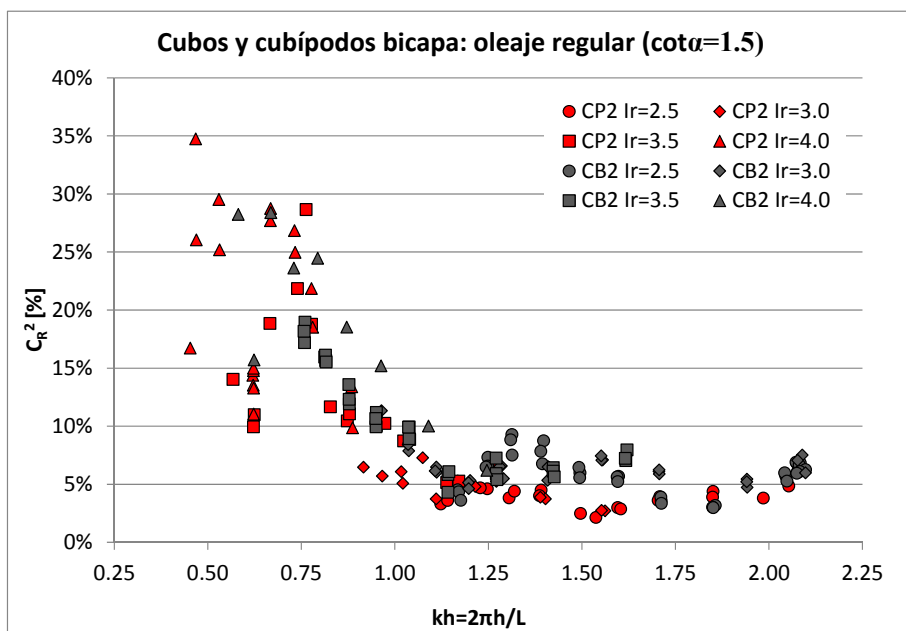


Figura IV.25. Energía reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje regular.

IV.3.1.2. Resultados del análisis de reflexiones en los ensayos con oleaje irregular de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa.

Se han obtenido los coeficientes de reflexión de los ensayos realizados con oleaje irregular en los modelos de cubos y Cubípodos bicapa realizados en el LPC-UPV, los cuales tenían una porosidad inicial del manto  $p[\%]=37$  y  $41$  en cubos y Cubípodos respectivamente, obteniéndose valores del  $C_R$  entre el  $21 < C_R[\%] < 62\%$ , lo cual supone que el porcentaje de energía reflejada ( $E_r$ ) oscila entre el  $4 < E_r[\%] < 38$ . Se observa que el coeficiente de reflexión y por tanto, la energía reflejada obtenida en los ensayos irregulares es del mismo orden de magnitud que la obtenida en los ensayos con oleaje regular.

La Fig. IV.26 muestra los valores del  $C_R$  en función del número de Iribarren real obtenido en los ensayos de la UPV,  $I_r = (1/1.5) / (2\pi H_{m01} / g T_{01}^2)^{0.5}$ . Los resultados se han agrupado en función del  $I_r$  teórico y del tipo de pieza (CP2: Cubípodos bicapa y CB2: cubos bicapa). Se observa que para valores idénticos de Iribarren real el  $C_R$  presenta una dispersión elevada pudiendo ser incluso del doble para el mismo  $I_r$ , lo cual vuelve a poner de manifiesto que el número de Iribarren no es una buena variable explicativa de la reflexión. Además se observa que los ensayos con  $I_r$  mayor presentan mayor dispersión de resultados y  $C_R$  superiores, tanto en los ensayos con cubos como con Cubípodos.

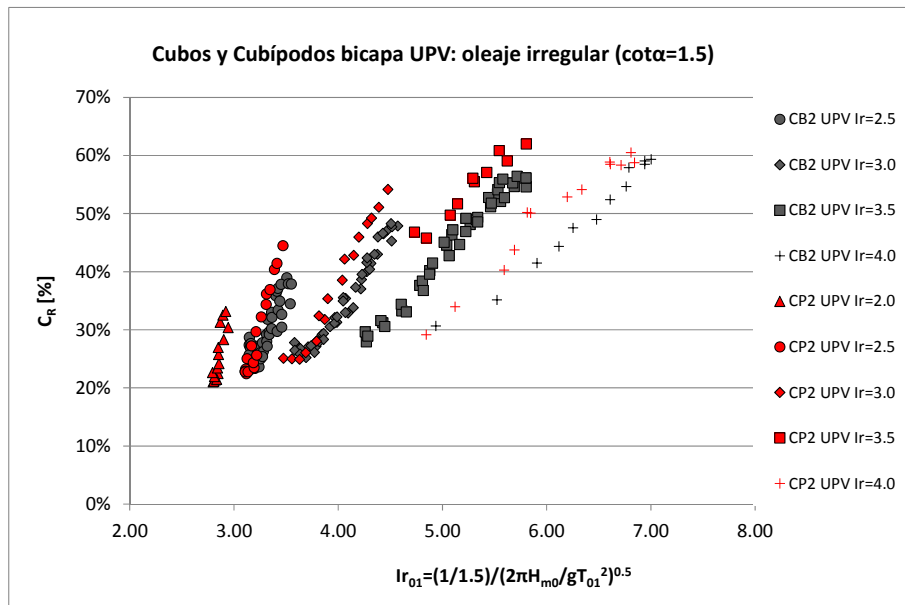


Figura IV.26. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.

En la Fig. IV.27 se han representado los  $C_R$  en función de la profundidad relativa,  $kh=2\pi h/L_{01}$ , siendo  $h$  la profundidad en la zona de modelo ( $h[\text{cm}]=50$ ) y  $L_{01}$  la

longitud de onda asociada a esa profundidad. Tal y como ya se había observado anteriormente, la profundidad relativa gobierna razonablemente bien el coeficiente de reflexión. Cuando  $kh < 1.3$ , el  $C_R$  aumenta siendo en general superior al 30%. Si  $kh > 1.3$  el  $C_R$  oscila entre  $20 < C_R[\%] < 30$ , incluso en ensayos con  $Ir=3.5$  o  $4.0$ . Además, no parece existir una diferencia significativa en los coeficiente de reflexión de los dos tipos de mantos estudiados; el talud ( $cot\alpha=1.5$ ) y la profundidad relativa ( $kh$ ) son las variables explicativas principales. La Fig. IV.28 muestra la proporción de energía reflejada  $C_R^2$  correspondiente a la Fig. IV.27.

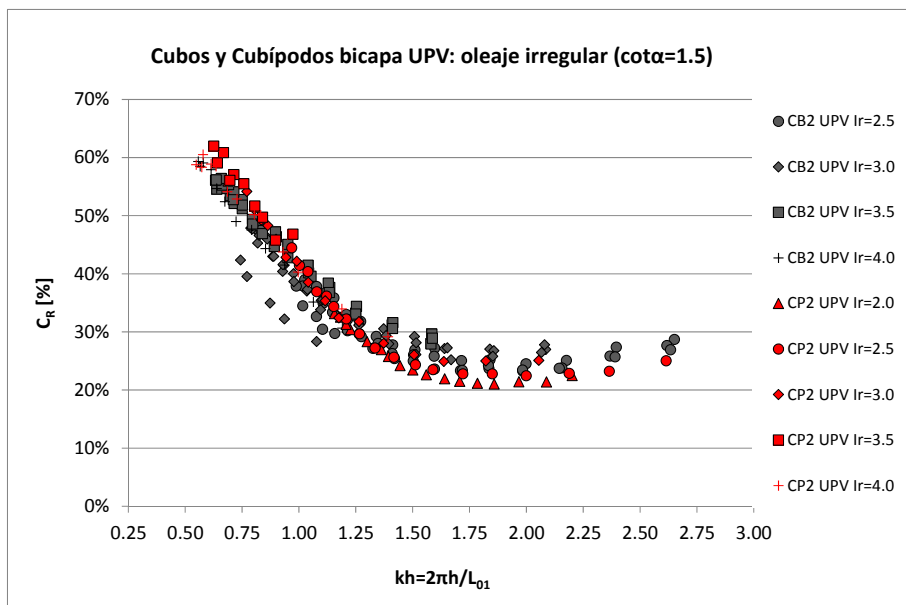


Figura IV.27. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.

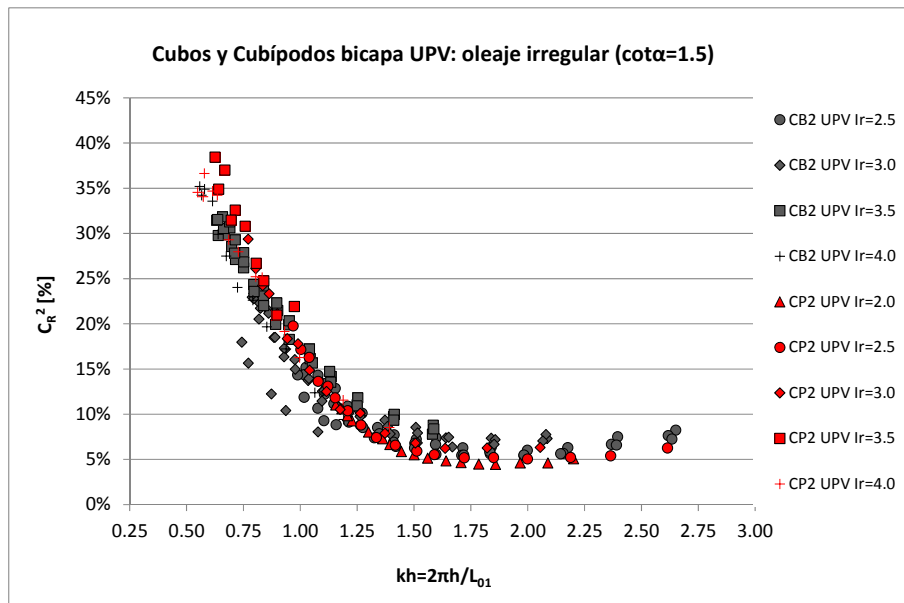


Figura IV.28. Energía reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en ensayos UPV de mantos bicapa de cubos y Cubípodos con oleaje irregular.

Finalmente se han obtenido los CR de los ensayos con oleaje irregular realizados en el INHA con Cubípodos monocapa y bicapa, y los resultados de los mismos se han comparado con los resultados obtenidos en los ensayos de la UPV.

La Fig. IV.29 presenta los resultados del CR en función del número de Iribarren real obtenido en los ensayos, agrupando los resultados por tipo de manto, laboratorio y número de Iribarren teórico. Confirmándose que el Ir no es una buena variable explicativa de la reflexión de los diques.

La Fig. IV.30 representa los  $C_R$  en función de la profundidad relativa,  $kh=2\pi h/L_{01}$ , siendo h la profundidad en la zona de modelo ( $h[\text{cm}]=50$  y  $60$  en UPV e INHA respectivamente) y  $L_{01}$  la longitud de onda asociada a esa profundidad. Tal y como ya se había observado anteriormente, la profundidad relativa gobierna razonablemente bien el coeficiente de reflexión. Cuando  $kh < 1.3$ , el  $C_R$  aumenta siendo en general superior al 30%. Si  $1.3 < kh < 1.6$  el  $C_R$  oscila entre  $20 < C_R[\%] < 40$ , mientras que para los valores de  $kh > 1.6$  el  $C_R$  oscila entre  $20 < C_R[\%] < 30$ . Además, no parece existir una diferencia significativa en los coeficiente de reflexión de los dos tipos de mantos bicapa estudiados, y sin embargo si parece que hay una ligera diferencia en el manto monocapa, obteniéndose coeficientes de reflexión ligeramente superiores que en el bicapa; Aunque, el talud ( $\text{cota}=1.5$ ) y la profundidad relativa ( $kh$ ) son las variables explicativas principales. La Fig. IV.31 muestra la proporción de energía reflejada  $C_R^2$  correspondiente a la Fig. IV.30.

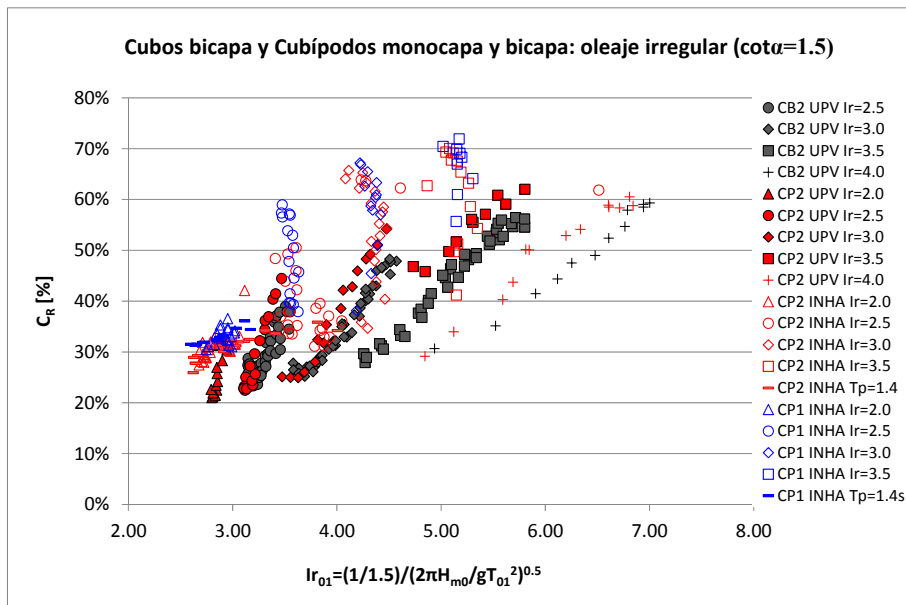


Figura IV.29. Coeficiente de Reflexión en función del número de Iribarren, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular.

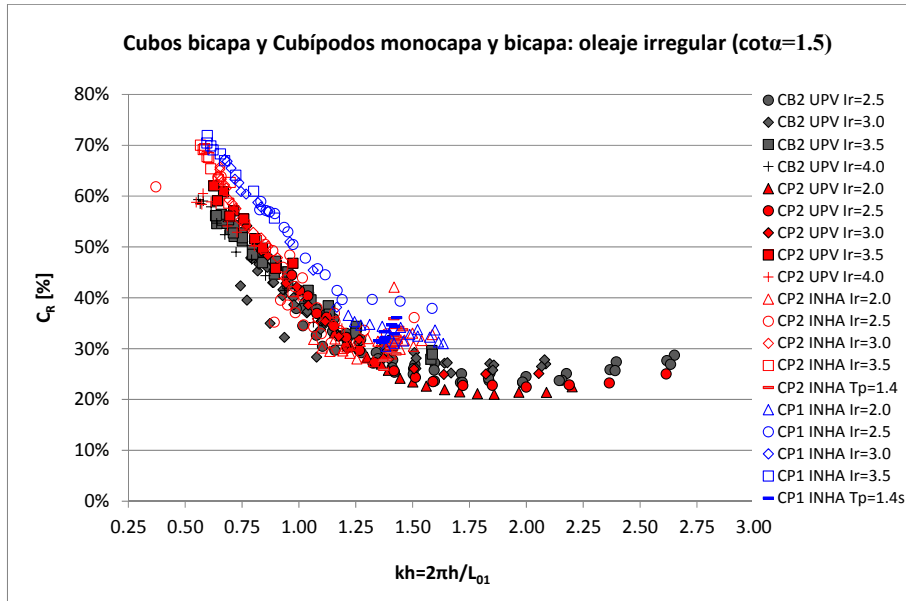


Figura IV.30. Coeficiente de Reflexión en función de la profundidad relativa, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular.

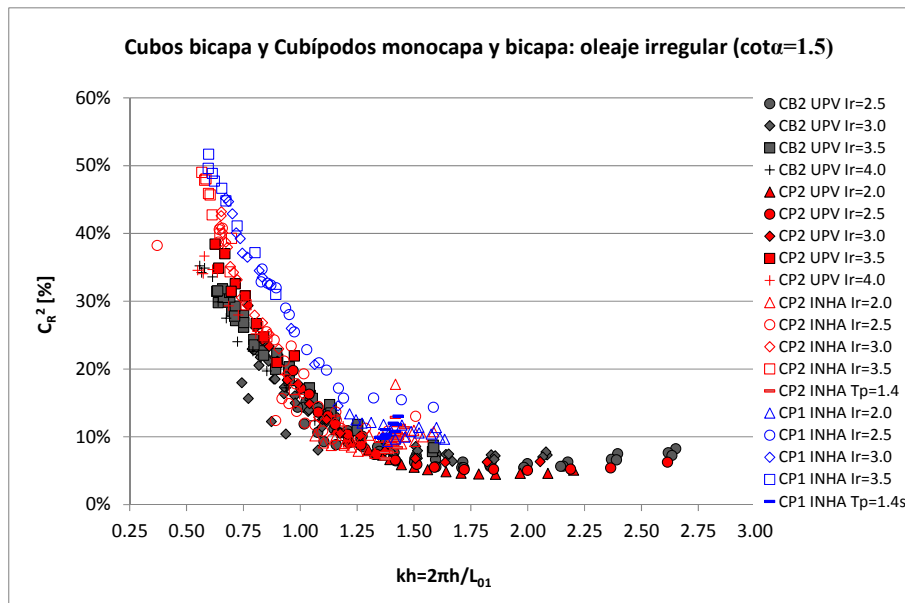


Figura IV.31. Energía Reflejada ( $C_R^2$ ) en función de la profundidad relativa, en los ensayos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular.

Por tanto, a la vista de los resultados obtenidos con oleaje regular e irregular, se puede afirmar que la profundidad relativa ( $kh$ ) gobierna el comportamiento del coeficiente de reflexión y que el valor de  $kh$  en torno a 1.5 es un límite a partir del cual, los valores inferiores suponen un aumento de la reflexión de la estructura.

### IV.3.2. Análisis de averías en el manto.

#### IV.3.2.1. Comparación de los métodos de medición de averías.

En los ensayos de cubos y Cubípodos se han realizado mediciones de la avería del manto utilizando dos métodos, (1) el método del conteo visual y (2) el método de la Malla Virtual, descritos en el apartado IV.2.4 Ambos métodos permiten obtener un valor del daño adimensional de la sección.

En los ensayos con manto de cubos bicapa ( $p[\%]=37$ ) y oleaje irregular analizados en esta tesis, ambos métodos proporcionan medidas del daño adimensional significativamente diferentes; tal y como se observa en la Fig. IV.32, los valores obtenidos con el método visual son inferiores a los obtenidos mediante el método de Malla Virtual. Al comparar el daño visual ( $S_v$ ) con el daño equivalente obtenido con Malla Virtual ( $S_e$ ), se obtiene una relación lineal de  $S_e=1.05S_v+1.04$ , válida para mantos bicapa de cubos con niveles de daño desde IA hasta ID, con un error cuadrático medio relativo  $RMSE=MSE/Var=3.1\%$ .

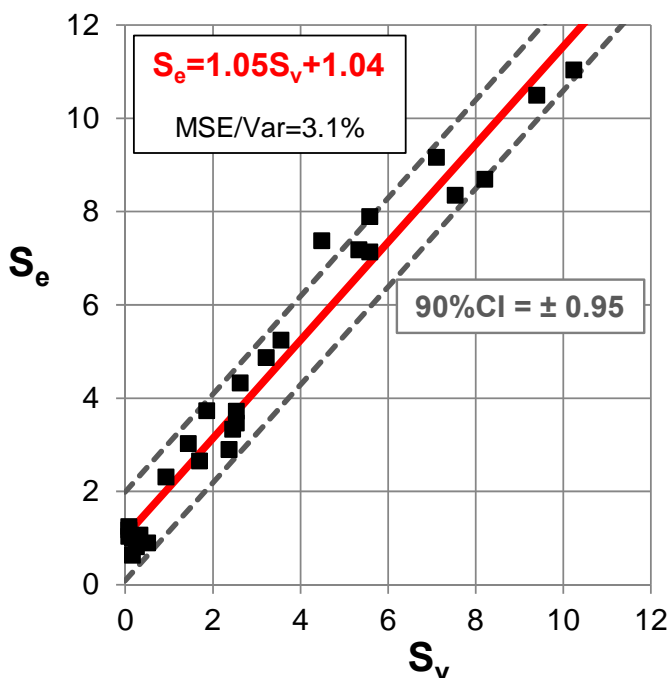


Figura IV.32. Comparación entre el daño adimensional visual y el daño adimensional equivalente con Malla Virtual, obtenido en los ensayos con manto de cubos bicapa y oleaje irregular.

El método visual no considera la compactación heterogénea del manto o los deslizamientos globales, por ello, el método visual infravalora la reducción de la densidad de colocación de piezas alrededor del nivel medio. De hecho, cuando la compactación heterogénea es significativa pero no se produce extracción de piezas, el método visual proporciona valores nulos del daño ( $S_v=0$ ), sin embargo el método de la Malla Virtual proporciona valores del daño adimensional positivos,  $S_e>0$ . Por ello, el método de la Malla Virtual proporciona medidas del daño adimensional más exactas que el método visual en mantos de escollera artificial, ya que considera la diferencia de porosidad y de densidad de empaquetamiento en cada una de las zonas del manto, los cuales pueden ser debidos tanto a la extracción de piezas como a la compactación heterogénea o al deslizamiento global del manto.

La Tabla IV.9 indica los valores medios del daño adimensional obtenidos mediante el método visual ( $S_v$ ) y mediante la Malla Virtual ( $S_e$ ) en los ensayos de cubos y Cubípodos bicapa realizados en la UPV con oleaje irregular; el método convencional visual infravalora el daño real del manto. Además, de la Tabla IV.9 se deduce que la diferencia relativa  $(S_e-S_v)/S_e$  es mucho mayor en cubos que en Cubípodos, sobre todo para daños crecientes.

Tipo de pieza	Nivel de Avería	Medidas del daño adimensional	
		Método visual (S <sub>v</sub> )	Malla Virtual (S <sub>e</sub> )
Cubos (p=37%)	IA	0.2	1
	IAI	2.2	3.4
	ID	6.7	8.3
Cubípodos (p=41%)	IA	0.2	1
	IAI	2.8	3.7
	ID	9.6	9.9*

\* este nivel de daño se alcanzó sólo en un ensayo de la UPV

Tabla IV.9. Valores medios del daño adimensional obtenido con el método visual y de la Malla Virtual en los modelos de cubos y Cubípodos bicapa ensayados en la UPV con oleaje irregular.

El método visual y el de la Malla Virtual proporcionan medidas significativamente diferentes en el caso de mantos de cubos y ligeramente diferentes en el caso de mantos de Cubípodos. La diferencia entre S<sub>e</sub> y S<sub>v</sub> es mayor si la porosidad inicial del manto de cubos fuera superior al 37%, por ejemplo 43% o 45% (porosidades de prototipo habituales en mantos de cubos bicapa), debido a la tendencia natural de los cubos a colocarse cara contra cara, provocando la compactación heterogénea del manto, tanto durante el proceso de construcción como durante la vida útil de la estructura.

Así pues, se puede afirmar que el método de la Malla Virtual proporciona medidas del daño adimensional más precisas, considerando la diferencia de porosidad en las distintas zonas del manto. Sin embargo, ninguno de los métodos tiene en cuenta los cambios de porosidad ni daños producidos en la capa inferior de los mantos bicapa.

#### IV.3.2.2. Funciones de fallo.

La avería del manto fue obtenida cualitativamente después de cada escalón de altura de ola, analizando visualmente el modelo y las fotografías del talud. Así pues, se determinaron los escalones en los que se produjeron los tres niveles de avería definidos anteriormente: Inicio de Avería (IA), Inicio de Avería de Iribarren (IAI) e Inicio de Destrucción (ID). Los valores cuantitativos medios del daño adimensional equivalente (S<sub>e</sub>) correspondientes a estos niveles de avería resultaron ser: S<sub>e</sub>(IA)=1.0, S<sub>e</sub>(IAI)=3.4 y S<sub>e</sub>(ID)=8.3 para el manto de cubos bicapa y S<sub>e</sub>(IA)=1.0, S<sub>e</sub>(IAI)=3.4 y S<sub>e</sub>(ID)=24.1 para el manto de Cubípodos bicapa.

Según Medina et al. (1994), los daños observados en mantos de escolleras naturales bicapa publicados por SPM (1984) y Van der Meer (1988a) siguen la relación de 1/5,



por lo que en esta tesis se realiza el análisis de averías de cubos y Cubípodos utilizando el daño adimensional equivalente linealizado,  $S_e^* = S_e^{1/5}$ .

Para comparar la evolución de la avería obtenida en los distintos ensayos realizados, se representa el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^*$ ) frente al número de estabilidad observado en los ensayos. Tal y como se ha justificado en el apartado III.3.2.2, a partir del modelo simplificado de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa, se puede definir la función de fallo generalizada, mediante la Ec. III.23, válida para distintos tipos de piezas con distintos  $K_D$ .

$$S^{0.2} = 1.6^{0.2} \frac{H_s}{\Delta D_n (K_D \cot \alpha)^{1/3}} = 1.6^{0.2} \frac{N_s}{(K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad \text{[III.23]}$$

Así pues, con el objetivo de comparación, la Ec. III.23 puede reescribirse en las Ec. IV.1 y IV.2, considerando  $\cot \alpha = 1.5$  y los valores de  $K_D$  propuestos por Medina y Gómez-Martín (2012),  $K_D = 6$  y  $K_D = 28$  para mantos de troncos bicapa de cubos y Cubípodos respectivamente.

$$\text{Cubos bicapa: } S^{0.2} = 0.53 N_s \quad \text{[IV.1.]}$$

$$\text{Cubípodos bicapa: } S^{0.2} = 0.32 N_s \quad \text{[IV.2.]}$$

#### IV.3.2.2.1. Resultados del análisis de averías en los ensayos de cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular UPV.

En la Fig. IV.33 se representa el daño adimensional linealizado frente al número de estabilidad obtenido en los ensayos regulares con mantos bicapa de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) realizados en la UPV, distinguiendo entre los ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) con Iribarren teórico:  $I_r = 2.5$  (círculos),  $I_r = 3.0$  (rombos),  $I_r = 3.5$  (cuadrados) e  $I_r = 4.0$  (triángulos); especificando por colores los escalones en los que se produjo alguno de los niveles de avería correspondientes a IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo). Los resultados se comparan con las Ec. IV.1 y IV.2 para cubos bicapa ( $K_D = 6$ ) y Cubípodos ( $K_D = 28$ ) bicapa respectivamente; equivalentes a la función de fallo generalizada (Ec. III.23) basada en el modelo simplificado de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa.

En estos primeros ensayos de estabilidad hidráulica con oleaje regular ya se pone de manifiesto la elevada estabilidad hidráulica del manto bicapa de Cubípodos frente al de cubos convencionales.

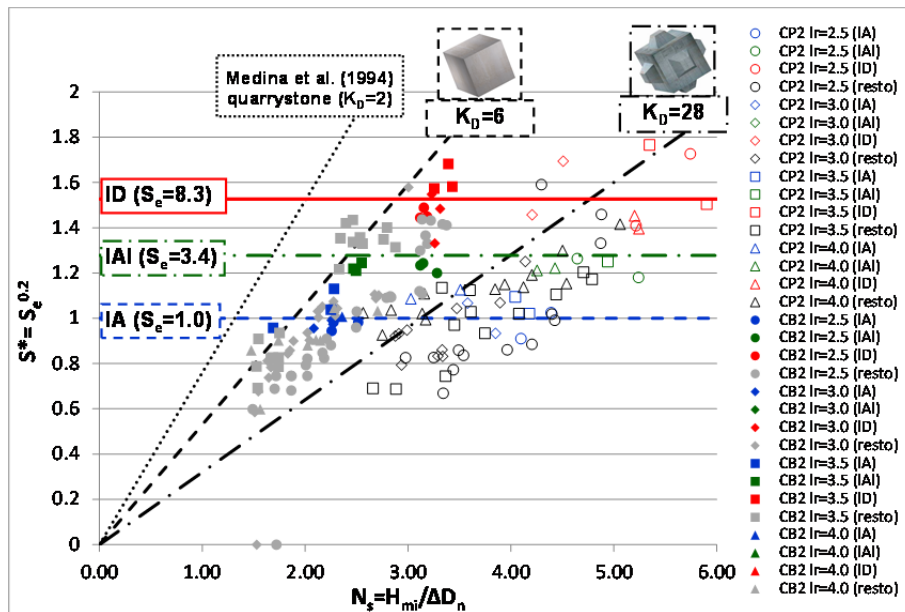


Figura IV.33. Daño adimensional equivalente linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular (UPV).

En las Fig. IV.34 y IV.35 se ha representado el Número de estabilidad obtenido en los ensayos con oleaje regular para cada nivel de avería, IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo), frente al número de Iribarren ( $I_r = \tan\alpha / (H_m / L_0)^{0.5}$ ) y frente al peralte ( $s = H_m / L_0$ ), respectivamente. Además se han representado las líneas horizontales correspondientes al número de estabilidad de diseño ( $N_{sd}$ ) asociado a los coeficientes de estabilidad recomendados por Medina y Gómez-Martín (2012),  $K_D=6$  para cubos y  $K_D=28$  para Cubípodos, según la ecuación generalizada de Hudson (Ec. III.22). Se observa que cuando el manto de cubos se encuentra en el nivel de Inicio de Destrucción, en el manto de Cubípodos todavía no se ha producido el Inicio de Averías.

En los resultados obtenidos en los ensayos con oleaje regular se observa que el IA se produce, en el caso de cubos para valores de  $N_s=2.1$  correspondiente a  $K_D=6$ , y en el caso de Cubípodos para valores de  $N_s \geq 3.5$ , correspondiente a  $K_D=28$ . Se observa que el ID de los cubos se produce para valores de  $N_s < 3.5$ , lo cual pone de manifiesto la elevada estabilidad hidráulica de los Cubípodos en comparación con los cubos.

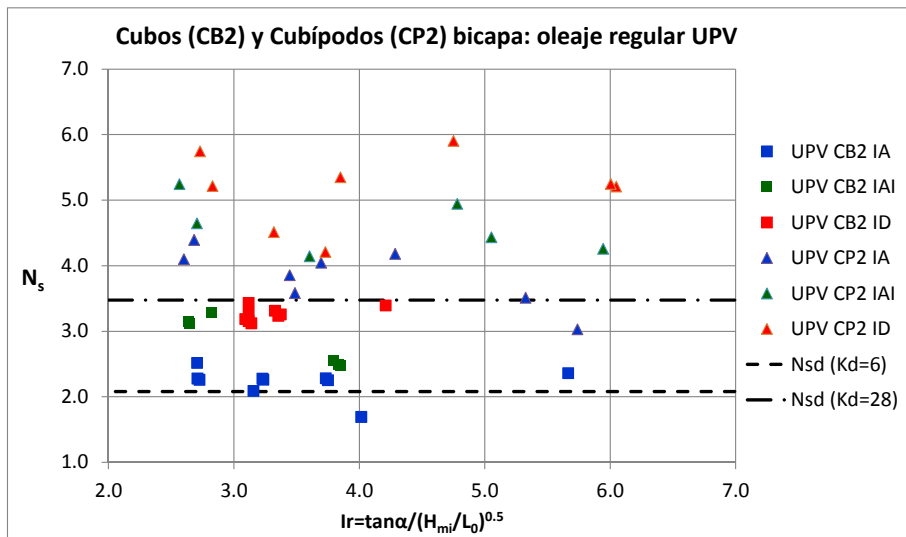


Figura IV.34. Número de estabilidad observado en cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular en función de  $Ir$ .

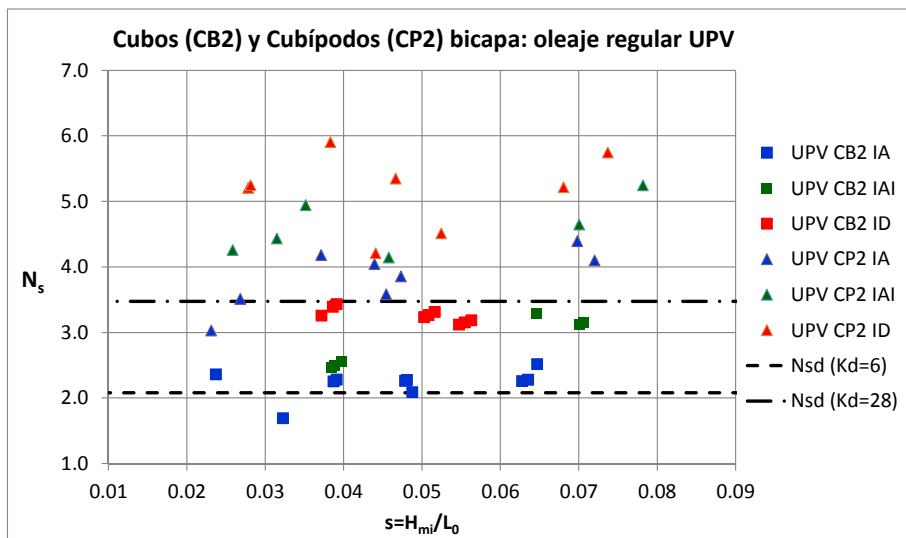


Figura IV.35. Número de estabilidad observado en cubos y Cubípodos bicapa con oleaje regular en función del peralte,  $s$ .

#### IV.3.2.2.2. Resultados del análisis de averías en los ensayos de cubos y Cubípodos con oleaje irregular UPV e INHA.

En primer lugar se comparan los resultados obtenidos en los ensayos con manto bicapa de cubos y Cubípodos en UPV e INHA. Posteriormente se compararán los resultados correspondientes a los ensayos de Cubípodos en una y dos capas realizados en INHA y UPV.

En la Fig. IV.36 se representa el daño adimensional equivalente linealizado frente al número de estabilidad obtenido en los ensayos irregulares con manto de cubos bicapa (CB2) y Cubípodos bicapa (CP2), distinguiendo entre los ensayos con Iribarren teórico,  $I_r=2.0$  (círculo),  $I_r=2.5$  (cuadrado),  $I_r=3.0$  (triángulo),  $I_r=3.5$  (rombo) e  $I_r=4.0$  (cruz). Los resultados se comparan con las funciones de fallo dadas por las Ec. IV.1 y IV.2 correspondientes a cubos bicapa ( $K_D=6$ ) y Cubípodos bicapa ( $K_D=28$ ) respectivamente; equivalentes a la función de fallo generalizada (Ec. III.23) basada en el modelo simplificado de Medina et al. (1994) para escolleras bicapa ( $K_D=2$  considerando  $H=H_s$  en Ec. III.21).

Los niveles de avería cualitativos para mantos bicapa se han representado con líneas horizontales correspondientes a IA (azul), IAI (verde) e ID (rojo). Estos niveles de avería se corresponden con distintos valores del daño adimensional equivalente ( $S_e$ ), siendo los valores medios obtenidos en los ensayos:  $S_e(IA)=1.0$  para cubos y Cubípodos,  $S_e(IAI)=3.4$  para cubos y Cubípodos, y  $S_e(ID)=8.3$  para cubos y  $S_e(ID)=24.1$  para Cubípodos. La gran diferencia obtenida en el daño adimensional medido medio para Inicio de Destrucción entre cubos y Cubípodos se debe a que este nivel de avería se alcanza cuando la capa de filtro es visible. En el caso del manto bicapa de Cubípodos, el número de Cubípodos de la capa superior que tiene que ser desplazado antes de que sea extraído o desplazado algún Cubípedo de la capa inferior es muy elevado, debido a la elevada estabilidad hidráulica del manto monocapa de Cubípodos (como se muestra en la Fig. IV.40).

Los resultados de los ensayos de estabilidad hidráulica con oleaje irregular realizados en la UPV y el INHA, corroboran la elevada estabilidad hidráulica del manto bicapa de Cubípodos frente al de cubos convencionales.

Al igual que sucedía con oleaje regular, se observa que los ensayos irregulares con Iribarren mayores producen daños mayores que los ensayos con Iribarren menores para el mismo número de estabilidad.

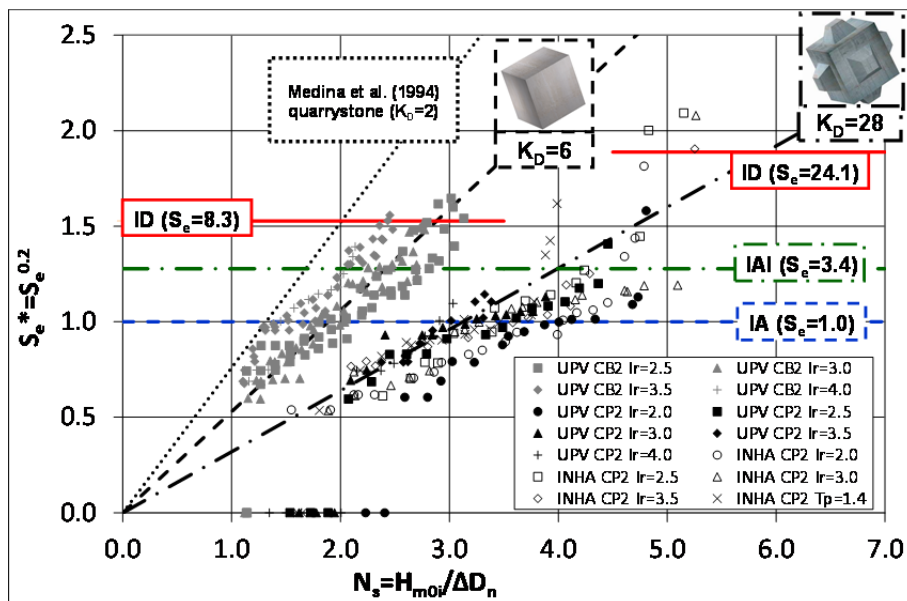


Figura IV.36. Daño adimensional equivalente linealizado en función del Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA).

La Fig. IV.37 muestra el número de estabilidad obtenido para cada nivel de avería (IA=azul, IAI=verde e ID=rojo) en los ensayos con mantos bicapa de cubos (cuadrados) y Cubípodos (UPV=rombos e INHA=triángulos) con oleaje irregular, frente al número de Iribarren de cálculo ( $Ir_{c01} = \tan \alpha / (H_c / L_{01})^{0.5}$ ), obtenido en función de la altura de ola de cálculo incidente ( $H_c = 1.4H_{m0i}$ ) y el periodo medio ( $T_{01}$ ), ya que es como se realizó la equivalencia entre oleaje regular e irregular en la metodología experimental. Asimismo, se han representado los números de estabilidad de diseño ( $N_{s,d}$ ) según los valores de  $K_D$  definidos por Medina y Gómez-Martín (2012) para troncos de cubos ( $K_D=6$ ) y Cubípodos ( $K_D=28$ ) bicapa.

La Fig. IV.38 muestra la misma información que la Fig. IV.37 pero en función del número de Iribarren de pico, considerando la altura de ola significativa incidente ( $H_{m0i}$ ) y el periodo de pico ( $T_p$ ):  $Ir_p = (2/3)T_p / (2\pi H_{m0i}/g)^{0.5}$ .

La Fig. IV.39 muestra la misma información que la Fig. IV.38 pero en función del peralte ( $s_{0p}$ ) ya que en estos ensayos aunque se ha mantenido constante el  $Ir$ , realmente, al no haber variado el talud de la estructura ( $H/V=1.5/1.0$ ) es como si se hubiera mantenido constante el peralte del oleaje.

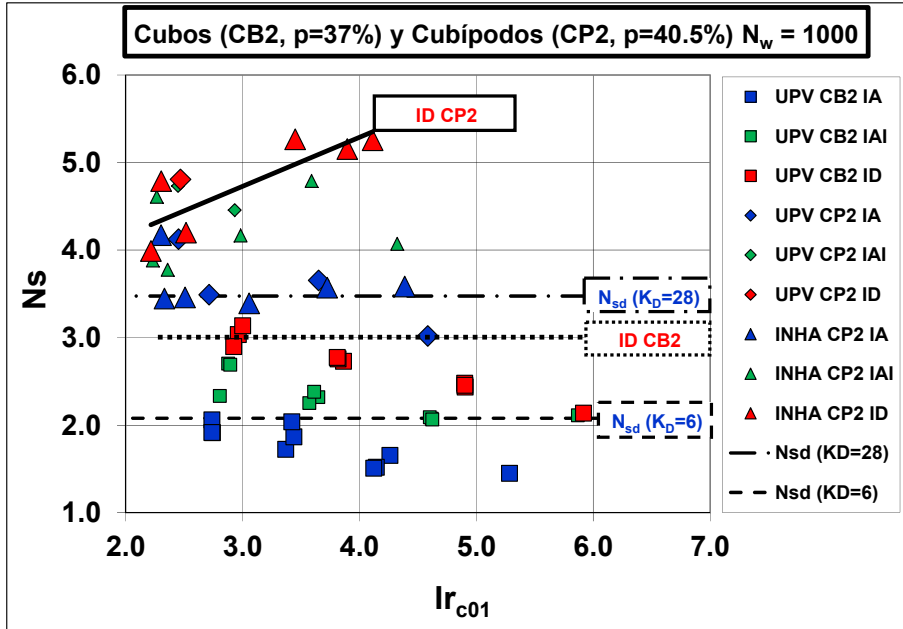


Figura IV.37. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubipodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $I_{r_{c01}}$ .

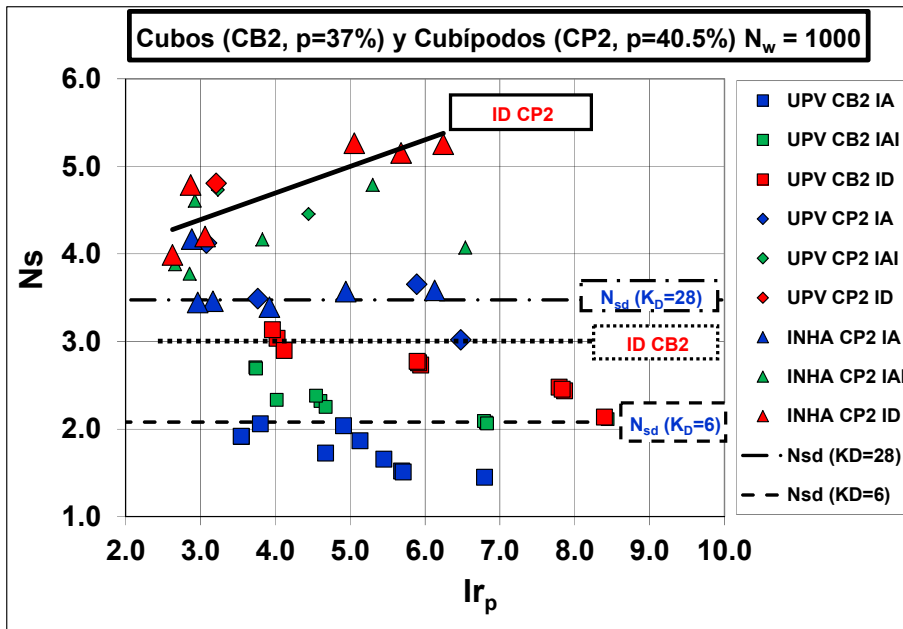


Figura IV.38. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubipodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $I_{r_p}$ .

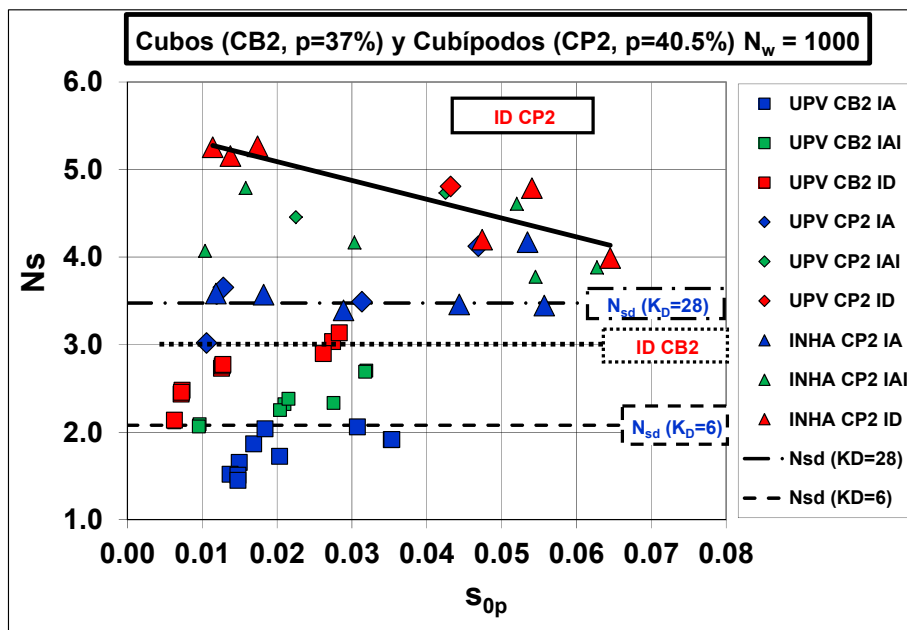


Figura IV.39. Número de estabilidad observado en ensayos de cubos (CB2) y Cubípodos (CP2) bicapa con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $s_{0p}$ .

Tal y como establecen Gómez-Martín y Medina (2014), la estabilidad hidráulica del manto bicapa de Cubípodos ( $p=40.5\%$ ) es mucho mayor que la del manto de cubos bicapa convencional ( $p=37\%$ ).

Las observaciones experimentales del  $N_s$  del manto de cubos bicapa concuerdan razonablemente con los resultados de los cuatro ensayos de cubos bicapa descritos por Van der Meer (1988a) y el USACE (2006), donde el peralte mostraba una cierta influencia en  $N_s$ .

El Inicio de Averías y el Inicio de Destrucción en el manto de Cubípodos bicapa muestra  $N_s(IA) > 3.0$  y  $N_s(ID) > 4.0$ , valores muy superiores a los observados para el manto de cubos bicapa con  $N_s(IA) < 2.0$  y  $N_s(ID) < 3.1$ .

Finalmente, se compara la estabilidad hidráulica del manto bicapa y monocapa de Cubípodos a partir de los ensayos con oleaje irregular realizados en INHA y UPV. Las Fig. IV.40, IV.41 y IV.42, muestran los números de estabilidad observados (oleaje incidente) en los ensayos de Cubípodos monocapa (CP1) realizados en INHA (círculos), así como los de los ensayos de Cubípodos bicapa (CP2) realizados en INHA (triángulos) y UPV (rombos), para Inicio de Avería (azul) e Inicio de Destrucción (rojo), en función de  $I_{r_{c01}}$ ,  $I_{r_p}$  y  $s_{0p}$ , respectivamente. Asimismo, se han representado los números de estabilidad de diseño ( $N_{sd}$ ) según los valores de  $K_D$  publicados por Medina y Gómez-Martín (2012) para troncos de Cubípodos monocapa ( $K_D=12$ ) y bicapa ( $K_D=28$ ).

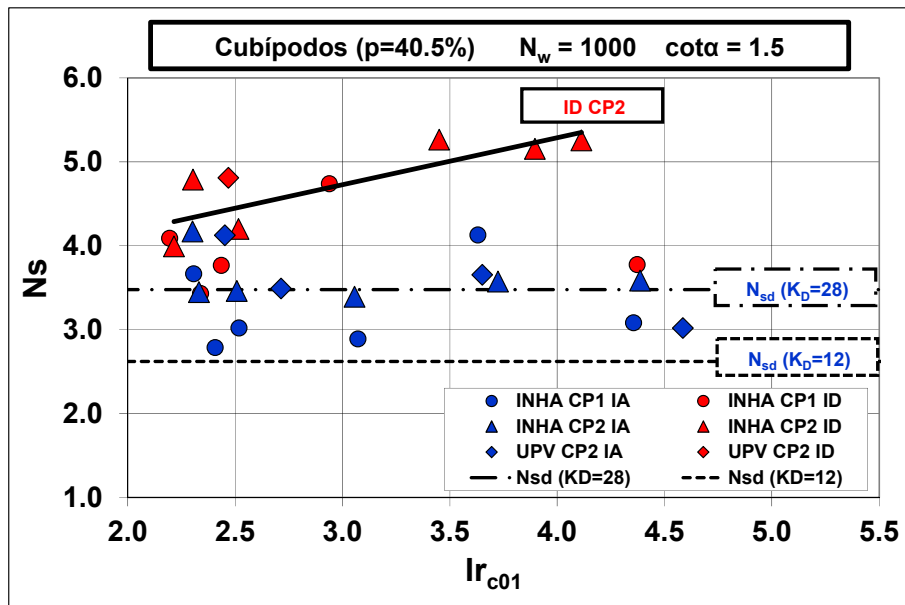


Figura IV.40. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubipodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $I_{r_{c01}}$ .

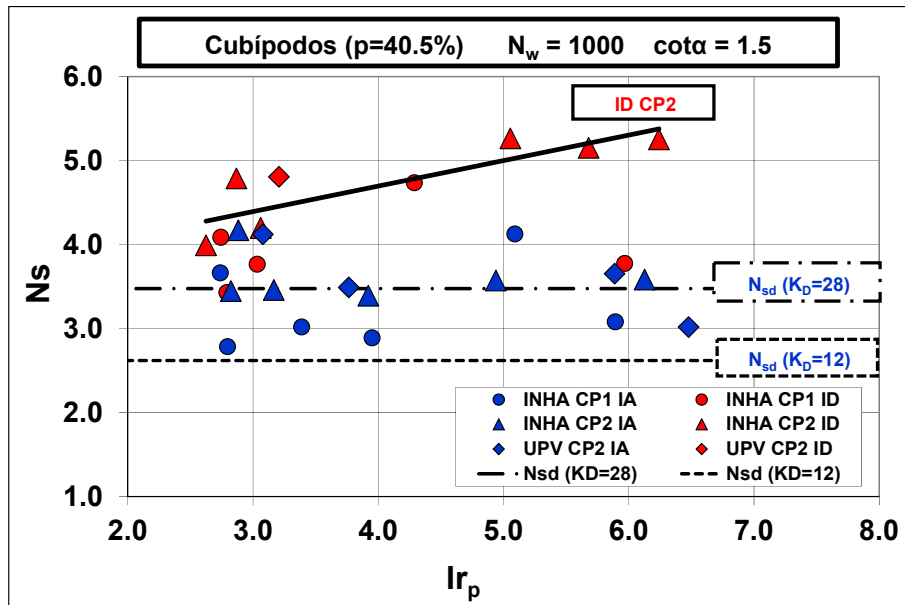


Figura IV.41. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubipodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $I_{r_p}$ .



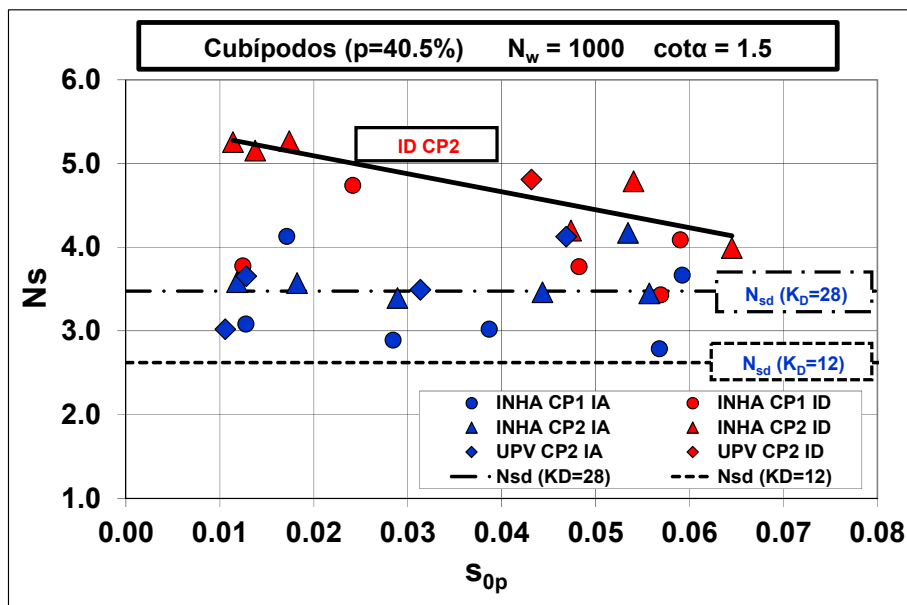


Figura IV.42. Número de estabilidad observado en ensayos de Cubípodos monocapa (CP1) y bicapa (CP2) con oleaje irregular (UPV + INHA), en función de  $s_{0p}$ .

El Inicio de Avería del manto de Cubípodos bicapa (triángulos y rombos azules) parece ser independiente del peralte y del número de Iribarren del oleaje,  $N_s(IA) \approx 3.4$ ; sin embargo, el Inicio de Destrucción de los Cubípodos bicapa (triángulos y rombos rojos) parece depender del peralte, con el mínimo valor de  $N_s(ID) \approx 4.0$  para el valor mayor del peralte,  $s_{0p}$  y por tanto para el Iribarren menor.

En el caso del manto monocapa de Cubípodos, el número de estabilidad a Inicio de Avería e Inicio de Destrucción presenta valores mínimos,  $N_s(IA) = 2.8$  y  $N_s(ID) = 3.4$ , inferiores a los números de estabilidad observados en el manto bicapa de Cubípodos, pero superiores a los observados en el manto bicapa de cubos convencional.

Los resultados de los ensayos 2D de estabilidad hidráulica realizados en INHA y UPV con mantos bicapa de Cubípodos presentan resultados consistentes.

### IV.3.3. Estudio de averías mediante redes neuronales.

Tal y como se ha explicado en el Capítulo III, para realizar este análisis se emplea el analizador de redes neuronales Neuroport desarrollado por Medina (1999), utilizando una optimización evolutiva del tipo (200+200)-ES para obtener redes neuronales podadas del tipo *feedforward* supervisadas. En este Capítulo se han realizado distintos modelos neuronales a partir de los resultados de los ensayos con Cubos y Cubípodos bicapa.

IV.3.3.1. Red Neuronal directa para estimar la avería de mantos bicapa de cubos (oleaje regular).

El modelo neuronal que permite estimar el daño asintótico máximo del manto de cubos ( $S_{0e}$ ) se ha obtenido a partir de los datos experimentales de avería con oleaje regular de los ensayos de cubos bicapa realizados en la UPV. Los datos han sido divididos aleatoriamente en dos grupos, el grupo de aprendizaje (80% de los datos) y el de chequeo (20% de los datos). La red neuronal está formada por dos neuronas en la capa de entrada, que son (1) la altura de ola media incidente ( $H_{mi}$ ) adimensionalizada con la altura de ola de iniciación de averías ( $H_{d=0}=11\text{cm}$ ) y (2) el número de Iribarren ( $Ir$ ); una capa oculta de tres neuronas (1 lineal y 2 no lineales) y una neurona de salida que es el daño adimensional equivalente linealizado con la relación  $1/5$  ( $S_e^* = S_e^{0.2}$ ) propuesta por Medina et al. (1994). La Fig. IV.43 muestra la estructura de la red neuronal obtenida después del proceso evolutivo.

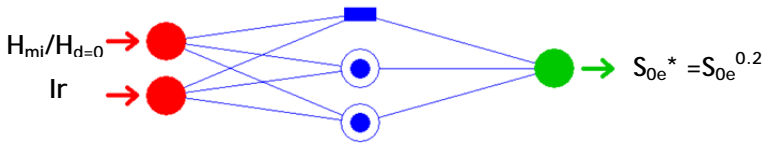


Figura IV.43. Configuración inicial de la red neuronal para oleaje regular.

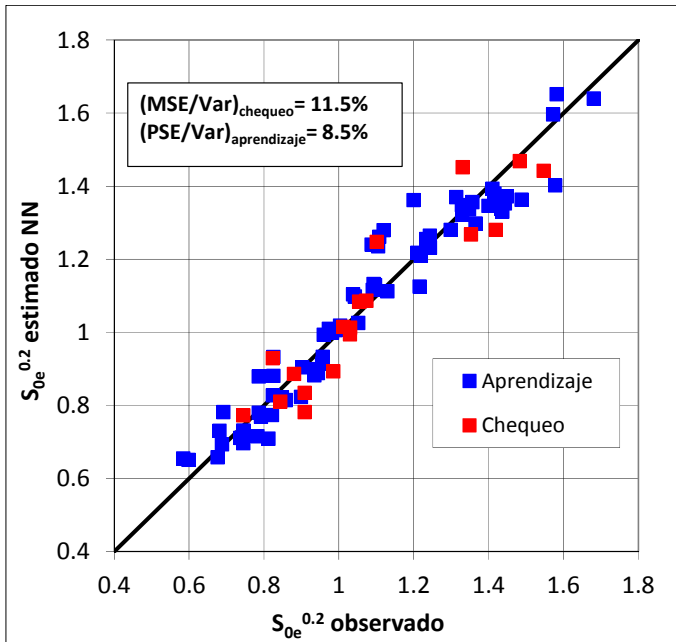


Figura IV.44. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de cubos con oleaje regular.

El modelo neuronal produce estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) sobre los datos de chequeo del 11.5%. En la Fig. IV.44 se muestra la validación cruzada entre los valores de daño observados experimentalmente y los estimados por el modelo neuronal, la cual demuestra la bondad del modelo.

Una vez la red ha aprendido el comportamiento del fenómeno que debe reproducir, se utiliza como un laboratorio virtual (ver Medina et al., 2002 y Garrido y Medina, 2012), en el que suministrando unos datos de entrada obtenemos la respuesta que ofrecería el modelo, según la manera en que lo ha entendido la red, con el objetivo de hacer explícitas las relaciones que ha capturado el modelo neuronal.

Así pues, se generan entradas aleatorias dentro de los rangos en los que ha sido entrenada la red y se obtienen valores de daño adimensional estimado  $S_{0e}^{0.2}$ , que representados para cada Ir en función de la altura de ola incidente adimensional, se observa que siguen tendencias lineales.

La Fig. IV.45 muestra el resultado de la simulación neuronal con oleaje regular, realizada para manto bicapa de cubos. En esta figura se ha representado el daño adimensional linealizado ( $S^{0.2}$ ) estimado por el modelo neuronal frente a la altura de ola adimensional ( $H_{mi}/H_{d=0}$ ), para cada número de Iribarren (Ir), obteniéndose tendencias lineales con Iribarren.

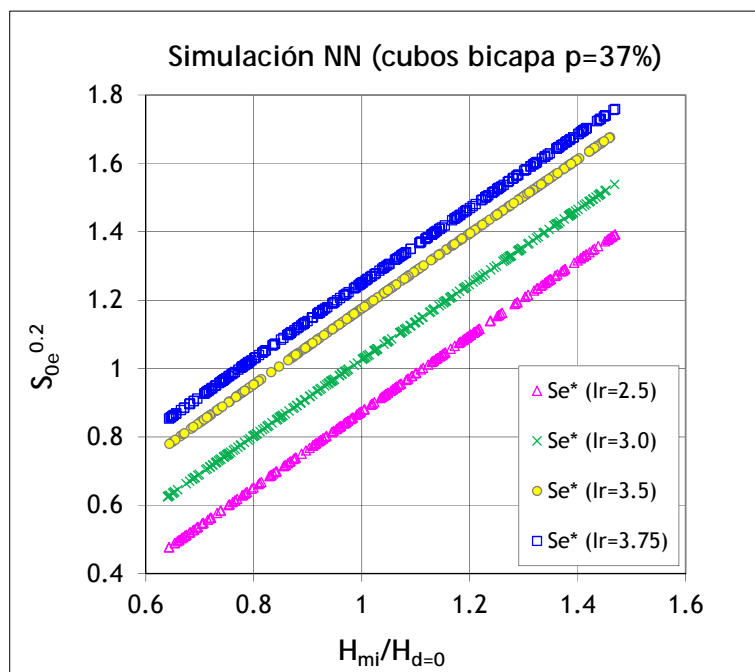


Figura IV.45. Simulación neuronal con oleaje regular del daño adimensional linealizado, para manto de cubos bicapa.

A partir de la Fig. IV.45 de daño adimensional linealizado,  $S_{0e}^*$ , proporcionada por la estimación neuronal, se puede ajustar la Ec. IV.3 que permite estimar el daño en función del número de Iribarren.

$$S_{0e}^* = S_{0e}^{0.2} = 1.03 \left( \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} \right) + 0.3 (Ir - 3.0) \quad [IV.3]$$

La nueva formulación proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) del 7.2% y un error generalizado igual a PSE/Var=9.3%. La Fig. IV.46 representa una validación cruzada entre las estimaciones de las Ec. IV.3 y las observaciones experimentales del daño adimensional linealizado, en los ensayos con oleaje regular y mantos bicapa de cubos.

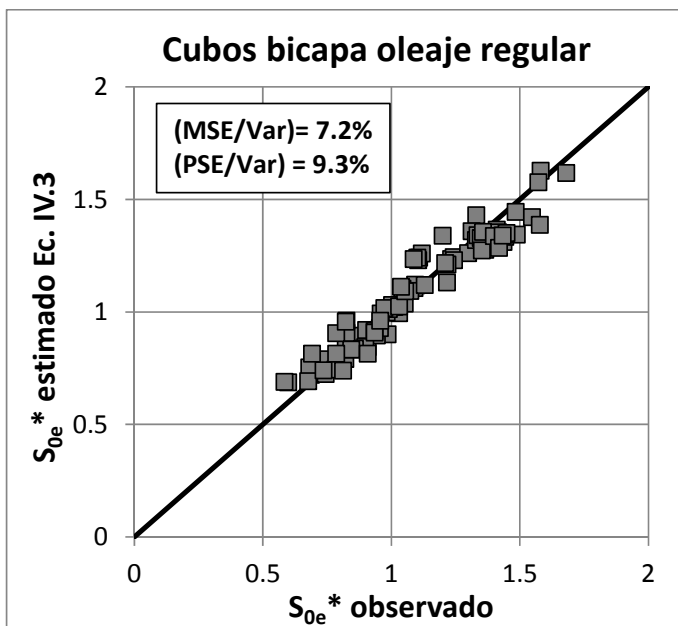


Figura IV.46. Valores del daño adimensional linealizado observados en los ensayos de cubos bicapa con oleaje regular y estimados por la Ec. IV.3.

O bien la Ec. IV.3 o bien el propio modelo neuronal se puede utilizar posteriormente al aplicar el modelo exponencial de olas individuales para estimar el daño máximo ( $S_{0e}$ ) que produciría cada una de las olas individuales como si de un oleaje regular se tratase.

IV.3.3.2. Red Neuronal inversa para estimar el número de estabilidad asociado a distintos niveles de daño en función del peralte de mantos de cubos bicapa (oleaje irregular).

A partir de los ensayos de cubos bicapa con oleaje irregular se puede definir una red inversa que permite estimar el número de estabilidad incidente en función del peralte ( $s_{0m}$ ) y el nivel de averías ( $S_e^* = S_e^{0.2}$ ). Los datos experimentales han sido divididos aleatoriamente en dos grupos, el grupo de aprendizaje (80% de los datos) y el de chequeo (20% de los datos). La salida de esta red inversa es el número de estabilidad,  $N_s$ , siendo el nivel de daño  $S_e^*$  una de las variables de entrada y el peralte medio ( $s_{0m}$ ) la otra.

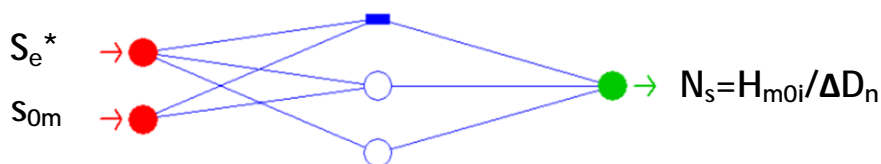


Figura IV.47. Estructura final de la red neuronal inversa para cubos bicapa y oleaje irregular.

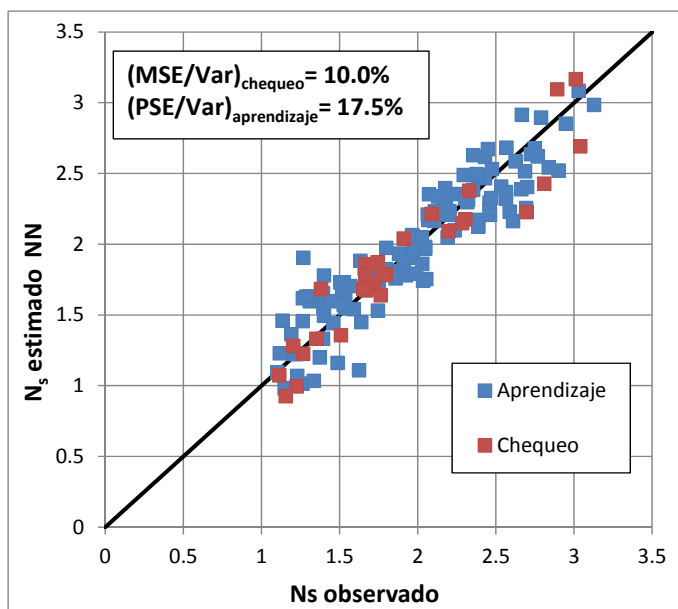


Figura IV.48. Valores del número de estabilidad observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de cubos con oleaje irregular.

La Fig. IV.47 muestra la estructura de la red neuronal podada obtenida después de la evolución. Tras entrenar y chequear la red neuronal podada se ha obtenido un

error cuadrático medio relativo (MSE/Var) sobre los datos de chequeo del 10.0%, siendo el error generalizado del proceso (PSE/Var) igual al 17.5%. La Fig. IV.48 muestra la validación cruzada entre las observaciones experimentales y las estimaciones neuronales.

Este modelo neuronal permite hacer simulaciones para obtener curvas que estimen el  $N_s$  en función del daño para distintos peraltes, de esta forma la Fig. IV.49 muestra las simulaciones neuronales de  $N_s$  obtenidas para 3 peraltes medios en función del daño adimensional equivalente linealizado.

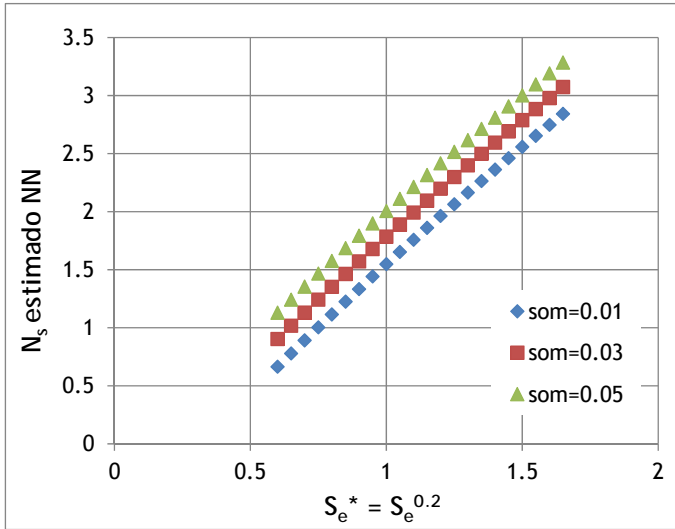


Figura IV.49. Simulación neuronal con oleaje irregular del número de estabilidad en función del daño adimensional linealizado, para manto de cubos bicapa.

A partir de la Fig. IV.49, proporcionada por la estimación neuronal, se puede ajustar la Ec. IV.4 que permite estimar el número de estabilidad de los mantos de cubos bicapa en función del daño adimensional equivalente y del peralte del oleaje.

$$N_s = 2 S_e^{0.2} + 10 (s_{0m} - 0.05) \quad [IV.4]$$

La nueva formulación proporciona estimaciones del  $N_s$  con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) del 14.0% y un error generalizado igual a PSE/Var=14.5%. La Fig. IV.50 representa una validación cruzada entre las estimaciones de la Ec. IV.4 y las observaciones experimentales del  $N_s$ , en los ensayos con oleaje irregular y mantos bicapa de cubos.

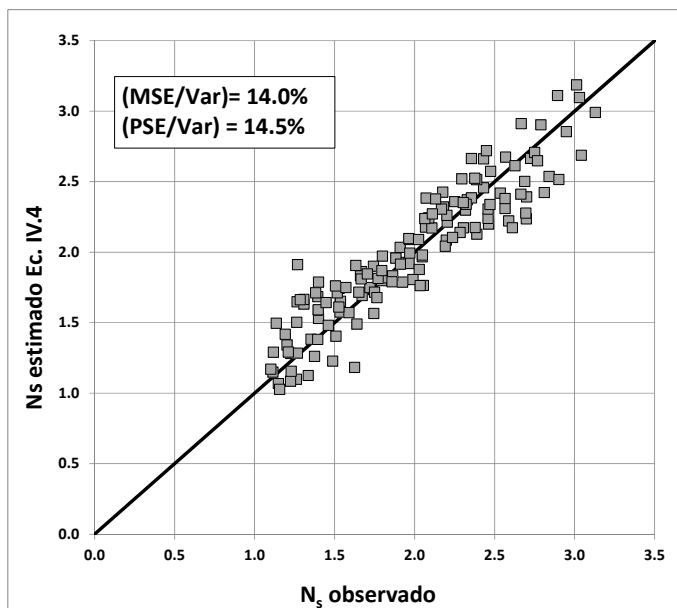


Figura IV.50. Valores del  $N_s$  observados en los ensayos de cubos bicapa con oleaje irregular y estimados por la Ec. IV.4.

Además, esta red neuronal permite hacer simulaciones para obtener curvas de diseño para las que, fijado un nivel de avería (valores adimensionales del daño) y conocido el peralte del oleaje, estimen el número de estabilidad que lo produciría, tal y como se ha realizado en el apartado III.3.3.2.2 con las escolleras. Esta clase de curvas son de difícil justificación, por métodos convencionales, los cuales se basan en un número limitado de ensayos.

#### IV.3.3.3. Red Neuronal inversa para estimar el número de estabilidad asociado a distintos niveles de daño en función del peralte de mantos de Cubípodos bicapa (oleaje irregular).

A partir de los ensayos de Cubípodos bicapa con oleaje irregular realizados en INHA y UPV se ha definido una red inversa que permite estimar el número de estabilidad incidente en función del peralte ( $s_{0m}$ ) y el nivel de averías ( $S_e^* = S_e^{0.2}$ ). Los datos experimentales han sido divididos aleatoriamente en dos grupos, el grupo de aprendizaje (80% de los datos) y el de chequeo (20% de los datos). La salida de esta red inversa es el número de estabilidad,  $N_s$ , siendo las variables de entrada: (1) el nivel de daño  $S_e^*$ , (2) el peralte medio ( $s_{0m}$ ) y (3) el laboratorio que realizó los ensayos (INHA=1 y UPV=0). Al introducir el laboratorio como variable de entrada se va a poder comprobar si existen diferencias entre los resultados obtenidos por ambos laboratorios o si por el contrario, realmente los resultados son comparables y consistentes.

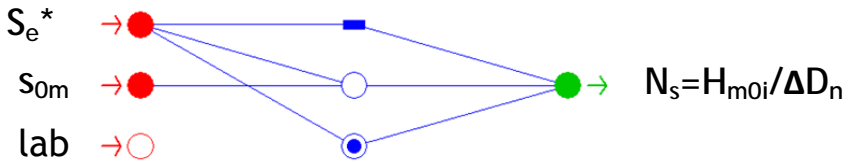


Figura IV.51. Estructura final de la red neuronal inversa para Cubípodos bicapa y oleaje irregular.

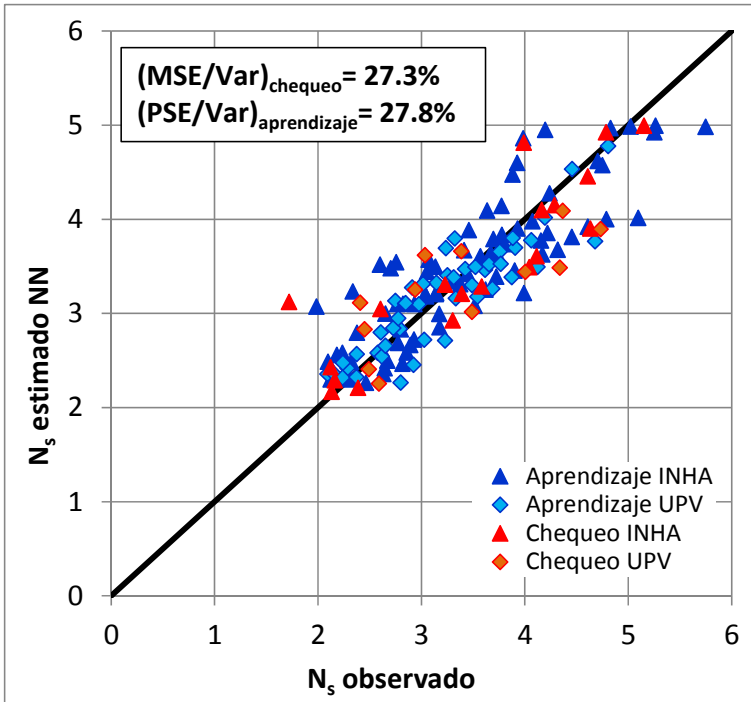


Figura IV.52. Valores del número de estabilidad observados en los ensayos y estimados por el modelo neuronal de Cubípodos bicapa con oleaje irregular.

La Fig. IV.51 muestra la estructura de la red neuronal podada obtenida después de la evolución, donde las neuronas y conexiones no necesarias han sido eliminadas en el proceso evolutivo; como se observa, la variable de entrada “laboratorio” ha sido desconectada, lo cual se debe a que la red neuronal no la considera una variable explicativa del  $N_s$  observado en los ensayos, esto significa que los resultados obtenidos en los ensayos 2D de estabilidad hidráulica de Cubípodos son independientes del laboratorio que los realice. Tras entrenar y chequear la red neuronal podada se ha obtenido un error cuadrático medio relativo ( $MSE/Var$ ) sobre los datos de chequeo del 27.3%, siendo el error generalizado del proceso ( $PSE/Var$ )



igual al 27.8%. La Fig. IV.52 muestra la validación cruzada entre las observaciones experimentales de INHA y UPV y las estimaciones neuronales.

Este modelo neuronal permite hacer simulaciones para obtener curvas que estimen el  $N_s$  en función del daño para distintos peraltes, de esta forma la Fig. IV.53 muestra las simulaciones neuronales de  $N_s$  obtenidas para 3 peraltes medios en función del daño adimensional equivalente linealizado. Se observa que el  $N_s$  es prácticamente independiente del peralte. Sin embargo se aprecia un cambio de tendencia en la relación lineal existente entre el número de estabilidad y el daño adimensional equivalente a partir de nivel de Inicio de Avería de Iribarren (IAI), el cual se corresponde con un valor del daño adimensional equivalente de  $S_e=3.4$ .

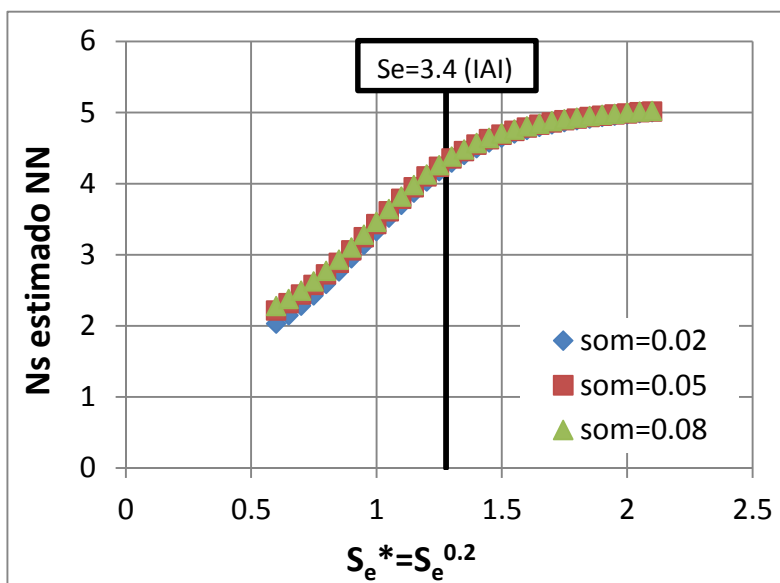


Figura IV.53. Simulación neuronal con oleaje irregular del número de estabilidad en función del daño adimensional linealizado, para manto de Cubípodos bicapa.

A partir de la Fig. IV.53, proporcionada por la estimación neuronal, se pueden ajustar las Ec. IV.5 y IV.6 que permiten estimar el número de estabilidad de los mantos de Cubípodos bicapa en función del daño adimensional equivalente en mantos bicapa de Cubípodos sometidos a oleaje irregular.

$$N_s = 3.3 S_e^{0.2} + 0.1 \quad \text{si } S_e < 3.4 \quad \text{[IV.5]}$$

$$N_s = 0.7 S_e^{0.2} + 3.6 \quad \text{si } S_e \geq 3.4 \quad \text{[IV.6]}$$

La nueva formulación proporciona estimaciones del  $N_s$  con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) del 26.9% y un error generalizado igual a PSE/Var=28.0%.

La Fig. IV.54 representa una validación cruzada entre las estimaciones de las Ec. IV.5 IV.6 y las observaciones experimentales del  $N_s$ , en los ensayos con oleaje irregular y mantos bicapa de Cubípodos (CP2) realizados en INHA y UPV.

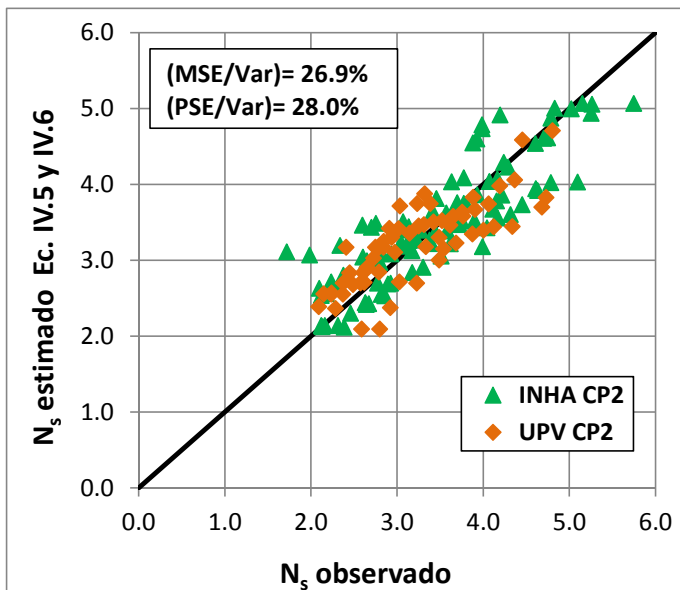


Figura IV.54. Valores de  $N_s$  observados en los ensayos de Cubípodos bicapa con oleaje irregular y estimados por las Ec. IV.5 y IV.6.

#### IV.3.4. Modelo de progresión de daños en el manto principal de cubos.

Finalmente, en este capítulo se presenta la estimación del parámetro Daño medio ( $n_{50\%}$ ) del modelo exponencial de olas individuales presentado en el Capítulo III, para el caso del manto principal bicapa formado por bloques cúbicos de hormigón, a partir de los resultados de los ensayos 2D de estabilidad hidráulica con cubos bicapa realizados en la UPV.

El modelo exponencial de olas individuales no ha podido ser aplicado a los ensayos de Cubípodos ya que su elevada estabilidad hidráulica y capacidad de auto-reparación hace que la evolución del daño no siga un comportamiento exponencial.

##### IV.3.4.1. Obtención del parámetro daño medio ( $n_{50\%}$ ) en cubos.

A partir de los ensayos con oleaje regular realizados con el modelo de cubos bicapa, se puede obtener el parámetro daño medio, ya que estos ensayos se realizaron lanzando trenes de 25 olas regulares dentro de cada escalón de altura de ola, hasta llegar a 500 olas, momento en el que se considera que se ha producido la

estabilización del talud para cada altura de ola. De forma que tenemos medidas discretas del daño cada 25 olas; por lo que aplicando la versión discreta derivada (ver Ec. III.34) se pueden obtener valores del número de olas que producen el daño medio (n50%) para cada uno de los trenes.

Al ser valores discretos se obtienen resultados dispersos, por lo que se ha considerado el valor medio de los n50% obtenidos para cada escalón de altura de ola. Así pues, para cada número de Iribarren ensayado se ha obtenido la media y desviación típica de los n50% estimados en los distintos escalones de altura de ola. Los valores medios obtenidos del parámetro n50% para los cubos, han resultado ser también dependientes del número de Iribarren, en el caso de  $I_r=2.5$ , se precisan 175 olas para alcanzar el 50% del daño máximo  $S_{0e}$ ; mientras que en los casos de  $I_r=3.0$  e  $I_r=3.5$  sólo son necesarias 90 olas para conseguir el daño medio.

Si  $I_r = 2.5 \Rightarrow n_{50\%} = 175$

Si  $I_r \geq 3.0 \Rightarrow n_{50\%} = 90$

En la Fig. IV.55 se observa que los cubos tienen una mayor resistencia que las escolleras, aunque su comportamiento es más irregular, las escolleras tienen un comportamiento exponencial más suave que los cubos. Tal y como se había observado experimentalmente el daño asintótico  $S_{0e}$  se alcanza con mayor rapidez cuanto mayor es el número de Iribarren, por lo que es razonable que el daño medio se consiga con menor número de olas cuanto mayor es  $I_r$ .

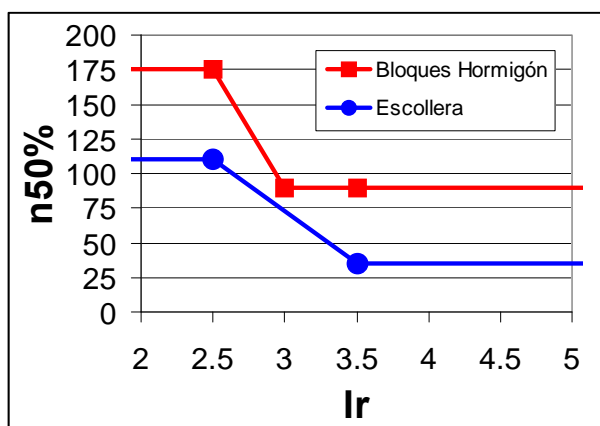


Figura IV.55. Parámetro n50% del modelo exponencial de olas individuales en función de  $I_r$  y del tipo de pieza.

IV.3.4.2. Aplicación del modelo exponencial de olas individuales a mantos de cubos bicapa.

A continuación se comprueba si el modelo exponencial de olas individuales de evolución de averías, reproduce los resultados obtenidos en los ensayos de cubos bicapa de la UPV.

Para ello, en primer lugar se obtienen las alturas de ola y periodos individuales de todos los registros de oleaje incidente, regular e irregular, de esta forma aplicaremos el modelo exponencial de olas individuales a cada una de las olas generadas.

En segundo lugar, se calcula el daño asintótico  $S_{0e}$  que produciría cada una de las olas individuales como si de un oleaje regular se tratase, a partir del modelo neuronal obtenido en el apartado IV.3.3.1 (ver Ec. IV.3).

Por último se aplica a cada ola individual el modelo exponencial discreto (Ec. III.33), con sus restricciones, para obtener valores de daños  $S_i$  asociados a cada una de las olas individuales (H,Ir).

$$S_i^{H,Ir} = S_{i-1} + \left( \frac{1}{n50\%_i} \right) \ln 2 \left( S_{0i}^{H,Ir} - S_{i-1} \right) \quad \text{si } S_{0i}^{H,Ir} > S_{i-1} \quad \text{[III.33]}$$

$$S_i^{H,Ir} = S_{i-1} \quad \text{si } S_{0i}^{H,Ir} \leq S_{i-1}$$

Considerando los siguientes valores del parámetro daño medio (n50%):

Si  $I_r \leq 2.5$ :  $n50\% = 175$

Si  $I_r \geq 3.0$ :  $n50\% = 90$

Si  $2.5 < I_r < 3.0$ :  $n50\% =$  interpolación lineal entre 175 y 90

Los resultados del modelo exponencial aplicado a los ensayos con oleaje regular se recogen en las Fig. IV.56 a IV.59. Los resultados del modelo exponencial aplicado a los ensayos con oleaje irregular se muestran en las Fig. IV.60 a IV.63.

Asumiendo que los errores relativos se distribuyen de manera gaussiana, se calcula el error cuadrático medio relativo (ECMR) cometido en la obtención del daño (Ec. III.35); este cálculo se realiza a partir del nivel de daño próximo al Inicio de Avería ( $S_{0e}=0.9$ ) y tomando incrementos del daño estimado de 0.1. Hay que señalar, que no se calcula el ECMR tomando saltos de N olas, para evitar dar mucho peso a los daños pequeños.

$$ECMR = \sqrt{\frac{\sum \left( \frac{S_i - S}{S_i} \right)^2}{N}} \quad \text{[III.35]}$$

Donde  $S_i$  es el daño obtenido con el modelo exponencial igual a 0.9, 1.0, 1.1, 1.2...; para este daño fijado se obtiene el número de ola que lo ha producido, siendo  $S$  es el daño que resulta para esa ola, al interpolar entre los dos valores observados de daño experimental equivalente ( $S_e$ ).

Los errores cuadráticos medios relativos obtenidos se resumen en las Tablas IV.10 y IV.11.

Ensayos cubos bicapa con oleaje regular										
	lr=2.5			lr=3.0			lr=3.5			lr=4.0
Repetición	25_01	25_02	25_03	30_01	30_02	30_03	35_01	35_02	35_03	40_01
ECMR (%)	11	38	14	27	40	35	22	21	38	80

Tabla IV.10. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños de mantos de cubos en ensayos con oleaje regular.

Ensayos cubos bicapa con oleaje irregular										
	lr=2.5			lr=3.0			lr=3.5			lr=4.0
Repetición	25_01	25_02	25_03	30_01	30_02	30_03	35_01	35_02	35_03	40_01
ECMR (%)	31	38	43	33	36	51	31	46	42	61

Tabla IV.11. ECMR (%) del modelo exponencial en la estimación de daños de mantos de cubos en ensayos con oleaje irregular.

En el caso de mantos de cubos bicapa, se han obtenido con el modelo exponencial, excepto en el caso del ensayo con lr=4.0, errores cuadráticos medios relativos en la estimación del daño del orden del 30%-40%, errores que son del mismo orden de magnitud que la propia variabilidad intrínseca de la respuesta estructural de los diques en talud, la cual en el Capítulo III de esta tesis se ha estimado que es del 30%. Por tanto, los errores observados en el modelo exponencial de progresión de daños propuesto (ECMR=30-40%) parecen razonables de acuerdo con la variabilidad intrínseca del proceso estudiado.

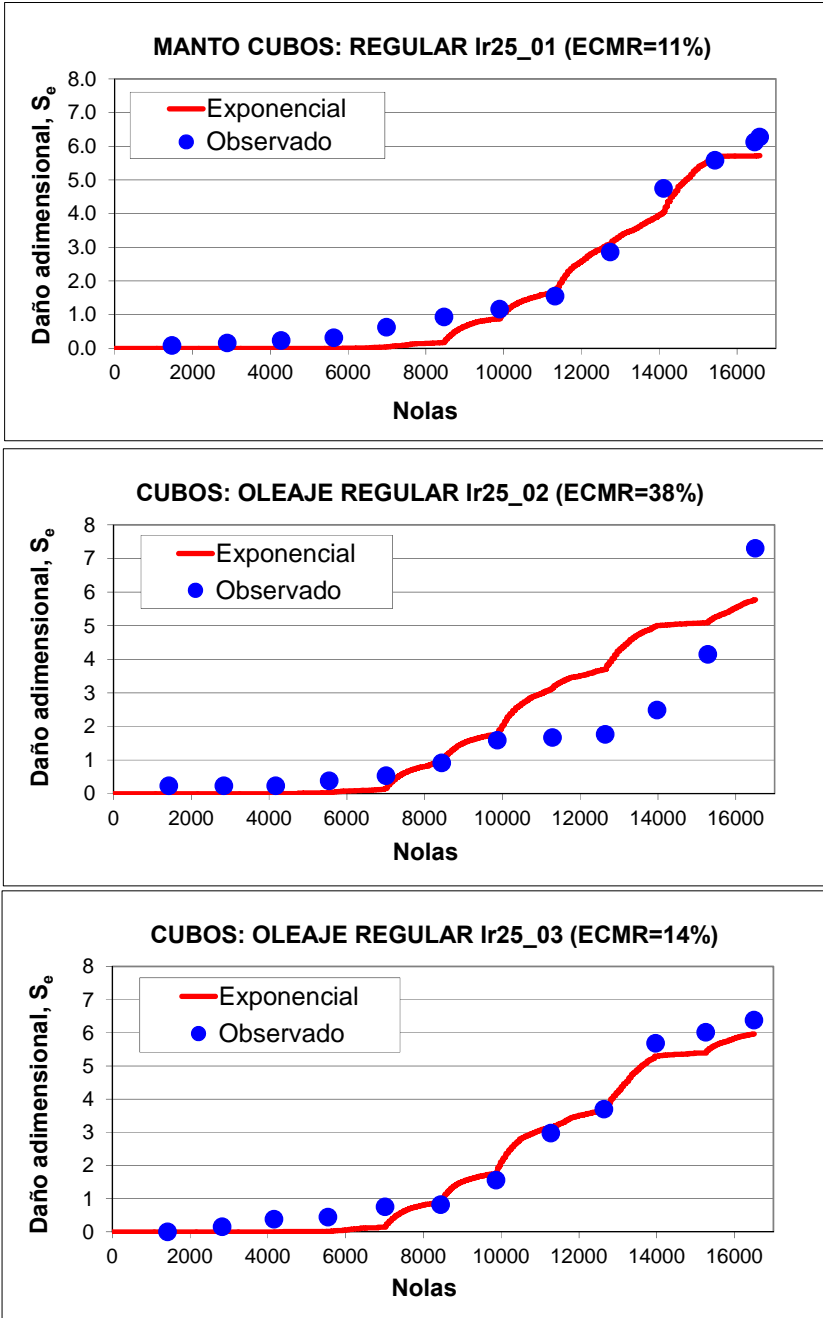


Figura IV.56. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular, Ir=2.5.

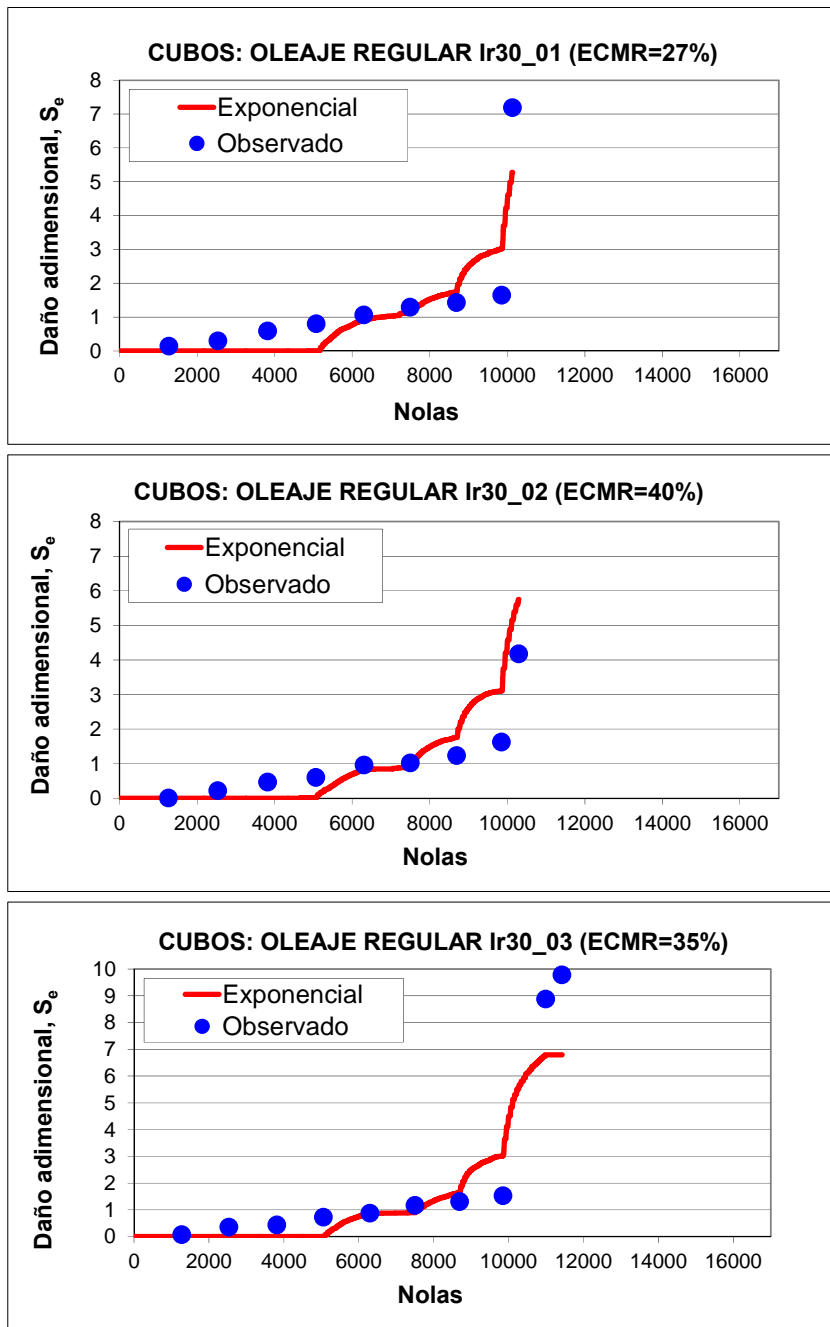


Figura IV.57. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $Ir=3.0$ .

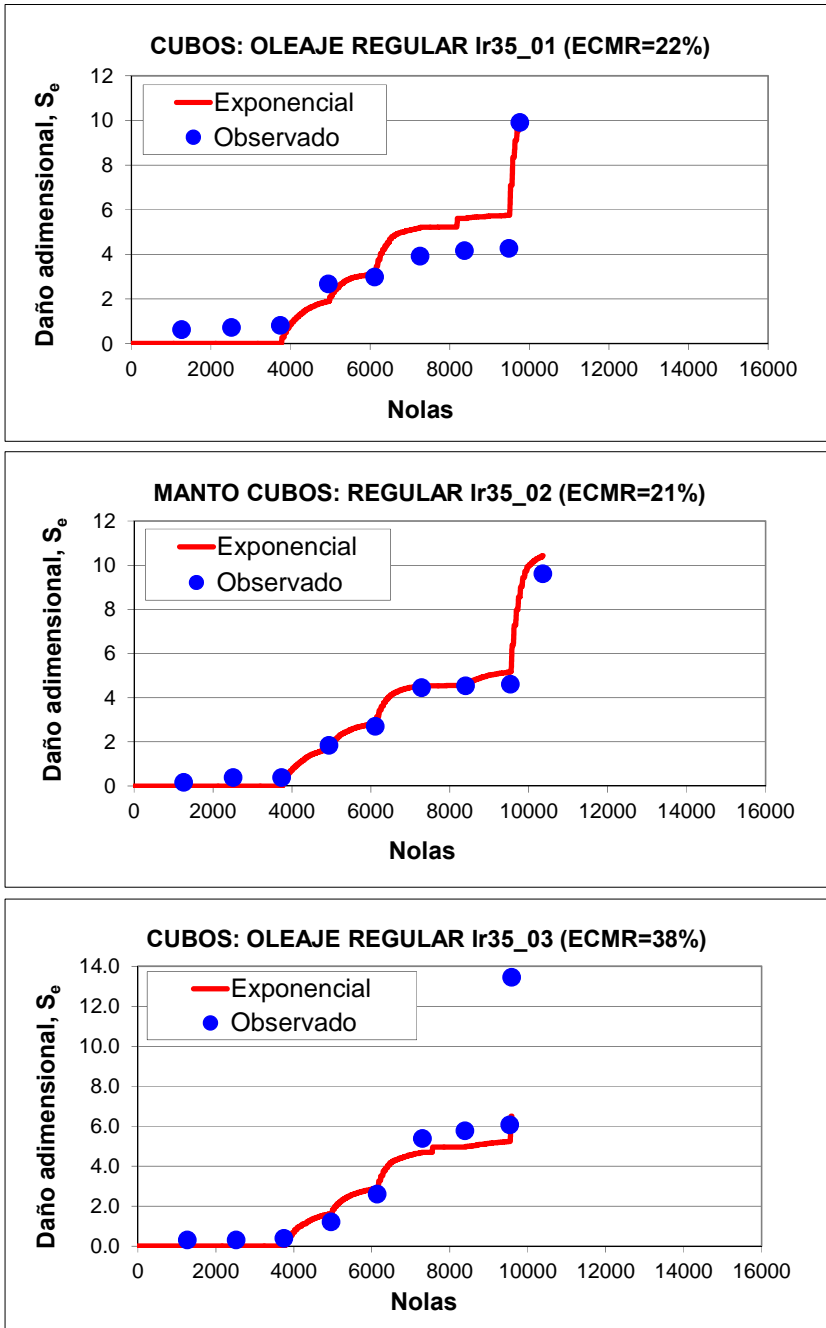


Figura IV.58. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $Ir=3.5$ .



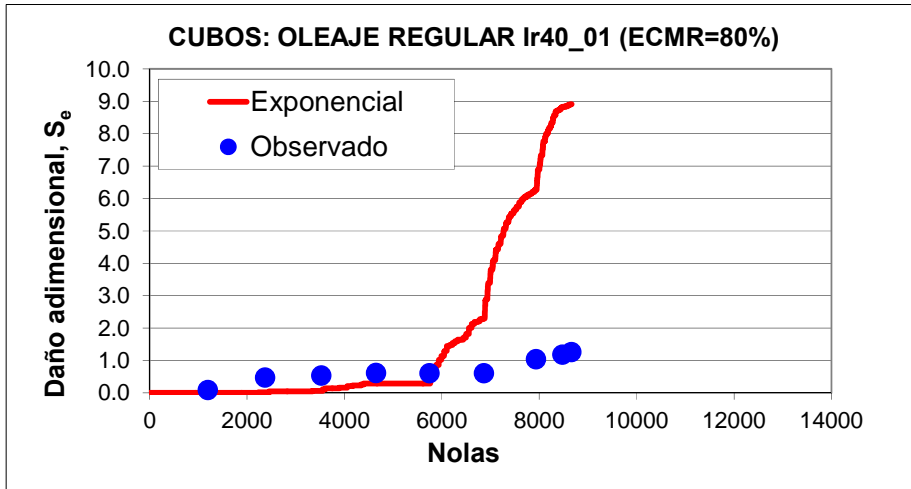


Figura IV.59. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje regular,  $Ir=4.0$ .

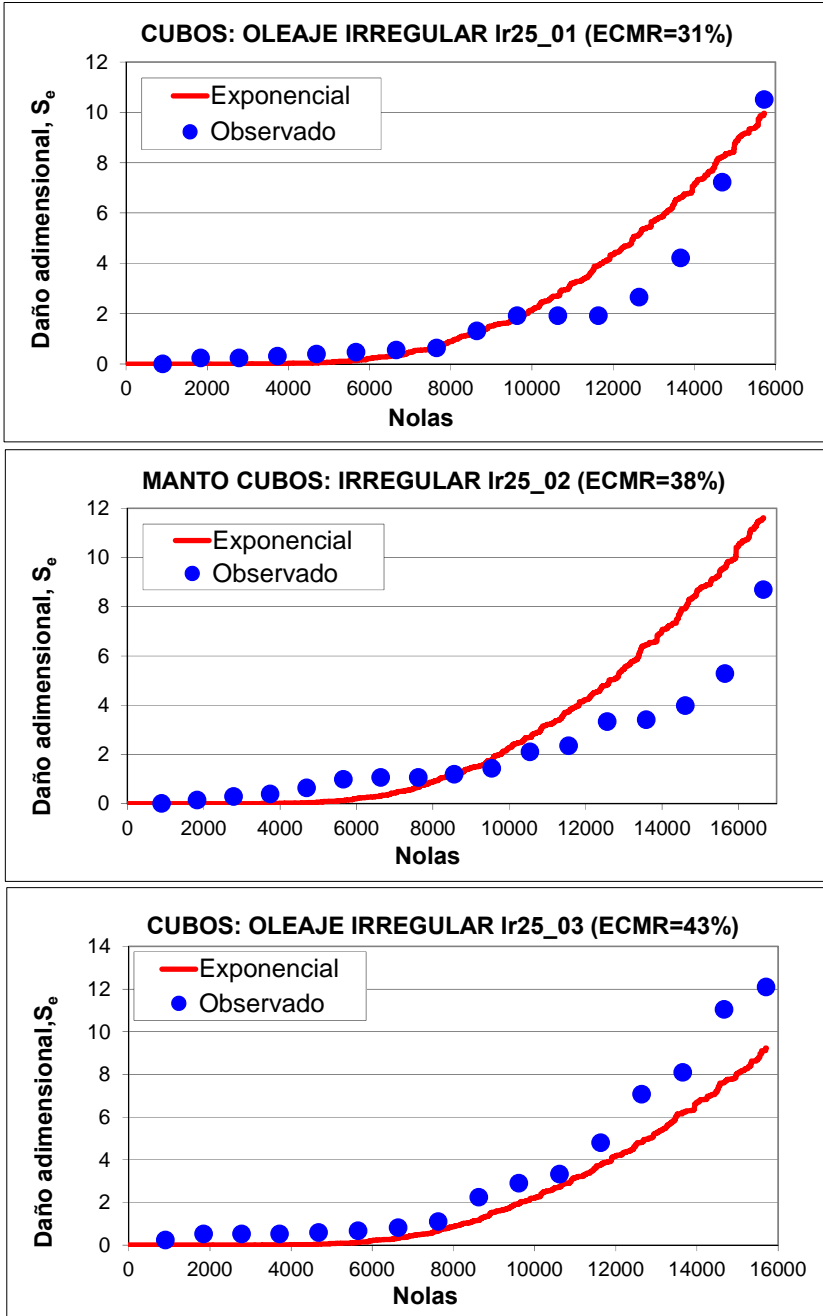


Figura IV.60. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $Ir=2.5$ .

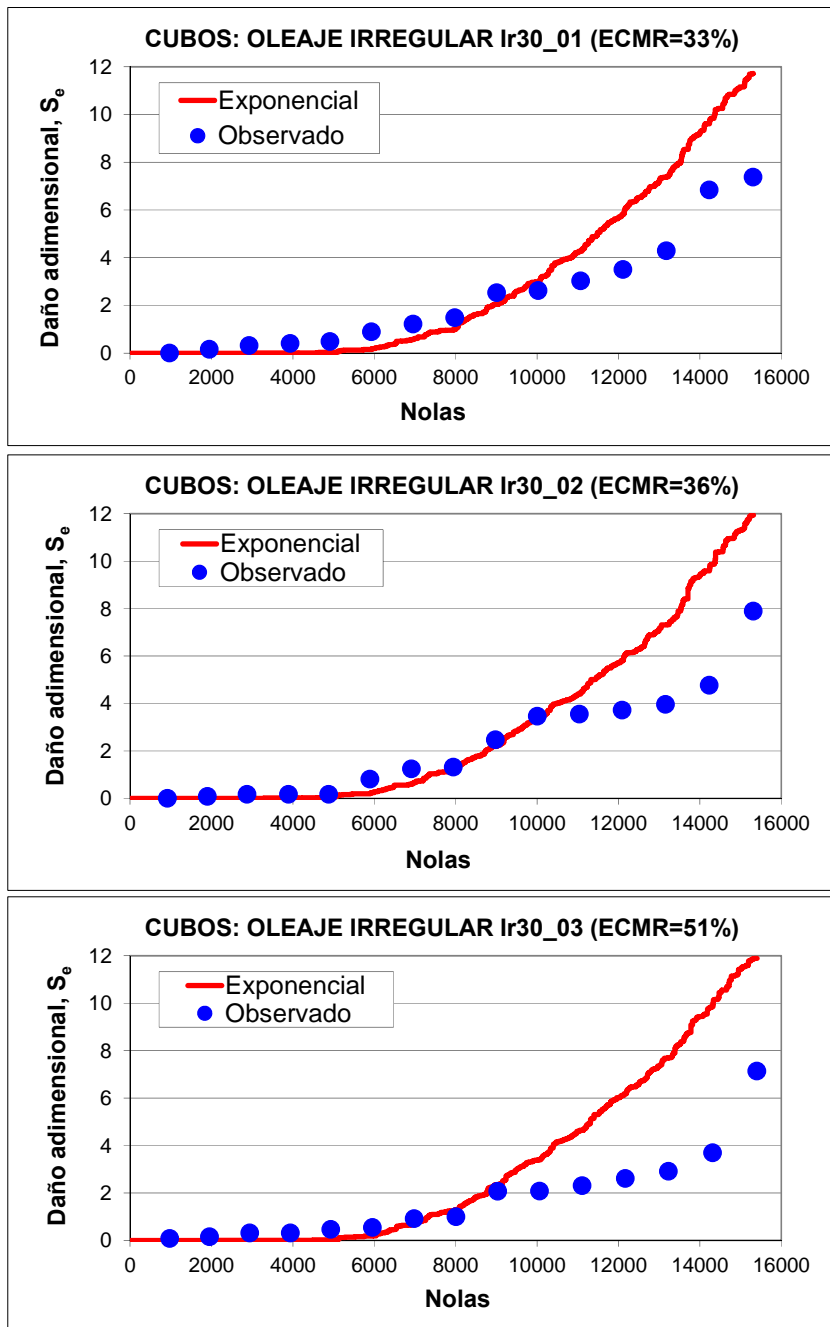


Figura IV.61. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $Ir=3.0$ .

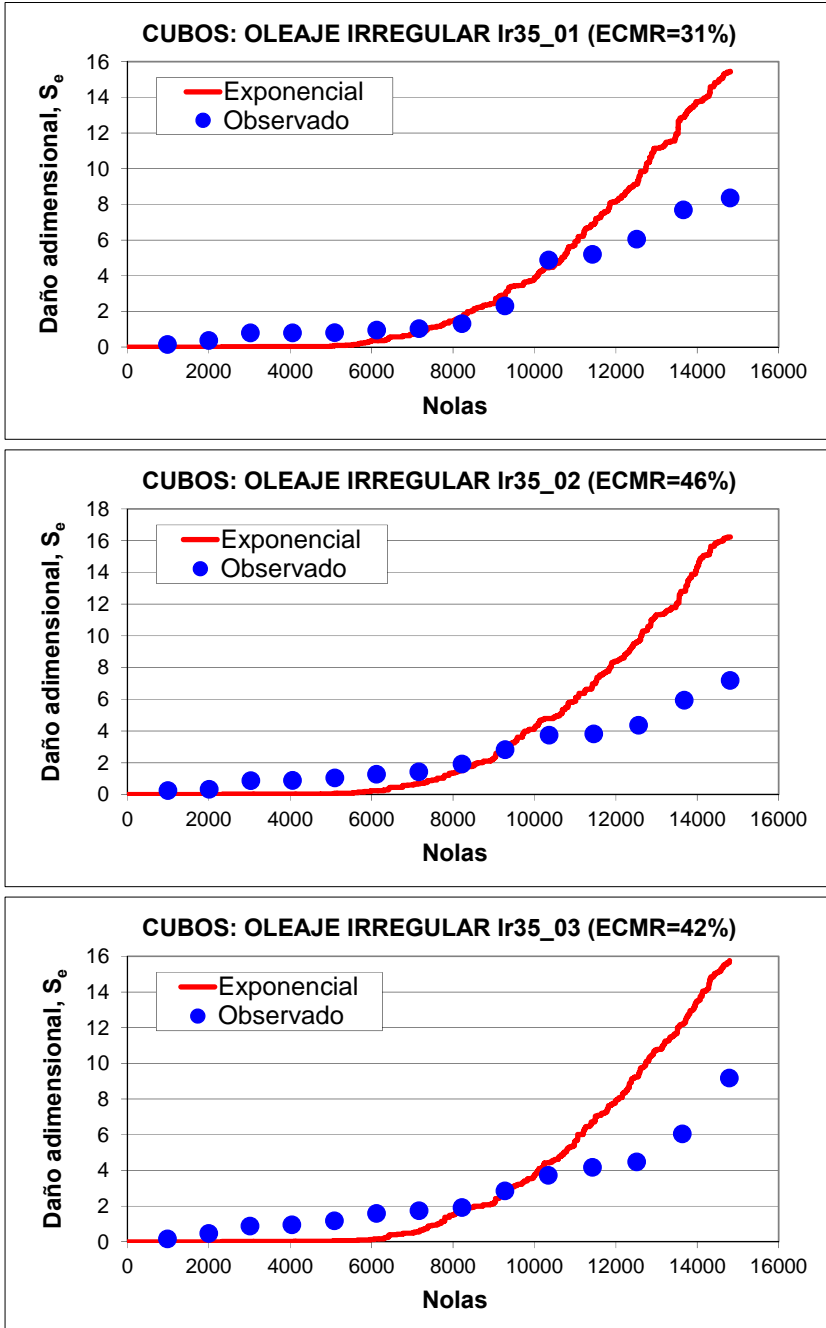


Figura IV.62. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $Ir=3.5$ .

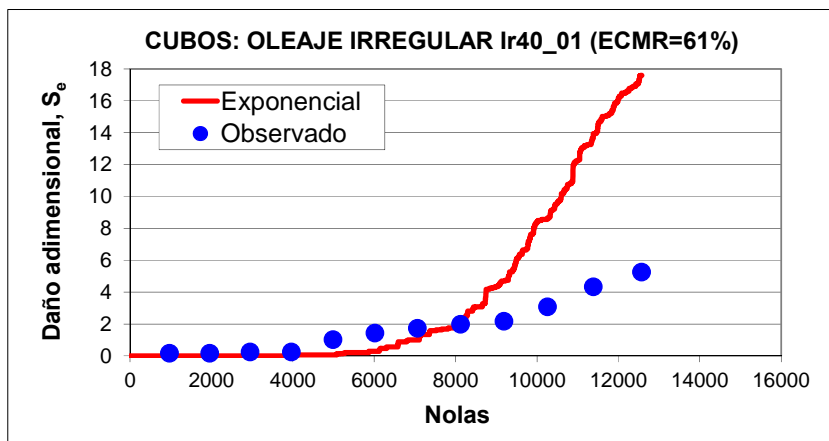


Figura IV.63. Comparación de las observaciones experimentales del daño con los daños estimados por el modelo exponencial en los ensayos de cubos con oleaje irregular,  $I_r=4.0$ .

## IV.4. Conclusiones de los ensayos con cubos y Cubípodos

En este capítulo se puede destacar el estudio de la estabilidad hidráulica del Cubípodos tanto en mantos monocapa como bicapa, comparado con los mantos bicapa de cubos convencionales.

Para ello, se realizaron ensayos en modelo físico a escala de referencia 1:50, en dos laboratorios distintos: UPV e INHA. Los modelos de cubos y Cubípodos bicapa se ensayaron en la UPV con oleaje regular e irregular, mientras que en el INHA se realizaron ensayos con Cubípodos monocapa y bicapa con oleaje irregular. En todo caso, con los datos registrados por los sensores, se ha realizado un estudio de las reflexiones, separando oleaje incidente y reflejado con el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004), obteniéndose coeficientes de reflexión que aumentan con el número de Iribarren, y disminuyen con el peralte y la profundidad relativa. A la vista de los resultados obtenidos con oleaje regular e irregular, se puede afirmar que la profundidad relativa ( $kh$ ) gobierna el comportamiento del coeficiente de reflexión ( $C_R$ ) y que el valor de  $kh=1.3-1.5$  es un límite a partir del cual, los valores inferiores suponen un aumento de la reflexión de la estructura, no existiendo diferencias entre la reflectividad de cubos y Cubípodos en mantos bicapa y aumentando ligeramente en el caso del manto monocapa.

Se presentan dos metodologías de medida del daño (visual y con Malla Virtual) y se comparan los resultados obtenidos entre ellas, estableciendo como óptima la medida con el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014), por su fácil aplicación y bondad de resultados al considerar no sólo la extracción de

piezas, sino también la compactación heterogénea del manto y los posibles deslizamientos globales del mismo; este método, a diferencia de los métodos convencionales, considera los cambios de porosidad que tienen lugar en el manto en el espacio y en el tiempo. La relación obtenida entre el daño equivalente obtenido con Malla Virtual ( $S_e$ ) y el daño visual ( $S_v$ ), es una relación lineal de  $S_e=1.05S_v+1.04$ , válida para mantos de cubos bicapa ( $p=37\%$ ) con niveles de daño desde IA hasta ID, con un error cuadrático medio relativo  $RMSE=MSE/Var=3.1\%$ . Los resultados de los ensayos ponen de manifiesto que el método visual infravalora el daño real del manto cuando hay procesos de compactación heterogénea, y que la misma es más relevante en el manto de cubos que de Cubípodos. Sin embargo, ninguno de los dos métodos considera la avería producida en la capa inferior de los mantos bicapa.

En este Capítulo se analiza la estabilidad hidráulica de las piezas masivas cubos y Cubípodos a partir de los ensayos 2D realizados en los laboratorios de la UPV y el INHA, en condiciones similares. Se han obtenido los números de estabilidad de cubos bicapa ( $p=37\%$ ) y Cubípodos monocapa y bicapa ( $p=40.5\%$ ) en condiciones de oleaje no limitado por el fondo y sin rebase. Los ensayos realizados manteniendo constante el número de Iribarren y aumentando la altura de ola progresivamente hasta alcanzar el Inicio de Destrucción de la estructura han demostrado que tanto el manto monocapa como bicapa de Cubípodos son mucho más estables que el manto convencional de cubos bicapa. Los resultados de los ensayos de cubos bicapa realizados en la UPV presentan números de estabilidad en concordancia con los resultados de cubos publicados por Van der Meer (1988b) y recomendados por USACE (2006). Los valores de  $N_s(IA)<2.0$  y  $N_s(ID)<3.1$  observados en los ensayos de cubos bicapa muestran cierta influencia del peralte o número de Iribarren. Respecto de los ensayos de Cubípodos, los resultados obtenidos en mantos bicapa (UPV e INHA) muestran  $N_s(IA)>3.0$  y  $N_s(ID)>4.0$ ; y los obtenidos para mantos monocapa presentan valores  $N_s(IA)>2.8$  y  $N_s(ID)>3.4$ , los cuales son menores que los obtenidos para mantos de Cubípodos bicapa, pero superiores a los  $N_s$  obtenidos en cubos bicapa. Así mismo, se comprueba que los coeficientes de estabilidad del Cubípodo publicados por Medina y Gómez-Martín (2012) para troncos monocapa ( $K_D=12$ ) y bicapa ( $K_D=28$ ) están del lado de la seguridad.

Adicionalmente, se realiza un análisis de la avería observada en los ensayos con oleaje regular e irregular mediante redes neuronales (Medina, 1999), utilizando una optimización evolutiva del tipo (200+200)-ES para obtener redes neuronales podadas del tipo *feedforward* supervisadas en la modelación del daño del manto. El modelo neuronal correspondiente a los cubos bicapa con oleaje regular proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo ( $MSE/Var$ ) sobre los datos de chequeo del 11.5% y un error generalizado del proceso ( $PSE/Var$ ) del 8.5%. Una vez entrenada la red, se utiliza como un laboratorio virtual (Garrido y Medina, 2012), generando entradas aleatorias y obteniendo valores del daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^*$ ), que representados para cada  $I_r$  en función de la altura de ola adimensional, siguen tendencias lineales dependientes de  $H_{mi}/H_{d=0}$  y

de Ir. La Ec. IV.3 proporciona estimaciones del daño con un error cuadrático medio relativo (MSE/Var) del 7.2% y un error generalizado igual a PSE/Var=9.3%.

$$S_{0e}^* = S_{0e}^{0.2} = 1.03 \left( \frac{H_{mi}}{H_{d=0}} \right) + 0.3 (Ir - 3.0) \quad [IV.3]$$

Además se realizan dos modelos neuronales con los ensayos de cubos y Cubípodos bicapa y oleaje irregular, que permiten estimar el número de estabilidad en función del daño y el peralte. Tras entrenar y chequear la red neuronal podada para cubos se ha obtenido un MSE/Var= 10.0% sobre los datos de chequeo y un PSE/Var=17.5%. La red neuronal para Cubípodos descarta la variable de entrada laboratorio como significativa y produce estimaciones de Ns con un error MSE/Var=27.3% sobre los datos de chequeo, siendo el error generalizado del proceso (PSE/Var) igual al 27.8%. A partir de estos dos modelos neuronales se han realizado simulaciones, obteniéndose, la Ec. IV.4 que permite estimar el número de estabilidad de los mantos de cubos bicapa (p=37%) en función del daño y el peralte; y las Ec. IV.5 y IV.6 que permiten estimar el número de estabilidad de los mantos de Cubípodos bicapa (p=40.5%) en función del daño adimensional equivalente, no considerándose en este caso el peralte como variable significativa.

$$N_s = 2 S_e^{0.2} + 10 (s_{0m} - 0.05) \quad [IV.4]$$

La Ec. IV.4 proporciona estimaciones de Ns con un MSE/Var=14.0% y un PSE/Var=14.5%.

$$N_s = 3.3 S_e^{0.2} + 0.1 \quad \text{si } S_e < 3.4 \quad [IV.5]$$

$$N_s = 0.7 S_e^{0.2} + 3.6 \quad \text{si } S_e \geq 3.4 \quad [IV.6]$$

Las Ecs. IV.5 y IV.6 proporcionan estimaciones de Ns con un MSE/Var=26.9% y un PSE/Var=28.0%.

Finalmente, se ajusta el modelo exponencial de olas individuales para estimar la evolución de la erosión del manto de cubos bicapa en diques en talud sin limitación de fondo.

$$S(H, Ir, N) = S_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n_{50\%}}} \right) \quad [III.32]$$

Siendo  $S_0(H, Ir)$  el daño asintótico máximo que produciría en el manto un oleaje regular (H, Ir), y el parámetro  $n_{50\%}$  (daño medio) el número de olas regulares que causan el 50% del daño máximo  $S_0(H, Ir)$ . Este parámetro es similar al concepto tiempo de vida media.

El daño máximo,  $S_0(H, I_r)$ , puede estimarse con la Ec. IV.3 obtenida a partir de la simulación con redes neuronales podadas en el apartado IV.3.3.

A partir de los ensayos realizados con cubos y oleaje regular se ha obtenido el valor de n50% en función de  $I_r$  (Si  $I_r=2.5 \Rightarrow n50\%=175$ ; Si  $I_r \geq 3.0 \Rightarrow n50\%=90$ ).

Este modelo se ha aplicado a los ensayos con oleaje regular e irregular realizados, comparando la evolución experimental de la avería en función del número de olas, con la evolución obtenida por el modelo exponencial ola a ola. Los errores observados en el modelo exponencial de progresión de daños propuesto (ECMR del orden del 40%) parecen razonables de acuerdo con la variabilidad intrínseca del proceso estudiado.

El modelo exponencial de olas individuales no ha podido ser aplicado a los ensayos de Cubípodos ya que su elevada estabilidad hidráulica y capacidad de auto-reparación hace que la evolución del daño no siga un comportamiento exponencial.



# CAPÍTULO V

## Conclusiones

---



Primera aplicación del Cubípedo (manto bicapa de  $M[t]=6$ ) en el Dique de San Andrés, Puerto de Málaga (noviembre de 2013)



## V.1. Síntesis y conclusiones.

### V.1.1. Nuevo modo de fallo: compactación heterogénea del manto. Método de la Malla Virtual para determinar el daño adimensional.

La revisión del estado del conocimiento realizada como punto de partida de la tesis doctoral ha permitido estudiar con detalle los diferentes modos de fallo considerados en el estudio de la estabilidad hidráulica del manto principal de los diques en talud. A partir de esta revisión y de las observaciones visuales de los ensayos descritos en esta tesis, se ha definido un nuevo modo de fallo, la compactación heterogénea del manto (Gómez-Martín y Medina, 2006, 2007 y 2014).

La compactación heterogénea del manto es un modo de fallo que se caracteriza por reducir la porosidad del manto sin extracción de piezas, produciendo zonas con bajas porosidades y otras con altas porosidades (menor número de unidades por superficie). Este modo de fallo es muy importante en el caso de elementos con formas regulares, como son los bloques o cubos de hormigón, los cuales tienden a adoquinarse (baja porosidad) colocándose cara contra cara, por debajo del nivel medio del mar, quedando otras zonas por encima del nivel medio con menor densidad de bloques. Así pues, no sólo se produce la avería por extracción de piezas que saltan y pasan a formar una tercera capa, sino también por compactación tanto de la primera como de la segunda capa del manto principal. Sin embargo, el resultado es similar a la erosión del manto por extracción de piezas, ya que también se produce una reducción de la densidad de elementos, por lo que es posible que se produzca la salida de elementos de la capa inferior.

Así pues, en el manto principal de los diques en talud se deben considerar cuatro modos de fallo distintos: (1) cabeceo (giro) de las piezas sobre sus apoyos en el manto, (2) deslizamiento global del manto principal, (3) extracción de piezas del manto debido a la fuerza de las olas, y (4) compactación heterogénea del manto (HeP). Los modos 2, 3 y 4 producen un efecto similar: la erosión del manto o disminución de la densidad de piezas en las zonas próximas al nivel medio del mar. Aunque la compactación heterogénea se produce siempre, su impacto relativo depende fundamentalmente de cuatro factores principales: (1) geometría del elemento del manto, (2) diferencia entre la porosidad inicial del manto y la porosidad mínima que se puede alcanzar, (3) talud del manto principal y (4) fricción entre el manto principal y el manto secundario o filtro.

Al producirse la compactación heterogénea del manto, la porosidad del mismo no se mantiene constante, por lo que los métodos convencionales para determinar el daño adimensional que sufre el manto debido a la acción del oleaje infravaloran la avería real. Por ello, en esta tesis se propone determinar el daño adimensional

equivalente ( $S_e$ ) teniendo en cuenta la diferencia de porosidad en las distintas zonas del manto con respecto a la porosidad inicial del mismo. La nueva metodología para determinar la avería producida por la acción del oleaje sobre el talud se denomina medida con Malla Virtual y consiste en considerar una malla virtual sobre el manto dividida en bandas horizontales, de forma que el daño adimensional producido en cada una de las bandas ( $S_i$ ) se obtiene teniendo en cuenta la porosidad final de la banda después de la acción del oleaje y la porosidad inicial o de proyecto, así como el ancho de la banda. Finalmente, el daño adimensional equivalente ( $S_e$ ) se obtiene como la integral de los daños de cada una de las bandas.

La principal ventaja del método de la Malla Virtual es que considera el cambio de porosidad que sufre el manto, bien sea debido a la compactación heterogénea, a la extracción de piezas o al deslizamiento global del manto.

### V.1.2. El Cubípodo: un nuevo elemento para la formación de mantos monocapa y bicapa.

Al analizar el problema del adoquinamiento que sufren los mantos bicapa de bloques cúbicos, Gómez-Martín y Medina (2008) presentaron el diseño de una pieza de tipo cúbico que evitaba el adoquinamiento de los cubos y por tanto el modo de fallo de compactación heterogénea. La solución adoptada fue colocar troncos de pirámide en las caras del bloque cúbico para evitar su acoplamiento, aumentar la fricción con la capa inferior y minimizar las tensiones de tracción en el hormigón. Este diseño fue admitido y presentado como patente de invención por la UPV en 2005 y posteriormente extendido internacionalmente (EU, EE.UU., JP, CHI, IND, BRA, MX, MA, etc.).

El Cubípodo es un elemento para la formación de mantos monocapa y bicapa de diques en talud, defensas longitudinales y espigones para la protección de costas o estructuras hidráulicas o marítimas y en general para cumplir una función resistente frente a la rotura de grandes olas. El objeto de la invención es un elemento de forma básica cúbica o paralelepípedica el cual dispone de una o varias protuberancias en sus caras para evitar el acoplamiento entre elementos y aumentar la trabazón con la capa inferior de escollera (ver Fig. II.8).

El Cubípodo es una pieza robusta de la familia del bloque cúbico con una elevada resistencia estructural, se coloca fácilmente de forma aleatoria, con porosidad uniforme en el talud y permite la construcción en una o dos capas. El manto de Cubípodos, tal y como se demuestra en esta tesis, tiene una elevada estabilidad hidráulica en tronco ( $K_D=28$  bicapa y  $K_D=12$  monocapa), que permite ahorrar entre el 40% y el 60% del hormigón de un manto bicapa de cubos convencional; es especialmente adecuado para diques que tienen que resistir oleajes muy intensos o diques bajo condicionantes físicos o constructivos con mucha incertidumbre (grandes asientos diferenciales, control de obra deficiente, etc.). La elevada

estabilidad hidráulica y la gran capacidad de auto-ordenación y auto-reparación en el talud, convierte al manto bicapa de Cubípodos en una opción adecuada para resistir las condiciones de proyecto más adversas y al monocapa de Cubípodos la opción más eficiente en condiciones de proyecto normales.

Además, en esta tesis, se presenta una nueva clasificación de las piezas especiales en función de la resistencia estructural, asociada al mecanismo de estabilidad y en función del número de capas, asociado a la forma de colocación (ver Fig. II.18). Así pues, se establece una clasificación que divide las piezas especiales comúnmente utilizadas en 18 categorías, 7 de ellas para mantos bicapa y 11 para monocapa.

La principal característica de esta nueva clasificación es que introduce el concepto de colocación orientada y específica, diferenciándolas de la colocación aleatoria y uniforme. Aunque la literatura existente considera que todas las piezas que no son de colocación uniforme tipo mosaico (concertada), son de colocación aleatoria, esto no es correcto, ya que hay piezas que para garantizar la estabilidad hidráulica requieren de ciertas restricciones o reglas específicas de colocación y por tanto no se puede decir que sean de colocación aleatoria. Así pues, se definen las siguientes formas de colocación de las piezas prefabricadas de hormigón, de mayor a menor número de grados de libertad: aleatoria, orientada, específica o uniforme.

### V.1.3. Modelo exponencial de averías para el manto principal.

En esta tesis, se presenta un modelo exponencial de progresión de averías (Gómez-Martín y Medina 2004 y 2006) que permite estimar la evolución de la erosión del manto principal de diques en talud sin limitación de fondo. El método que se propone es aplicable a procesos no estacionarios y cumple las condiciones necesarias que deben exigirse a estos modelos, como son:

- Si el oleaje es regular, la erosión máxima está limitada por la existencia de un perfil de equilibrio,  $S_0$ .
- Si el oleaje es irregular, el daño es ilimitado, la erosión debe crecer con la duración del temporal.
- Insensibilidad a olas pequeñas y sensibilidad a las olas mayores del temporal.

$$S(H, Ir, N) = S_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}} \right) \quad \text{[III.32]}$$

Siendo  $S_0(H, Ir)$  el daño asintótico máximo que produciría en el manto un oleaje regular  $(H, Ir)$ , y el parámetro  $n50\%$  (daño medio) el número de olas regulares que causan el 50% del daño máximo  $S_0(H, Ir)$ . Este parámetro es similar al concepto tiempo de vida media.

El daño máximo,  $S_0(H, I_r)$ , puede estimarse, bien a partir de los modelos neuronales desarrollados en esta tesis, alimentados con los resultados de los ensayos regulares de escolleras y cubos, o bien con las Ecs. III.29 y III.30 para escolleras o Ec. IV.3 para cubos, obtenidas a partir de la simulación con redes neuronales podadas en el apartado III.3.3 y IV.3.3.

A partir de los ensayos realizados con oleaje regular se ha obtenido el valor del parámetro daño medio,  $n_{50\%}$  en función de  $I_r$ , para escolleras y cubos. En escolleras,  $n_{50\%}=110$  (si  $I_r \leq 2.5$ ) y  $n_{50\%}=35$  (si  $I_r \geq 3.5$ ), para valores intermedios se realiza la interpolación lineal. En cubos,  $n_{50\%}=175$  (si  $I_r \leq 2.5$ ) y  $n_{50\%}=90$  (si  $I_r \geq 3.0$ ), para valores intermedios se realiza la interpolación lineal.

Este modelo se ha aplicado a los ensayos con oleaje regular e irregular realizados con escolleras y cubos, comparando la evolución experimental de la avería en función del número de olas, con la evolución obtenida por el modelo exponencial ola a ola. Los errores cuadráticos medios relativos obtenidos con el modelo exponencial son del orden del 40%, algo superiores al propio coeficiente de variación del daño (30%), obtenido al realizar repeticiones del mismo ensayo. Así pues, los errores observados en el modelo exponencial de progresión de daños propuesto parecen razonables de acuerdo con la variabilidad intrínseca del proceso estudiado.

El modelo exponencial de olas individuales no ha podido ser aplicado a los ensayos de Cubípodos debido a su elevada estabilidad hidráulica y capacidad de auto-reparación, la cual provoca que la evolución del daño no siga un comportamiento exponencial.

### V.1.4. Estabilidad hidráulica de cubos y Cubípodos

A partir de los ensayos descritos en esta tesis se han obtenido los números de estabilidad de cubos bicapa ( $p=37\%$ ) y Cubípodos monocapa y bicapa ( $p=40.5\%$ ) en condiciones de oleaje no limitado por el fondo y sin rebase. Los ensayos realizados manteniendo constante el número de Iribarren y aumentando la altura de ola progresivamente hasta alcanzar el Inicio de Destrucción de la estructura han demostrado que tanto el manto monocapa como bicapa de Cubípodos son mucho más estables que el manto convencional de cubos bicapa. Los resultados de los ensayos de cubos bicapa realizados en la UPV presentan números de estabilidad en concordancia con los resultados de cubos publicados por Van der Meer (1988b) y recomendados por USACE (2006). Los valores de  $N_s(IA) < 2.0$  y  $N_s(ID) < 3.1$  observados en los ensayos de cubos bicapa muestran cierta influencia del peralte o número de Iribarren. Respecto de los ensayos de Cubípodos, los resultados obtenidos en mantos bicapa (UPV e INHA) muestran  $N_s(IA) > 3.0$  y  $N_s(ID) > 4.0$ ; y los obtenidos para mantos monocapa presentan valores  $N_s(IA) > 2.8$  y  $N_s(ID) > 3.4$ , los cuales son menores que los obtenidos para mantos de Cubípodos bicapa, pero superiores a los  $N_s$  obtenidos en cubos bicapa.

Finalmente, se presentan dos modelos neuronales con los ensayos de cubos y Cubípodos bicapa y oleaje irregular, que permiten estimar el número de estabilidad en función del daño y el peralte. Tras entrenar y chequear la red neuronal podada para cubos se ha obtenido un error cuadrático medio relativo  $MSE/Var= 10.0\%$  sobre los datos de chequeo y un error generalizado  $PSE/Var=17.5\%$ . La red neuronal para Cubípodos descarta la variable de entrada laboratorio como significativa y produce estimaciones de  $N_s$  con un error  $MSE/Var=27.3\%$  sobre los datos de chequeo, siendo el error generalizado del proceso ( $PSE/Var$ ) igual al  $27.8\%$ . A partir de estos dos modelos neuronales se han realizado simulaciones, obteniéndose, la Ec. IV.4 que permite estimar el número de estabilidad de los mantos de cubos bicapa en función del daño y el peralte; y las Ec. IV.5 y IV.6 que permiten estimar el número de estabilidad de los mantos de Cubípodos bicapa en función del daño adimensional equivalente, no considerándose en este caso el peralte como variable significativa. La Ec. IV.4 proporciona estimaciones de  $N_s$  con un  $MSE/Var=14.0\%$  y un  $PSE/Var=14.5\%$ . Las Ecs. IV.5 y IV.6 proporcionan estimaciones de  $N_s$  con un  $MSE/Var=26.9\%$  y un  $PSE/Var=28.0\%$ .

## V.2. Líneas futuras de investigación.

El trabajo desarrollado en la presente tesis doctoral deja el camino preparado a futuros trabajos de investigación. Entre los que se consideran más interesantes, cabe citar los siguientes:

- a) La obtención de las funciones de estabilidad del Cubípodos para taludes diferentes del  $H/V=1.5/1.0$ , por ejemplo el  $H/V=2/1$  o  $4/3$ .
- b) El estudio de la estabilidad hidráulica de los mantos de cubos y Cubípodos a rotura por fondo con distintas pendientes del fondo, lo cual ya ha comenzado a estudiarse en los ensayos desarrollados en el marco del Proyecto ESCOLIF del Plan Nacional de I+D+i (2013-2015).
- c) El estudio de la estabilidad hidráulica de bermas de pie y mantos de cubos bicapa y Cubípodos monocapa y bicapa con cota de coronación moderada (rebasables).
- d) El estudio de la estabilidad hidráulica de diques con mantos de Cubípodos con cuenco amortiguador, que permitan reducir la cota de coronación de las estructuras para disminuir el impacto visual. Los objetivos c y d se pretenden estudiar en el marco del proyecto ESBECO de Plan Estatal, solicitado en Julio de 2015, para realizarse en el trienio 2016-2018.
- e) El estudio del comportamiento térmico y tensodeformacional del hormigón en cubos y Cubípodos, ya que el calor de hidratación durante el fraguado y las tensiones por contracción térmica, pueden ser un problema a considerar en bloques masivos de hormigón de gran tamaño.

- f) Finalmente, ya se han obtenido resultados de estabilidad hidráulica de morros de Cubípodos con mantos monocapa y bicapa, en el marco de los convenios de I+D, CUBIPOD Y MMONOCAPA desarrollados para SATO (OHL), licenciataria de la patente del Cubípodo.



## Referencias

---

α φ

β λ

χ μ

δ ξ

ε υ

η ρ

---



- Ahrens, J.P. (1970) "The influence of breaker type on rip-rap stability", Proc. of 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, pp. 1557-1566.
- Ahrens, J.P. (1975) "Large wave tank tests of riprap stability", CERC, Technical memorandum, No. 51.
- Ahrens, J.P. y McCartney, B.L. (1975) "Wave period effect on the stability of rip-rap", Proc. of 3<sup>rd</sup> Conf. on Civil Engineering in the Oceans, pp. 1019-1034.
- Andersen, T.L. (2006) *Hydraulic Response of Rubble Mound Breakwaters. Scale Effects - Berm Breakwaters*. PhD thesis. Aalborg University, Denmark.
- Bakker, P., van den Berge, A. Hakenberg, R. Klabbers, M. Muttray, M. Reedijk, B. y Rovers, I. (2003) "Development of concrete breakwater armour units", 1<sup>st</sup> Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Canada, CSC-395-1 - CSC-395-12.
- Barron, A. (1984) "Predicted squared error: A criterion for automatic model selection", En S. Farlow (ed.), *Self-Organizing Methods in Modelling*, pp. 87-103, Marcel Dekker, New York.
- Battjes, J.A. (1974) "Surf similarity", Proc. of 14<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, pp. 466-480.
- Benedicto, M.I. (2004) *Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje*. PhD thesis. Universidad de Granada, España.
- Broderick, L.L. (1983) "Riprap Stability A Progress Report", Proc. Specialty Conference on Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures, Arlington, VA, March 9-11, 1983. Coastal Structures '83, ASCE, pp. 320-330.
- Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L. y Pearson, J.M. (2009) "Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters", *Coastal Engineering*, 56(2), pp. 166-179.
- Bruun, P. (1979) "Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters", *Coastal Engineering*, 2, pp. 261-273.
- Bruun, P. y Günbak, A.R. (1976) *Hydraulic and friction parameters affecting the stability of rubble mounds*. Tech. rept. 24. PIANC Bulletin.
- Bruun, P. y Johanesson, P. (1974) *A critical review of the hydraulics of rubble mound structures*. Tech. rept. R3. Division of Port and Ocean Engineering, University of Trondheim, Norway.
- Bruun, P. y Johannesson, P. (1976) "Parameters affecting stability of rubble-mounds". *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, 102(2), pp. 141-164.

- Burcharth, H.F. (1993) *The Design of Breakwaters*. Report of the Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Burcharth, H.F. y Liu, Z. (1992) "Design of Dolos Armour Units", Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1053-1066.
- Carstens, T., Tørum, A. y Traetteberg, A. (1966) "The stability of rubble-mound breakwaters against irregular waves", Proc. of 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, pp. 958-971.
- Carver, R.D. y Davidson, D.D. (1978) "Dolos-armored breakwaters: Special considerations", Proc. 16<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp. 2263-2284.
- Castro (de), E. (1933) "Diques de escollera", *Revista de Obras Públicas*, 81, tomo I (2619), pp. 183-185.
- CIRIA/CUR/CETMEF (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683, CIRIA, London. 1267 p.
- CLI (2009) *CORE-LOC™. Highly dissipating and cost effective system for breakwater armouring*. Disponible en: <http://www.concretelayer.com/> [Consultado 01-09-2009]
- CLI (2014) CLI Concrete Layer Innovation. Disponible en: <http://concretelayer.com/> [Consultado 01-09-2014]
- Copeiro, E. y García-Campos, M.A. (2008) *Diques de Escollera*. Ed. Díaz de Santos, 369 p.
- Corredor, A., Santos, M., Peña, E., Maciñeira, E., Gomez-Martin, M.E., y Medina, J.R. (2014) "Single-layer Cubipod armored breakwaters in Punta Langosteira (Spain)", *Coastal Engineering Proceedings*, 1(34), structures.12. doi:<http://dx.doi.org/10.9753/icce.v34.structures.12>
- CUBÍPODO (2014) Cubípod. Nuevo método para la construcción de diques en talud. Disponible en: <http://www.cubipod.com/> [Consultado 01-09-2014]
- D'Angremond, K., Berendsen, E., Bhageloe, G.S., Van Gent, M.R.A. y Van der Meer, J.W. (1999) "Breakwaters with a single armour layer", Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, pp. 1441-1449.
- Davies, M. H., Mansard, E. P. D., y Comett, A. M. (1994) "Damage analysis for rubble mound breakwaters", Proc. of 24<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1001-1015.
- Donnars, P. y Benoit, M. (1996) "Interactions in the Stability of Toe-berm and Main-armour for Rubble-mound Breakwaters: An Experimental Study", Proc. of 25<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1617-1630.

- Dupray, S. y Roberts, J. (2009) "Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units", Proc. of *Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., Vol. 1, pp. 245-259.
- Epstein, H. y Tyrrel, F. (1949) "Design of rubble-mound breakwaters", XVII *International Navigation Congress*, Lisbon, Section II-4.
- Ergin, A., Gunbak, A.R. y Yanmaz, A.M. (1989) "Rubble mound breakwaters with S-shape design", *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 115 (5), pp. 579-593.
- Figueres, M. y Medina, J.R. (2004) "Estimation of incident and reflected waves using a fully non-linear wave model", Proc. 29<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 594-603.
- Font, J.B. (1968) "The effect of storm duration on rubble-mound breakwaters", Proc. of 11<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 779-786.
- Font, J.B. (1970) "Damage functions for a rubble-mound breakwater under effect of swells", Proc. of 12<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 1567-1585.
- Frens, A.B. (2007) *The impact of placement method on Antifer-block stability*. M.Sc. thesis. Delft University of Technology, The Netherlands.
- Garrido, J.M. y Medina, J.R. (2012) "New neural network-derived empirical formulas for estimating wave reflection on Jarlan-type breakwaters", *Coastal Engineering*, 62, pp. 9-18.
- Goda, Y. (1985) *Random seas and design of maritime structures*. University of Tokyo press, Tokyo.
- Goda, Y. y Suzuki, Y. (1976) "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments", Proc. 15<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 828-845.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2004) "Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression", Proc. 29<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 3592-3604.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2006) "Damage progression on cube armored breakwaters", Proc. 30<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 5229-5240.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2007) "Cubipod concrete armor unit and heterogeneous packing", Proc. *Int. Conf. Coastal Structures '07*, World Scientific, pp. 140-151.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2008) "Erosion of cubes and Cubipods armour layers under wave attack", Proc. 31<sup>st</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 3461-3473.

- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2014) "Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 140 (1), pp. 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, Spain, pp. 13-60.
- Günbak, A.R. (1978) *Irregular flume tests with a 1 in 2.5 rubble mound breakwater*. Div. of Port and Ocean Eng., Norw. Inst. Of Tech., Trondheim, Rep. No.2/78.
- Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T. y Tanimoto, K. (1996) "New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters", *Proc. of 25<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 1665-1678.
- Hedar, P.A. (1953) "Design of rock-fill breakwaters", XVIII *International Navigation Congress*, Rome, Section II-1.
- Hedar, P.A. (1960) *Stability of rock-fill breakwaters*. PhD thesis. University of Goteborg, Sweden.
- Hickson, R. y Rodolf, F.W. (1950) "Design and construction of jetties", *Proc. of 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 227-245.
- Hudson, R.Y. y Jackson, R.A. (1953) *Stability of rubble-mound breakwaters*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Technical Memorandum No. 2-365.
- Hudson, R.Y. (1958) *Design of quarry stone cover layers for rubble-mound breakwaters*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Research report. 2-2.
- Hudson, R.Y. (1959) "Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, 85(3), pp. 93-121.
- Hughes, S.A. (1993) *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific Pub. Co., River Edge, NJ.
- Hunt, I.A. (1959) "Design of seawalls and breakwaters" *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, 85(3), pp. 123-152.
- Iribarren, R. (1938) *Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera*. M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipuzcoa, España.
- Iribarren, R. y Nogales, C. (1950) "Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes", *Revista de Obras Públicas*, 98, tomo I (2821), pp. 227-239.

- Iribarren, R. y Nogales, C. (1954) "Otras comprobaciones de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes", *Revista de Obras Públicas*, 102, tomo I (2870), pp. 275-285.
- Iribarren, R. (1965) "Fórmula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales", *XXI Congreso Internacional de la Navegación*, Estocolmo. Secc. II-1.
- Jackson, R.A. (1968) *Limiting Heights of Breaking and Nonbreaking Waves on Rubble-Mound Breakwaters*. Technical Report H-68-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Jensen, O.J. (1984) "A Monograph on Rubble Mound Breakwaters". Danish Hydraulic Institute. Lyngby, Denmark.
- Jensen, T., Andersen, H., Gronbech, J., Mansard E.P.D. y Davies, M.H. (1996) "Breakwater Stability under Regular and Irregular Wave Attack", *Proc. of 25<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 1679-1692.
- Kimura, A. (1985) "The decomposition of incident and reflected random wave envelopes". *Coastal Engineering in Japan*, 28, pp. 59-69.
- Kobayashi, N., Buck, M., Payo, A., y Johnson, B.D. (2009) "Berm and dune erosion during a storm", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 135(1), pp. 1-10. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2009\)135:1\(1\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2009)135:1(1))
- Kobayashi, N., Farhadzadeh, A., y Melby, J. (2010) "Wave Overtopping and Damage Progression of Stone Armor Layer" *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 136(5), pp. 257-265. DOI: 10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000047
- Koza, J.R. (1992) *Genetic Programming: On the Programming of Computers by Means of Natural Selection*, MIT Press. ISBN 0-262-11170-5.
- Larras, J. (1952) *L'équilibre sous-marin d'un massif de matériaux soumis a la houle*. Le Génie Civil, Septiembre.
- Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2009) "Evolution of damage on roundheads protected with Cube and Cubipod armour units", *Proc., Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Institution of Civil Engineers (ICE), Vol. 1, Thomas Telford, London, pp. 169-180.
- Losada, M.A. y Desire, J.M. (1984) "Functional comparison of breakwaters armor units", *International Symp. on Maritime Structures in the Mediterranean Sea*.
- Losada, M.A., Desiré J.M. y Alejo L.M. (1986) "Stability of blocks as breakwater armor units", *Journal of Structural Engineering*, 112(11), pp. 2392-2401.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. (1979a) "An approximation to the failure probability of maritime structures under a sea state", *Proc. of 5<sup>th</sup> Int.*

- Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions*, (POAC), Trondheim, Norway, pp. 1269-1281.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto L.A. (1979b) "The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble-mound breakwaters using Iribarren's number" *Coastal Engineering*, 3, pp. 77-96.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. (1981) "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action", *Coastal Engineering*, 4, pp. 187-206.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. (1982) "Mound breakwaters under oblique attack: a working hypothesis", *Coastal Engineering*, 6(1), pp. 83-92.
- Losada, M.A. y López, C. (1999) "Mound breakwater stability versus wave reflection", Proc. *Int. Conf. Coastal Structures '99*, Vol. 1, A.A. Balkema, Rotterdam (2000), pp. 283-288.
- Losada, M.A., Medina, R, y Alejo, M. (1988) "Wave forces on armor blocks", Proc. of 21<sup>st</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 2479-2488.
- Magoon, O. y Baird, W.F. (1977) "Breakage of breakwater armor units", *Symp. Design Rubble-mound Breakwaters*, British Hovercraft Corporation, Isle of Wight, Paper No. 6.
- Mansard, E.P.D., y Funke, E.R. (1980) "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method", Proc. 17<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 154-172.
- Mase, H., Sakamoto, M. y Sakai, T. (1995) "Neural network for stability analysis of rubble-mound breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 121(6), pp. 294-299.
- Medina, J.R. (1989) *Mejoras introducidas en el manto principal de diques rompeolas*. Patente de Invención ES-2013151.
- Medina, J.R. (1992) "A robust armor design to face uncertainties", Proc., 23<sup>rd</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1371-1384.
- Medina, J.R., Hudspeth, R.T. y Fassardi, C. (1994) "Breakwater Armor Damage due to Wave Groups", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 120(2), pp. 179-198.
- Medina, J.R. (1996) "Wave climate simulation and breakwater stability", Proc. of 25<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1789-1802.
- Medina, J.R. (1999) "Neural network modelling of runup and overtopping", Proc. *Int. Conf. Coastal Structures '99*, Vol. 1, A.A. Balkema, Rotterdam (2000), pp. 421-429.
- Medina, J.R. (2001) "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 127(4), pp. 213-221.



- Medina, J.R., González-Escrivá, J.A., Garrido, J. y De Rouck, J. (2002) "Overtopping Analysis using Neural Networks", Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, World Scientific, pp. 2165-2177.
- Medina, J.R. y Yepes, V. (2003) "Optimization of touristic distribution networks using genetic algorithms", *Statistics and Operations Research Transactions*, 27(1), pp. 95-112.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A. y Santos, M. (2010) "Diseño de diques en talud con el manto principal de Cubípodos", *Revista de Obras Públicas*, 157(Nov.), pp. 37-52.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E. y Corredor, A. (2011a) "Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability", *Coastal Engineering Proceedings*, 1(32), structures.41.  
DOI:<http://dx.doi.org/10.9753/icce.v32.structures.41>
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Corredor, A., Torres, R., Miñana, J., Fernández, E., Menéndez, C. y Santos, M. (2011b) "Prototype Drop Tests of Cube and Cubipod Armor Units", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 137(2), pp. 54-63.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E. y Corredor, A. (2011c) "Armor unit placement, randomness and porosity of cube and Cubipod armor layers", Proc. Int. Conf. Coastal Structures '11, Vol. 2, World Scientific, Singapore, pp. 743-754.
- Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2012) " $K_D$  and safety factors of concrete armor units", *Coastal Engineering Proceedings*, 1(33), structures.29.  
DOI:<http://dx.doi.org/10.9753/icce.v33.structures.29>
- Medina, J.R., Molines, J. y Gómez-Martín, M.E. (2014) "Influence of armour porosity on the hydraulic stability of cube armour layers" *Ocean Engineering*, ELSEVIER, 88 (2014): 289-297.  
DOI:10.1016/j.oceaneng.2014.06.012.
- Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2015) *Manual del Cubípedo® 2015*. Valencia: Universitat Politècnica de València. ISBN: 978-84-9048-379-4.
- Melby, J.A. (1999) *Damage Progression on Rubble-Mound Breakwaters*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., Technical Report CHL-99-17.
- Melby, J.A. y Kobayashi, N. (1998) "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 124(6), pp. 286-294.

- Merrifield, E.M. y Zwamborn, J.A. (1966) "The economic value of a new breakwater armor unit "dolos"", Proc. of 10<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 885-912.
- Muttray, M., Reedijk, J. S., Vos-Rovers, I. y Bakker, P. (2005) "Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armor units", Proc. *Coastlines, Structures and Breakwaters 2005*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., 556-567.
- Negro Valdecantos, V. y Varela Carnero, O. (2008) *Diseño de diques rompeolas. 2ª Ed.* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, colección Señor, número 28, 420 p.
- Negro, V., Varela, O., del Campo, J.M. y López Gutiérrez, J.S. (2010) "Cubo o bloque. Ajuste estadístico, análisis histórico, modo de fallo y comportamiento", *Ingeniería Civil*, 157, pp. 15-22.
- Ouellet, Y. (1973) "Factors in Breakwater Model Tests", Proc. 13<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1809-1825.
- Owen, M.W. y Allsop, N.W. (1983) "Hydraulic modelling of rubble mound breakwaters", Proc. *Breakwaters: Design and Construction*, Institution of Civil Engineers (ICE), London, U.K., pp. 71-78.
- Palmer, G.N. y Christian, C.D. (1998) "Design and construction of rubble mound breakwaters", *IPENZ Transactions*, Vol. 25, No. 1/CE, pp. 19-33.
- PIANC, 2003. State-of-the-art of designing berm breakwaters. MarCom, Report of WG40, 2003, International Navigation Association.
- Price, W.A. (1979) *Static stability of rubble-mound breakwaters*. The Dock & Harbour Authority, Vol. LX, No. 702.
- Puerto de A Coruña (2014) *La Autoridad Portuaria. Actualidad. Galería fotográfica. Puerto Exterior.* Disponible en: <http://www.puertocoruna.com/es/autoridad-portuaria/actualidad/galeria2.html> [Consultado 11-11-2014].
- ROM 0.0-00 (2001) *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
- ROM 1.0-09 (2009) *Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
- Saville, T. Jr. (1956) "Wave run-up on shore structures", *J. Waterways, Harbors and Coastal Engineering*, Vol. 82(WW2), pp. 925-1-925-14.
- Saville, T. Jr. (1962) "An approximation of the wave run up frequency distribution", Proc. 8<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 48-59.

- 
- SPM (1975) *Shore Protection Manual, 1975*. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.
- SPM (1984) *Shore Protection Manual, 1984*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Mississippi.
- Suh, K., Kim, M. y Kim, S. (2013) "Comparison of Calculation Methods of Cumulative Damage to Breakwater Armor Layer", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 139(4), pp. 277-285. DOI: 10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000181
- Svee, R. (1962) "Formulas for design of rubble-mound breakwaters", *J. the Waterways, Harbors and Coastal Engineering*, 88(2), pp. 11-21.
- Thompson, D.M. y Shuttler, R.M. (1975) *Rip-rap design for wind wave attack*. Report No. EX 707, Wallingford, UK.
- Tørum, A., Kuhnen, F. y Menze, A. (2003) "On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping", *Coastal Engineering*, 49(3), pp. 209-238.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2006) *Coastal engineering manual*. Engineering manual No. 1110-2-1100, Washington, DC.
- Van der Kreeke, J. (1969) "Damage function of rubble-mound breakwaters", *J. Waterways and Harbors Division*, 95(3), pp. 345-354.
- Van der Meer, J.W. (1988a) "Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 114(1), pp. 66-80.
- Van der Meer, J.W. (1988b) "Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropodes", *Proc. Coasts, Marine Structures and Breakwaters 1988*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., pp. 71-80.
- Van der Meer, J.W. (1992) "Stability of the seaward slope of berm breakwaters", *Coastal Engineering*, 16(2), pp. 205-234.
- Van der Meer, J.W. (1993) *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Delft Hydraulics Publications, number 483.
- Van der Meer, J.W. (1999) "Design of concrete armour layers", *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '99*, Vol.1, A.A. Balkema, Rotterdam (2000), pp. 213-221.
- Van der Meer, J.W. y Veldman, J.J. (1992) "Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and longshore transport", *Coastal Engineering*, 17(3-4), pp. 153-171.
- Van Gent, M.R.A. (1995) "Wave interaction with Berm breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 121(5), pp. 229-238.

- Van Gent, M.R.A., Plate, S.E., Spaan, G.B.H., Van der Meer, J.W. y d'Angremond, K. (1999) "Single-layer rubble mound breakwaters", *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '99*, Vol.1, A.A. Balkema, Rotterdam (2000), 231-239.
- Van Gent, M.R.A. y Luís, L. (2013) "Application of Cubes in a single layer", *Proc. 6<sup>th</sup> SCACR conference on applied coastal research*, Lisbon.
- Vandenbosch, A., Angremond, K.D., Verhagen, H.J. y Olthof, J. (2002) "Influence of the density of placement on the stability of armor layers on breakwaters", *Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 1537-1549.
- Verhagen, H.J., D'Angremond, K. y Van der Vliet, K. (2002) "Positioning of Cubes on a breakwater slope" *Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 1550-1560.
- Vidal, C., Losada, M.A. y Medina, R. (1991) "Stability of mound breakwaters' head and trunk", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 117(6), pp. 570-587.
- Vidal, C., Losada, M.A. y Mansard, E.P.D. (1995) "Suitable wave-height parameter for characterizing breakwater stability", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 121(2), pp. 88-97.
- Vidal, C., Martin, F.L., Negro, V., Gironella, X., Madrigal, B. y García-Palacios, J. (2003) "Measurement of armor damage on rubble mound structures: comparison between different methodologies", *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '03*, World Scientific, pp. 189-200.
- Vidal, C., Medina, R. y Lomónaco, P. (2006) "Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters", *Coastal Engineering*, 53 (9), pp. 711-722.
- Whillock, A.F. y Price, W.A. (1976) "Armour blocks as slope protection", *Proc. 15<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 2564-2571.
- Xbloc (2014) Xbloc® Effective wave protection for breakwaters and shores. Disponible en: <http://www.xbloc.com/> [Consultado 01-09-2014]

# Anejo 1

---

## Publicaciones relacionadas con la tesis



Las principales publicaciones relacionadas con la tesis son:

1. Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2004) "Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression", Proc. 29<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 3592-3604.
2. Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2006) "Damage progression on cube armored breakwaters", Proc. 30<sup>th</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 5229-5240.
3. Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2007) "Cubipod concrete armor unit and heterogeneous packing", Proc. *Int. Conf. Coastal Structures '07*, World Scientific, pp. 140-151.
4. Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2008) "Erosion of cubes and Cubipods armour layers under wave attack", Proc. 31<sup>st</sup> *Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 3461-3473.
5. Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2014) "Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 140 (1), pp. 100-108. DOI:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000223.
6. Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2015) *Manual del Cubípodo® 2015*. Valencia: Universitat Politècnica de València. ISBN: 978-84-9048-379-4.

A continuación se incluyen las principales publicaciones derivadas de las tesis, excepto el libro del Manual del Cubípodo® 2015, debido a su extensión.





---

## WAVE-TO-WAVE EXPONENTIAL ESTIMATION OF ARMOR DAMAGE PROGRESSION

MARÍA ESTHER GÓMEZ-MARTÍN  
JOSEP R. MEDINA

*Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia,  
Camino de Vera s/n, Valencia, 46022, Spain*

A new formula to estimate armor damage progression on mound breakwaters in non-stationary wave conditions is presented. This formula is based on the exponential model of individual waves proposed by Medina (1996). Further, two Neural Network models are proposed to estimate armor damage under regular and random waves. Both methods give good agreement with laboratory observations.

### 1. Introduction

Several formulas have been proposed for predicting armor damage on mound breakwaters, most referring to constant incident wave conditions.

The most frequently cited armor stability formula was published by Hudson (1959) based on the pioneering work of Iribarren (1938). Hudson's formula was originally proposed for regular waves, yet SPM (1973) and SPM (1984) popularized the formula as well for irregular waves using the equivalences  $H_{1/3}$  and  $H_{1/10}$  respectively as representative of the wave height of irregular waves. The structural and wave variables used by these formulas were wave height, water and armor density and armor slope. Core permeability, wave period, storm duration, wave grouping and other structural and wave characteristics were not considered.

Van der Meer (1988) proposed a formula including wave period, permeability and storm duration but did not include the cumulative effects of previous storms. Vidal et al. (1995) established a new wave height parameter,  $H_n$  (the average of the  $n$  highest waves in a sea state), to characterize breakwater stability under irregular waves. Jensen et al. (1996) indicated that  $H_{250}$  is a suitable wave height parameter for irregular waves. Medina (1996) developed an exponential model applicable to individual waves of the storm. Melby and Kobayashi (1998) characterized relationships for predicting temporal variations of mean damage with wave height and period varying with time for breaking wave conditions. Medina et al. (2003) designed a Neural Network (NN) model applicable to non-stationary conditions. Accordingly, new methods to be applied in non-stationary conditions are required to avoid simplifying the concept of "design sea state", which implies stationary conditions.

In this paper, a modification of the aforementioned exponential model applicable to individual waves of the storm developed by Medina (1996) is proposed. This new exponential formula is compared with the data obtained in the wave flume of the *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV). A new method using NN for modeling armor damage on mound breakwaters is described. The results are also compared to the estimations produced by the NN methodology given by Medina et al. (2003).

## 2. Experimental Design

The stability experiments designed for this research were carried out in the wave flume of the Laboratory of Ports and Coasts of the UPV. This wave flume is 30x1.2x1.2 meters. The breakwater model was built in deep water conditions. Figure 1 illustrates the longitudinal cross section of the UPV wave flume, the position of the sensors and the rubble mound breakwater model.

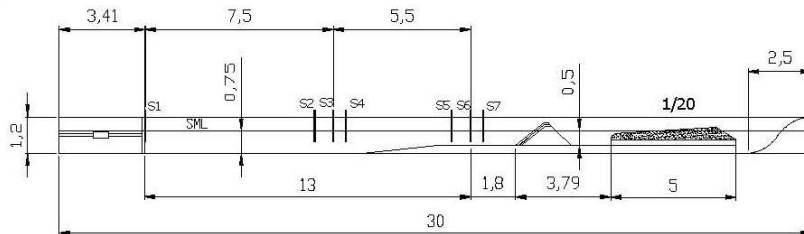


Figure 1. Longitudinal cross section of the UPV wave flume (in meters).

Two groups of three wave gauges (S2 to S7) were placed to analyze incident and reflected waves; one group was placed near the model and the other near the wave maker. The LASA method (Medina, 2001) was used to analyze incident and reflected waves.

Armor elements ( $D_{n50}=3.05\text{cm}$ ) were painted in different colors. The first armor layer was painted yellow for contrast and the second armor layer in bands of different colors to be able to observe the damage. Armor damage was measured using photograph processing, profilers and visual counting. Visual counting was considered the most precise and reliable method for low and moderate damage levels. The eroded area could be defined by equation 1 and the dimensionless damage by equation 2, in which  $N_p$ = number of armor units eroded,  $D_{n50}$ = equivalent cube size,  $p$ = porosity of the armor layer,  $b$ = weight eroded,  $S$ = armor erosion and  $D$ = dimensionless damage. Figure 2 shows the cross section of the rubble mound breakwater built on the UPV wave flume.

$$S = \frac{N_p D_{n,50}^3}{((1-p)b)} \quad (1)$$

$$D = \frac{S}{D_{n,50}^2} \quad (2)$$

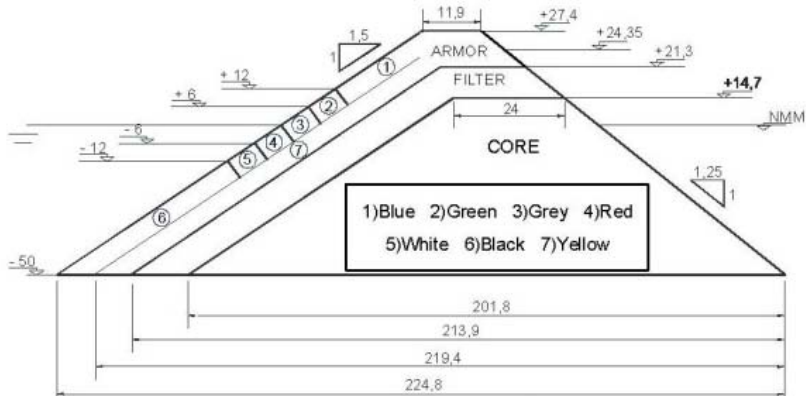


Figure 2. Cross section of the rubble mound breakwater with armor elements in different colors (in centimeters).

The stability experiments were done with Iribarren's number ( $I_r$ ) being constant and increasing wave height, from zero damage to destruction. Tests with regular and random waves were conducted to produce damage.

- In the case of regular waves, runs of 50 waves were generated until maximum damage occurred for each wave height, with periods corresponding to  $I_r = (\tan \alpha) / (H/L_0)^{0.5} = 2, 2.5, 3.5$  and  $4$ . In this case two different armor layer thicknesses were tested, one of them with porosity  $p=40\%$  and the other  $p=48\%$ .
- Random wave tests were conducted with runs of 900 waves for each significant wave height, with mean periods corresponding to  $I_r = (1/1.5) / (2H_{m0i} / g * T_{01i}^2)^{0.5} = 2.5$  and  $3.5$ .

In both cases, damage was measured before and after each run. All tests were repeated six times from zero damage to destruction.

### 3. Wave-to-Wave Exponential Model

To estimate the evolution over time of the armor damage of rubble mound breakwaters in deep water conditions, any proposed model should fulfill the following conditions:

1. Under regular wave attack, the maximum damage should be limited by the existence of an equilibrium profile.
2. Under random wave attack in deep water conditions, there is no equilibrium profile, the damage must necessarily increase with the duration of the storm.
3. The armor damage should be insensitive to small waves.
4. The largest waves should have a significant effect on the armor damage.
5. The method must be applicable to non-stationary conditions.

A simple method that meets these conditions is the wave-to-wave exponential model. The exponential model for individual waves proposed by Medina (1996) is given by equation 3. Exponential models commonly describe processes in which events occur at random times with a constant mean lifetime, such as the case of light bulb duration and radioactive fission.

In this paper, the aforementioned exponential model proposed by Medina (1996) (equation 3) is modified to equation 4, in which  $D_0(H, Ir)$  is the asymptotic maximum damage to the armor layer under a constant regular wave attack and the  $n50\%$  parameter (mean damage) is the number of regular waves causing 50% of the maximum damage  $D_0(H, Ir)$ . This parameter is similar to the mean life time concept.

$$D(H, T, N) = D_0(H, T) \left( 1 - e^{-\frac{N}{n63\%}} \right) \quad (3)$$

$$D(H, Ir, N) = D_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}} \right) \quad (4)$$

The wave-to-wave exponential model for random waves first requires the identification of individual incident waves attacking the structure. The discrete derivative of the equation for regular waves (4) generates equation 5 applicable to random waves:

$$\begin{aligned} D_i &= D_{i-1} + (1/n50\%)_i \ln 2 (D_{0i} - D_{i-1}) & \text{if } D_{0i} > D_{i-1} \\ D_i &= D_{i-1} & \text{if } D_{0i} < D_{i-1} \end{aligned} \quad (5)$$

in which  $D_i$  is the accumulated armor damage after the  $i^{\text{th}}$  wave and  $D_{0i} = D_0(H_i, Ir_i)$  is the asymptotic maximum damage corresponding to the  $i^{\text{th}}$  wave. The mean damage parameter  $(n50\%)_i$  is the number of waves in a regular train with

the characteristics of the  $i^{\text{th}}$  wave and causing 50% of the maximum damage,  $D_{0i} = D_0(H_i, I_r)$ .

### 3.1. Mean Damage Parameter $n50\%$

The exponential parameter  $n50\%$  was estimated using the runs of 50 regular waves. For each wave height, damage was measured after each run (50 waves) attacking the structure until the asymptotic maximum damage was observed.

Damage was measured at 50 wave intervals, thus the number of regular waves which produce 50% of the maximum damage for each run could be obtained with equation 6:

$$n50\% = \frac{D_0 - D_i}{D_i - D_{i-1}} \Delta N \ln 2 \quad (6)$$

Finally, the  $n50\%$  parameter was found to be dependent on Iribarren's number and was estimated as  $n50\%=110$  for  $I_r=2.5$  and  $n50\%=35$  for  $I_r=3.5$ . Figure 3 shows the comparison between measured and estimated armor damage for different wave heights and  $I_r=2.5$ , being  $n50\%=110$ .

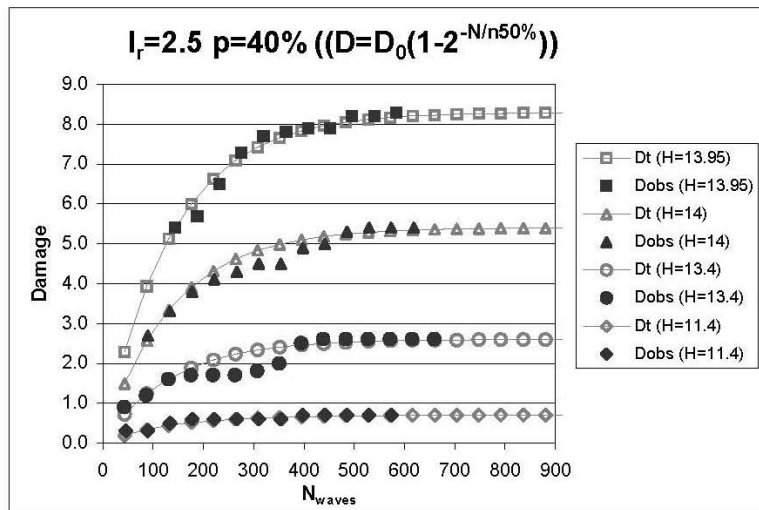


Figure 3. Comparison of measured and estimated armor damage considering  $n50\%=110$  for  $I_r=2.5$ .

### 3.2. Experimental verification

To apply Equation 5 to a given structure, it is necessary to define: (1) the incident wave train  $\{H_i, T_i\}$  to calculate  $\{H_i, I_r\}$ ; (2) the damage function  $D_0(H, I_r)$  corresponding to regular wave trains, and (3) the exponential parameter  $n_{50\%}$  found to be dependent on  $I_r$ . In this paper, the parameter  $n_{50\%}=110$  was used for  $I_r \leq 2.5$ ;  $n_{50\%}=35$  was used for  $I_r \geq 3.5$ , and  $110 > n_{50\%} > 35$  was linearly interpolated between  $2.5 < I_r < 3.5$ .

To estimate the damage function for regular waves,  $D_0(H, I_r)$ , a NN model was used; the NN model is described in the next section. Finally, the wave-to-wave exponential model was applied to each individual wave. Figures 4 and 5 show a typical evolution of observed damage, increasing wave height and estimated damage using the wave-to-wave exponential model for regular and random waves.

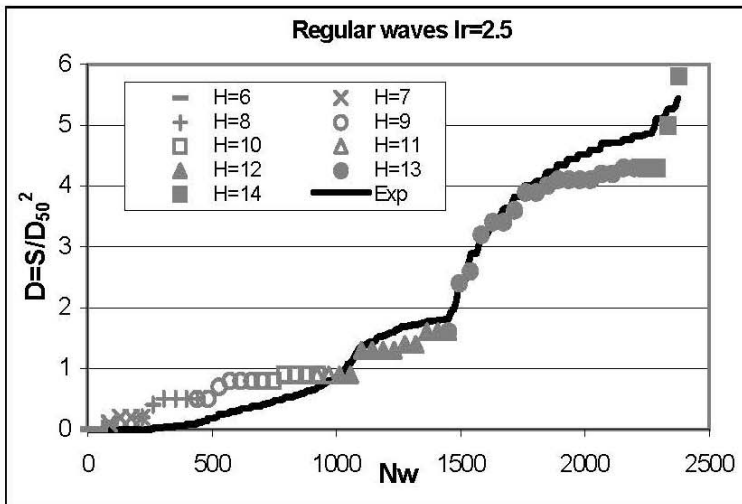


Figure 4. Comparison of measured and estimated armor damage for regular waves ( $I_r=2.5$ ).

The wave-to-wave exponential model shows a good agreement with the experimental damage from low damage to destruction. The mean squared error obtained in the estimation was 35%, and the coefficient of variation obtained in the test was 30%.

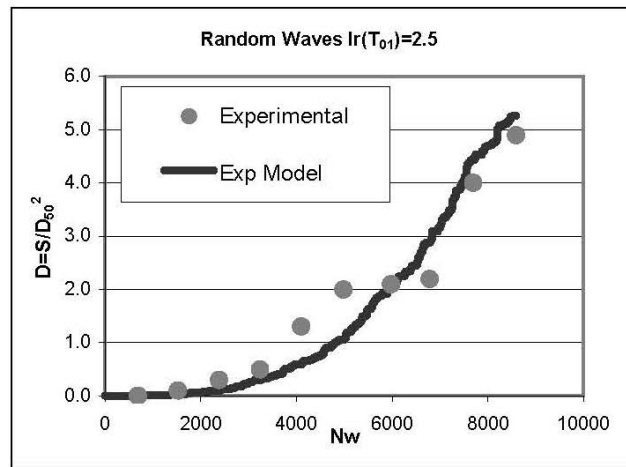


Figure 5. Comparison of measured and estimated armor damage for random waves and Ir=2.5.

#### 4. Neural Network Analysis

Neural Networks (NN) are optimization techniques commonly used in artificial intelligence. In this paper, the evolutionary strategy (400+400)-ES proposed by Medina (1999) was used to optimize the NN modeling of armor damage. The experimental observations are randomly grouped in the learning and testing data. With the learning data NN model is trained and a behavior ruler is obtained. After that, the model is verified with the testing data (cross-validation).

In this paper, two NN models are presented. Firstly, a NN model for regular waves is given to estimate the damage function  $D_0$ , and secondly, a NN model for random waves is proposed to estimate accumulated armor damage in non-stationary conditions (see Medina et al., 2003).

##### 4.1. NN model for regular waves

To estimate the damage function for regular waves  $D_0$ , data from regular tests were used. The dimensionless damage ( $D=S/D_{n50}$ ) observed in 79 regular tests was randomly grouped in the learning data set (63 cases) and testing data (16 cases). Three input variables were considered: (1) the relative incident wave height,  $H_i/H_0$ , (2) the incident Iribarren's number,  $Ir=(\tan\alpha)/(H/L_0)^{0.5}$  and (3) the thickness of the armor layer,  $e$ . The output variable was the linearized dimensionless damage,  $D^*=(S/D_{n50})^{2,0.2}$ .

The evolutionary strategy eliminated some of the parameters and finally, the NN model generated estimations of armor damage with a relative mean squared error of 15% on test data. Figure 6 shows the scheme of the NN model.

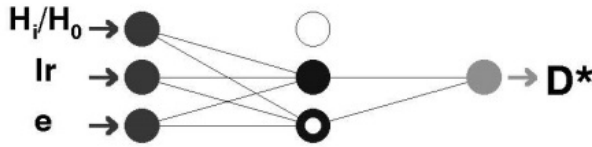


Figure 6. Scheme of the NN model to estimate armor damage for regular waves.

Figure 7 shows the damage observations and NN estimations using the NN models described above. This graph is a cross validation to compare the observed damage with the NN estimations.

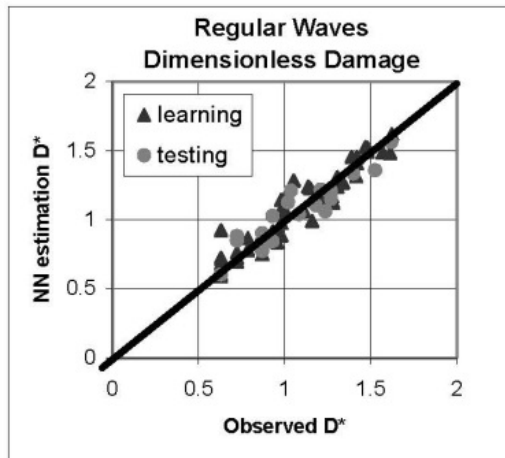


Figure 7. Comparison of measured and NN estimated armor damage (regular waves).

Once the NN model had learnt the behavior of the phenomenon to be reproduced, a virtual laboratory was available. Then, NN simulations were conducted to calculate the armor damage in different cases. Random inputs of the relative incident wave height ( $0.7 < H_r/H_0 < 1.5$ ) and the incident Iribarren's number ( $2.25 < I_r < 3.5$ ) were generated for each thickness of the armor layer,  $e$ . NN estimations of armor damage were calculated. Figure 8 shows the results of the simulations for each Iribarren's number, and we see that armor damage is linearly dependent on the wave height.



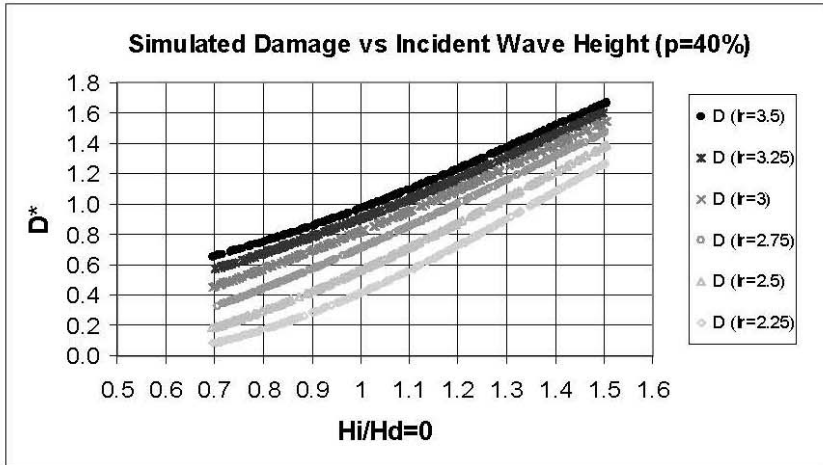


Figure 8. NN estimations of armor damage for each Iribarren’s number (regular waves).

Linear regressions can be adjusted for each Iribarren’s number and armor layer thickness (equation 7):

$$D^* = D^{0.2} = A_i \left( \frac{H_i}{H_{d=0}} \right) + B_i \tag{7}$$

in which  $A_i$  and  $B_i$  are empirical parameters and  $D^* = (S/D_{n50})^{2 \cdot 0.2}$  is the linearized dimensionless damage.

The coefficients of the lines  $A_i$  and  $B_i$  depend linearly on Iribarren’s number.

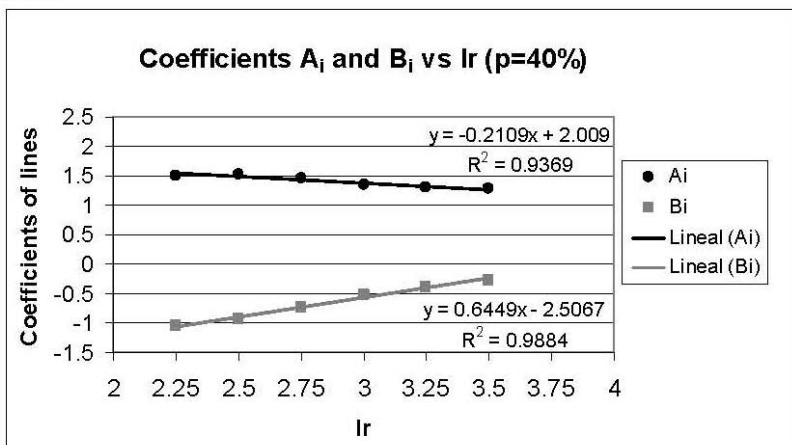


Figure 9. Coefficients  $A_i$  and  $B_i$  for each Iribarren’s number.

Thus, this design formula (equation 8) may be used to determine the maximum armor damage produced by regular waves. The coefficients  $a_i$  and  $b_i$  of equation 8a were estimated for each armor layer porosity, as shown in equation 8b.

$$D_0 = \left[ (a_1 * Ir + a_2) \left( \frac{H_i}{H_{d=0}} \right) + (b_1 * Ir + b_2) \right]^5 \quad (8a)$$

$$p = 48\% \begin{cases} a_1 = -0.13 & \text{and} & a_2 = 1.66 \\ b_1 = 0.42 & \text{and} & b_2 = -1.61 \end{cases} \quad (8b)$$

$$p = 40\% \begin{cases} a_1 = -0.23 & \text{and} & a_2 = 2.01 \\ b_1 = 0.64 & \text{and} & b_2 = -2.51 \end{cases}$$

#### 4.2. NN model for random waves

A pruned NN model was proposed by Medina et al. (2003) to estimate the accumulative damage on the armor layer of breakwaters in non-stationary conditions. The data for learning and testing were obtained from the 57 aforementioned random tests. Incident wave attack was characterized by the significant wave height ( $H_{m0i}$ ) and the mean period ( $T_{01i}$ ),  $Ir = (\tan\alpha)/(H/L_0)^{0.5} = (1/1.5)/(2\pi H_{m0i}/g T_{01i}^2)^{0.5}$ .

The NN structure considered to estimate the accumulated armor damage has three input variables: (1) incident Iribarren's number,  $Ir$ ; (2) relative incident significant wave height,  $1.27 H_{m0i}/H_0$ , and (3) armor damage before the wave attack,  $D_{i-1}^*$ . The output was the armor damage after the wave attack,  $D_i^*$ . The values of the armor damage were linearized using the 1/5 relationship proposed by Medina et al. (1994),  $D^* = (S/D_{n50}^2)^{0.2}$ , in which  $S$  = armor erosion and  $D_{n50}$  = equivalent cube size. The measured armor damage below  $D=0.4$  was considered insignificant damage.

The NN model is able to estimate the evolution of accumulated armor damage from zero damage to destruction caused by series of  $Nw = 900$  irregular waves characterized by  $\{H_{m0i}, T_{01i}\}$ . Figure 10 shows the scheme of the NN model to estimate accumulated armor damage in non-stationary conditions.

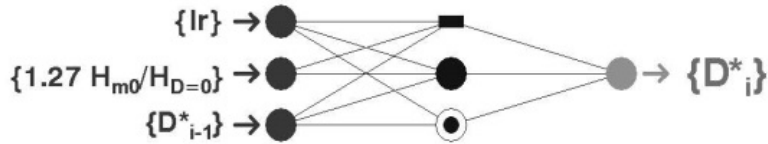


Figure 10. NN scheme to estimate the evolution of accumulated damage.

The 57 irregular tests carried out in the UPV wave flume were randomly grouped, 70% of the data were used for learning and 30% for testing. Figure 11 shows the comparison between estimated and measured armor damage; a NN model was obtained  $PSE/Var=18\%$  in the learning data and a relative mean squared error (MSE/Var) of 17% in the test data. Therefore, the NN model was cross-validated and accepted to estimate the evolution over time of the accumulated armor damage.

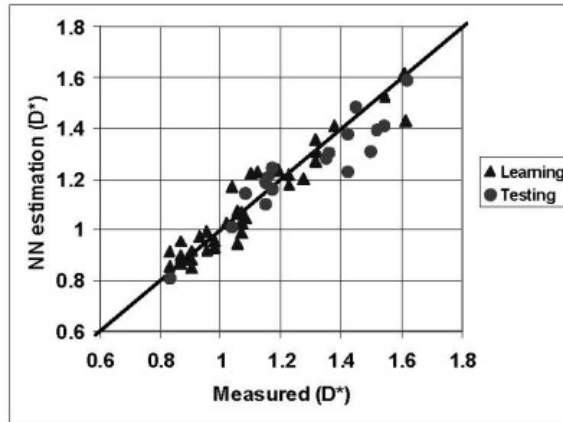


Figure 11. Comparison of measured and estimated armor damage (irregular waves).

## 5. Comparison between the Wave-to-Wave Exponential Model and Neural Network Analysis

This series of tests using random waves with increasingly significant wave height can be used to verify the wave-to-wave exponential model and the NN model for non-stationary conditions.

Figure 12 shows an example of an irregular test ( $Ir = 2.5$ ) in which the significant wave height increases over time. The wave-to-wave exponential estimations and the NN estimations are compared to the measurements. Both models provide reasonably good estimations of the evolution over time of the observed accumulated armor damage.

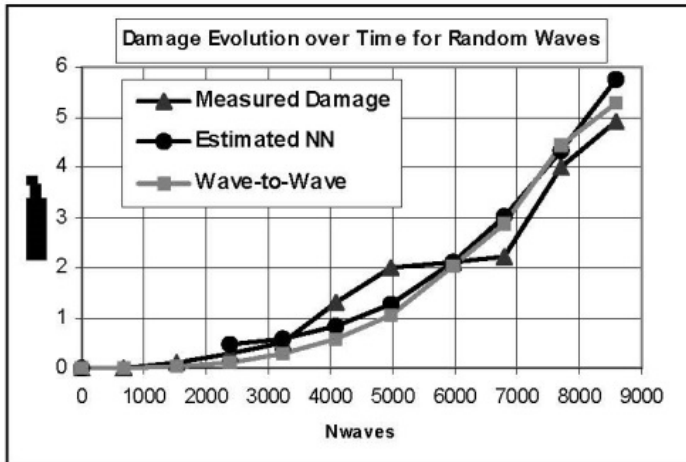


Figure 12. Comparison of measured and estimated accumulated armor damage in non-stationary conditions using the exponential model and the NN model.

## 6. Conclusions

Breakwater design depends on a wide range of structural parameters and environmental factors. Usually, the structures are tested in stationary conditions for a given “design sea state”; however, real storms are never stationary events and they usually produce accumulated damage, particularly to the armor layer. In this paper, two methods are described to be applied in non-stationary conditions: (1) the Wave-to-wave Exponential model and (2) a Neural Network (NN) model.

The parameters of the exponential model were obtained using the experimental data of aforementioned regular tests carried out in the UPV wave flume. The mean damage parameter  $n_{50\%}$  has been found to be dependent on  $I_r$ , being  $n_{50\%}(I_r=2.5) \approx 110$  and  $n_{50\%}(I_r=3.5) \approx 35$ . The damage function  $D_0(H, I_r)$  for regular waves was estimated using formulas obtained from NN simulations. The estimation of accumulated armor damage using the wave-to-wave exponential model showed a good agreement to damage observations in both regular and random tests.

The NN model for random waves also gave reasonable estimations of accumulated armor damage in non-stationary conditions.

## Acknowledgments

This research is funded by the Spanish Puertos del Estado (Convenio de Diques) and the Ministry of Science and Technology through grant BFM2001-2759.

---

María Esther Gómez-Martín is supported by the Secretaría de Estado de Educación y Universidades. The authors wish to thank Dr. Debra Westall (UPV) for her revision of this English text.

### References

- Hudson, R. Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *J. of Waterways and Harbors Division, American Society of Civil Engineers*, V.85, N. WW3, pp. 93-121.
- Iribarren, R. (1938). Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera. M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipuzcoa, Spain.
- Jensen, T., Andersen, H. and Gronbech, J. (1996). Breakwater stability under regular and irregular wave attack. ICCE 1996, ASCE, 1679-1692.
- Medina, J.R., Hudspeth, R.T., and Fassardi, C. (1994). Breakwater armor damage due to wave groups. *J. Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Engrg., ASCE*, 120(2), 179-198.
- Medina, J.R. (1996). Wave climate simulation and breakwater stability. ICCE 1996, ASCE, 1789-1802.
- Medina, J.R. (1999). Neural network modeling of runup and overtopping. *Proc. Coastal Structures 1999, Santander, Spain, A.A. Balkema, Vol.1*, pp. 421-429.
- Medina, J.R. (2001). Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing. *J. Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Engrg., ASCE*, 127(4), 213-221.
- Medina, J.R., Garrido, J., Gómez-Martín, M.E. and Vidal, C. (2003). Armor damage analysis using Neural Networks. *Proc. Coastal Structures 2003, Portland, Oregon*, in press.
- Melby, J.A. and Kobayashi, N. (1998). Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters. *J. Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Engrg., ASCE*, 124(6), 286-294.
- SPM (1973; 1984). *Shore Protection Manual*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Van der Meer, J. (1988). Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layer. *Journal of Waterway, Port, Coast. and Oc. Engrg., ASCE*, 114(1), 66-80.
- Vidal, C., Losada, M.A. and Mansard, E.P.D. (1995). Suitable wave-height parameter for characterizing breakwater stability. *J. Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Engrg., ASCE*, 121(2), 88-97.



## DAMAGE PROGRESSION ON CUBE ARMORED BREAKWATERS

María Esther Gómez-Martín<sup>1</sup> and Josep R. Medina<sup>2</sup>

In this paper a new failure mode affecting the armor layer of mound breakwaters is presented, the Heterogeneous Packing (HeP) failure mode, which tends to reduce the packing density of the armor layer near the still water level (SWL) without extracting armor units but only moving slightly within the armor layer. Moreover, a new method to measure dimensionless armor damage is proposed, taking into account both the armor unit extraction and the HeP failure modes. Additionally, the  $n_{50\%}$  parameter of the wave-to-wave exponential model was estimated for concrete cubes using the data obtained from physical tests. This method for estimating armor damage progression in non-stationary wave conditions showed good agreement with laboratory observations.

### INTRODUCTION

One of the most important failure modes of mound breakwaters is the extraction of armor elements from the armor layer. To address this failure mode, during recent decades, many different armor units have been developed, as tetrapod, acropod, dolos, core-loc, etc. Concrete cubes are the most common armor units for mound breakwaters on the Spanish coasts.

Research on armor stability shows the importance of density of placement (d'Angremond et al., 1999). Vandenbosch et al. (2002) analyzed the influence of placement density on the stability of a mound breakwater with two layers of concrete cube armor units. Contrary to other armor units, cubes are cheap and simple to produce; the failure function is not brittle and the armor unit breaking is not a significant problem. However, cubes and parallelepiped blocks have serious drawbacks for face-to-face packing. The natural increase of packing density in the lower part of the breakwater, as a result of small unit movements and frequent face-to-face arrangements, usually generates significant changes of porosity in different parts of the breakwater. The increase of the packing density below the still water level (SWL) generates the corresponding reduction in packing density above and near the SWL, which is denoted in this paper as the Heterogeneous Packing (HeP) failure mode. HeP is a failure mechanism of mound breakwaters which tends to reduce the packing density of the armor layer near the SWL without extracting armor units but only moving armor units within the armor layer. Conventional analysis of mound breakwater takes into account only the armor unit extraction failure mode; therefore, classical methods to measure damage consider only the extraction of armor units, but they do not take into account the changes in porosity of the armor layer. In this paper, a new

---

<sup>1</sup> Res. Asst., Laboratory of Ports and Coasts, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, Valencia, 46071, Spain. [mgomar00@upvnet.upv.es](mailto:mgomar00@upvnet.upv.es)

<sup>2</sup> Prof., Laboratory of Ports and Coasts, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, Valencia, 46071, Spain. [jmedina@tra.upv.es](mailto:jmedina@tra.upv.es)

method to measure dimensionless armor damage is proposed taking into consideration both the extraction of armor units and the HeP failure modes. Moreover, preventing HeP, a new armor unit has been designed, the Cubipod. The main goal of this new armor unit is to benefit from the cubes's easy-to-build structure and its remarkable structural stability while avoiding the problems of HeP and relative low hydraulic stability.

A number of formulae have been proposed to predict armor damage in stationary conditions. One of the most popular armor stability formula was published by Hudson (1959) based on the pioneering work of Iribarren (1938). Hudson's formula was originally proposed for regular waves, but SPM (1984) adapted the formula for irregular waves using the equivalence  $H=H_{1/10}$  as representative wave height for irregular waves. Van der Meer (1988) proposed another formula including wave period, permeability and storm duration. Nonstationary wave climate conditions can be considered using the method proposed by Medina (1996) based on an exponential model applicable to individual waves of the storm. Melby and Kobayashi (1998) identified relationships for predicting temporal variations of mean damage with wave height and period variation over time for breaking wave conditions. Recently, Gómez-Martín and Medina (2004) adjusted the exponential model to estimate the n50% parameter for rubble mound breakwaters. In this paper, the n50% parameter of the exponential model is estimated for concrete cubes using the data obtained from physical experiments at the Wind and Wave Test Facility (30.0x1.2x1.2 m) at the *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV).

#### EXPERIMENTAL DESIGN

The experiments were carried out at the UPV. The breakwater models were built in deep water conditions and with high crest elevation to prevent overtopping. Figure 1 illustrates the longitudinal cross section of the UPV wave flume.

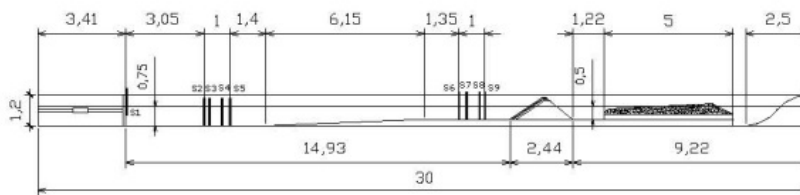


Figure 1. Longitudinal cross section of the UPV wave flume (dimensions in meters).

Two groups of four wave gauges (S2 to S9) were placed to record incident and reflected waves; one group was placed near the model and the other near the wavemaker. The LASA-V method (Figueres et al., 2003) was used to analyze incident and reflected waves.



Using the same core and filter layer, two mound breakwater cross sections were tested with different armor units: cubes and Cubipods. Two layers of cubes and Cubipods with porosity  $p=40\%$  were tested. Cubipods were lighter ( $W_{50}=108\text{g}$ ), and they also have smaller concrete density ( $\rho_s=1.86\text{ T/m}^3$ ) than cubes ( $W_{50}=140\text{g}$  and  $\rho_s=2.18\text{ T/m}^3$ ) since a higher hydraulic stability of Cubipods was expected. Cubes ( $D_{n50}=4\text{cm}$ ) and Cubipods ( $D_{n50}=3.85\text{cm}$ ) were painted in different colors; the bottom armor layer was painted white (cube model) or black (Cubipod model) for contrast and the upper armor layer in bands of different colors to be able to measure the damage. Armor damage was measured before and after each run of waves, using the Visual Counting method and the Virtual Net method described later. Gómez-Martín and Medina (2004) considered Visual Counting as the most precise and reliable method for low and moderate damage levels if porosity of the armor layer was constant, but they did not take into account the HeP failure mode.

The stability experiments were done with the Iribarren number ( $Ir$ ) being constant and increasing wave height, from zero damage to destruction. Regular and irregular waves were used during the tests. In the case of regular waves, runs of 25 waves (cubes) and 50 waves (Cubipods) were generated until 500 waves for each wave height level, with periods corresponding to  $Ir=(1/1.5)/(H_{reg}/L_0)^{0.5} = 2.5, 3.0, 3.5$  and  $4.0$ . Irregular wave tests were conducted with runs of 1000 waves for each significant wave height level, with mean periods corresponding to  $Ir=(1/1.5)/(H_{reg}/L_{01i})^{0.5} = 2.5, 3.0, 3.5$  and  $4.0$ , taking into account the relationship  $H_{reg}=1.4^*H_{m0i}$ .

Regular and irregular cube tests were repeated three times from zero damage to destruction except the  $Ir=4.0$  test that was done only once. Regular wave Cubipod tests were done twice and irregular wave Cubipod tests only once, and an additional irregular test with  $Ir=2.0$  was done with Cubipods.

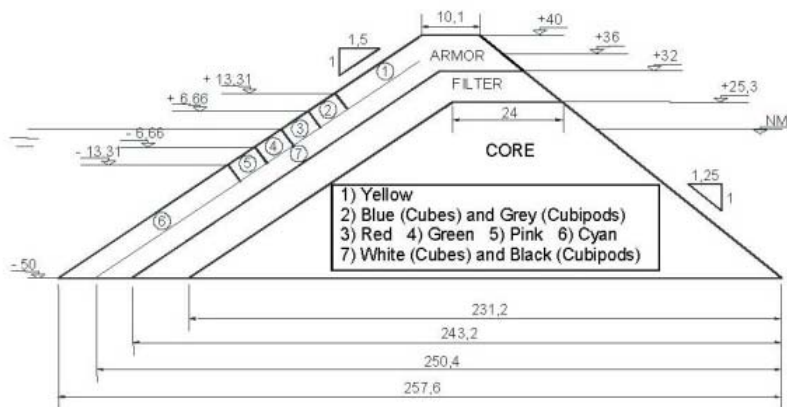


Figure 2. Cross section of the cube and Cubipod mound breakwater with armor units in different colors (dimensions in centimeters).

**HETEROGENEOUS PACKING (HeP) FAILURE MODE**

The HeP failure mode is characterized by a decrease of porosity of the armor layer without extracting elements, generating zones with high porosity near the SWL, having fewer armor units per unit surface. This failure mode is highly significant in the case of regular armor units, such as cubes or parallelepipedic blocks, which tend to generate undesired face-to-face arrangements under the SWL, leaving upper zones with higher porosity. Therefore, damage is not only produced by armor unit extractions that leap and form a third layer on the lower zone of the armor, but damage is also caused by HeP of the upper and bottom armor layers.

The HeP failure mode is similar to the erosion caused by extracting armor units because the reduction of the packing density can facilitate the extraction of units from the filter layer. Thus, armor damage is produced by two different failure mechanisms: extraction of armor elements and HeP. In both cases, the result is similar: a decrease in the number of armor units near the SWL. HeP is always produced, but the relative impact of the HeP failure mode depends on four main factors: (1) type of armor unit, (2) difference between the initial porosity and the minimum porosity, (3) slope of the armor layer, and (4) friction coefficient between the armor layer and the filter layer.

In order to avoid the face-to-face arrangement between concrete cubes and to increase interlocking with the filter layer, the cube has been modified; the Cubipod design used in this experiment was a cubic element with equal protuberances on every side (Figure 3), which are meant to separate the adjacent units and to increase the friction with the filter layer. A common problem in the design of armor units is the need to choose between hydraulic stability and structural stability: armor units can increase their hydraulic stability by interlocking but this usually requires a significant reduction of the structural strength of the unit. The Cubipod is designed to avoid the HeP failure mode and also to augment the hydraulic stability and the friction with the filter layer.



Figure 3. 3D view of the Cubipod.

### Armor Damage Analysis

Armor damage was defined in both a quantitative and a qualitative manner. Qualitatively, based on experimental results, four damage levels were considered: (1) Initiation of Damage (IDa), when the upper armor layer presents a few holes of one armor unit size; (2) Initiation of Iribarren Damage (IIDa), defined by Iribarren (1965), when the damage is sufficient to permit extraction of pieces from the bottom armor layer; (3) Initiation of Destruction (IDe), the initiation of damage in the bottom armor layer, when one or more units of the bottom layer have been removed and parts of the filter are clearly visible; and (4) Destruction (De), when a significant part of the bottom layer is removed. These damage levels are based on visual analysis of the photos after every test run.

Classical methods for quantitative measurement of armor damage include visual counting, photo measurements and profile measurements. Each method assumes that the porosity of the armor layer is constant during damage progression. However, when HeP failure mode is significant, porosity is not constant and a new method must be defined to take into account HeP. In this paper, the quantitative analysis was done using both the classical visual counting method and a new Virtual Net Method, described in this paper. The visual counting method defines the eroded area by equation 1 and the dimensionless damage by equation 2.

$$A_e = \frac{N_e D_{n50}^3}{((1-p)b)} \quad (1)$$

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (2)$$

where  $N_e$ = number of eroded armor units,  $D_{n50}$ = equivalent cube size,  $p$ = constant porosity of the armor layer,  $b$ = studied width,  $A_e$ = armor erosion and  $S$ = dimensionless armor damage.

The main drawback of the classical method is that it does not take into account changes in porosity of the armor layer. When significant HeP is generated, the porosity of the armor layer is not constant; therefore, the equivalent dimensionless damage should be measured taking into account the difference of porosity in each of the zones of the armor layer in regards to initial porosity. The Virtual Net method requires projecting a virtual net over the armor layer photograph dividing it into strips (number of strips =  $j$ ), each of which is  $n$  times width the size of the equivalent cube ( $D_{n50}$ ). The number of armor units in every strip ( $N_e$ ) is counted, and with this number of units, the porosity of every strip ( $p_i$ ) can be calculated using equation 3, in which  $a=n*D_{n50}$  and  $b=0.75m$

are the strip dimensions. Accordingly, the dimensionless damage in each strip ( $D_i$ ) is obtained with equation 4, in which  $n$  is an integer,  $p_i$  is the porosity after the wave attack and  $p_0$  is the initial porosity in each strip. Integrating these damages over the slope, the equivalent dimensionless armor damage ( $D_e$ ) may be obtained using equation 5. This method takes into account both the armor unit extraction and the HeP failure modes since the porosity of the armor layer is not constant.

$$p_i = 1 - \frac{N_e D_{n50}^2}{(a * b)} \quad (3)$$

$$D_i = n \left( 1 - \frac{1 - p_i}{1 - p_0} \right) \quad (4)$$

$$D_e = S = \sum_{i=1}^j D_i \quad (5)$$

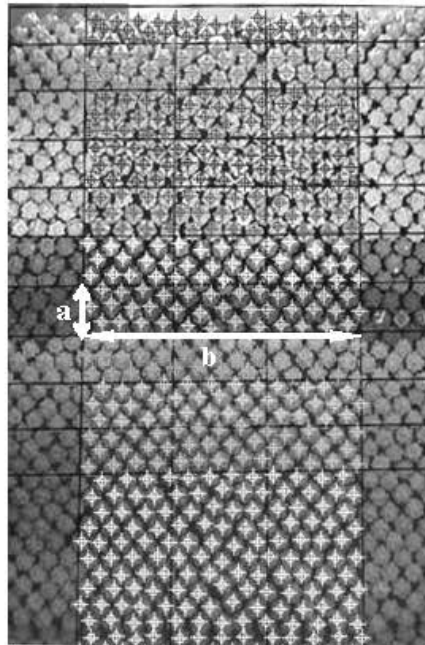


Figure 4. Virtual Net over the slope and counting of the armor units.

## RESULTS

### Damage measurements

Initial results from the experiments are the damage measurements for cube and Cubipod physical models. The results of dimensionless damage measurements obtained with cubes for each of the significant damage levels obtained with the classical visual counting method is lower than the equivalent dimensionless damage obtained with the new Virtual Net method. The reason is that classical methods do not take into account the HeP produced in the upper armor layer, and they underestimate the real damage to the armor layer. Thus it is possible that the level of damage in the breakwater was actually the “start of damage” due to HeP but none of the units had been extracted, and so the visual counting method provided zero damage values. Likewise, classical measurements of dimensionless damage obtained with the Cubipod model are lower than Virtual Net measurements; however, in the case of Cubipods, the differences between methods are smaller than with cubes, because HeP is also lower due to the effect of the protuberances designed to avoid the HeP failure mode. Therefore, the difference between the Virtual Net method and classical method is highly significant in case of regular armor units, such as cubes or blocks.

**Table 1. Dimensionless damage measurements with classical and Virtual Net method for cube and Cubipod models.**

		DAMAGE MEASUREMENT METHOD	
		Classical (S)	Virtual Net (D <sub>e</sub> )
Dimensionless Damage	CUBES	0.1	1.3
		0.8	2.5
		7.2	10.6
	CUBIPODS	0	1.4
		1.5	2.4
		9.5	10.3

In brief, if the HeP failure mode is produced, classical methods are not valid because they underestimate damage. However, the new Virtual Net method seems to provide good measurements of the equivalent dimensionless damage, taking into account the difference of porosity in each of the zones of the upper armor layer. But, it is important to note that the Virtual Net method does not take into account changes in porosity of the bottom armor layer; therefore, the damage values obtained with this new method may be lower than real damage if the HeP failure mode significantly affects the bottom armor layer.

Finally, the wave height corresponding to the initiation of damage (IDa) for cubes and Cubipods were obtained taking into account the qualitatively visual analysis and corresponded to the equivalent dimensionless damage value of 1. The average wave heights that produce IDa are 10 cm for cubes and 14 cm for

Cubipods. In conclusion, the Cubipod showed very high hydraulic stability compared to cubes.

### Wave-to-Wave Exponential Model

To estimate the evolution over time of the armor damage of rubble mound breakwaters in deep water conditions, any proposed model should fulfill the following conditions:

1. Under regular wave attack, the maximum damage should be limited by the existence of an equilibrium profile.
2. Under random wave attack in deep water conditions, there is no equilibrium profile, the damage must necessarily increase with the duration of the storm.
3. The armor damage should be insensitive to small waves.
4. The largest waves should have a significant effect on the armor damage.
5. The method must be applicable to non-stationary conditions.

A simple method that meets these conditions is the wave-to-wave exponential model, proposed by Gómez-Martín and Medina (2004). The wave-to-wave exponential model for regular waves may be described by equation 6, in which  $D_0(H, Ir)$  is the asymptotic maximum damage to the armor layer under a constant regular wave attack and the n50% parameter (mean damage) is the number of regular waves causing 50% of the maximum damage  $D_0(H, Ir)$ .

$$D(H, Ir, N) = D_0(H, Ir) \left( 1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}} \right) \quad (6)$$

The wave-to-wave exponential model for random waves first requires the identification of individual incident waves attacking the structure. The discrete derivative of the equation for regular waves (6) generates equation 7 applicable to irregular waves:

$$\begin{aligned} D_i &= D_{i-1} + \left( 1/n50\% \right)_i \ln 2 (D_{0i} - D_{i-1}) & \text{if } D_{0i} > D_{i-1} \\ D_i &= D_{i-1} & \text{if } D_{0i} < D_{i-1} \end{aligned} \quad (7)$$

in which  $D_i$  is the accumulated armor damage after the  $i^{\text{th}}$  wave and  $D_{0i} = D_0(H_i, Ir_i)$  is the asymptotic maximum damage corresponding to the  $i^{\text{th}}$  wave. The mean damage parameter  $(n50\%)_i$  is the number of waves in a regular train with the characteristics of the  $i^{\text{th}}$  wave and causing 50% of the maximum damage,  $D_{0i} = D_0(H_i, Ir_i)$ .

**Mean Damage Parameter n50%.** Gómez-Martín and Medina (2004) analyzed the n50% parameter for natural rock, the estimations based on physical experiments showing a dependency on the Iribarren number ( $n50\% = 110$  waves if  $Ir = 2.5$ , and  $n50\% = 35$  if  $Ir = 3.5$ ). In this paper, the n50% parameter was

estimated for concrete cubes, using the data obtained from regular wave tests. For each wave height, damage was measured after each run (25 waves) attacking the structure until 500 waves, which was supposed to be the asymptotic maximum damage ( $D_0$ ). Damage was measured at 25 wave intervals; thus, the number of regular waves which produce 50% of the maximum damage for each run could be obtained with equation 8:

$$n50\% = \frac{D_0 - D_i}{D_i - D_{i-1}} \Delta N \ln 2 \quad (8)$$

Finally, the  $n50\%$  parameter was found to be dependent on the Iribarren number and was estimated as  $n50\%=175$  waves for  $Ir=2.5$  and  $n50\%=90$  waves for  $Ir=3$  and  $3.5$ . Figure 5 shows the  $n50\%$  parameter obtained with natural rocks and cubes for different Iribarren numbers.

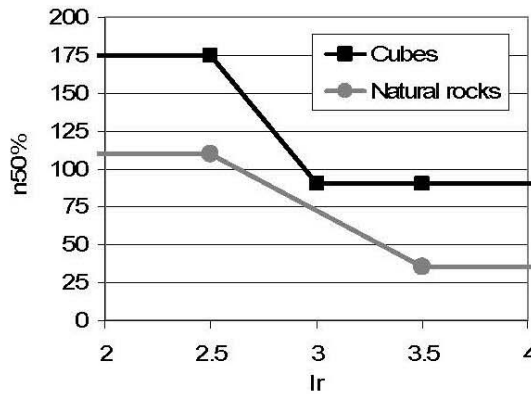


Figure 5. Comparison of  $n50\%$  parameter for natural rocks and cubes.

**Experimental verification.** To apply Equation 7 to a given structure, it is necessary to define: (1) the incident wave train  $\{H_i, T_i\}$  to calculate  $\{H_i, I_r\}$ ; (2) the damage function  $D_0(H, I_r)$  corresponding to regular wave trains, and (3) the exponential parameter  $n50\%$  found to be dependent on  $I_r$ . In this paper, the parameter  $n50\%=175$  was used for  $I_r \leq 2.5$ ;  $n50\%=90$  was used for  $I_r \geq 3$ , and  $175 > n50\% > 90$  was linearly interpolated between  $2.5 < I_r < 3$ .

To estimate the damage function for regular waves,  $D_0(H, I_r)$ , a Neural Network (NN) model was used; data from 90 regular tests were used. The equivalent dimensionless damage ( $D_e$ ) observed in regular tests was randomly grouped in the learning data set (80%) and testing data (20%). Two input variables were considered: (1) the relative incident wave height,  $H_i/H_{d=0}$ , and (2) the incident Iribarren number,  $I_r = (\tan \alpha)/(H/L_0)^{0.5}$ . The output variable was the linearized equivalent dimensionless damage,  $D^* = (D_e)^{0.2}$ . The NN model

generated estimations of armor damage with a relative mean squared error of 11% on test data. Figure 6 shows the scheme of the NN model.

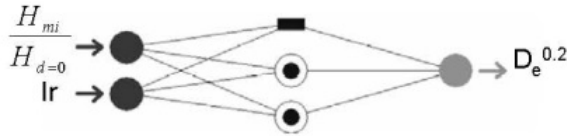


Figure 6. Scheme of the NN model to estimate armor damage for regular waves.

Finally, the wave-to-wave exponential model was applied to each individual wave. Figure 7 shows a typical evolution of observed damage, increasing wave height and estimated damage using the wave-to-wave exponential model for random waves and cube mound breakwater.

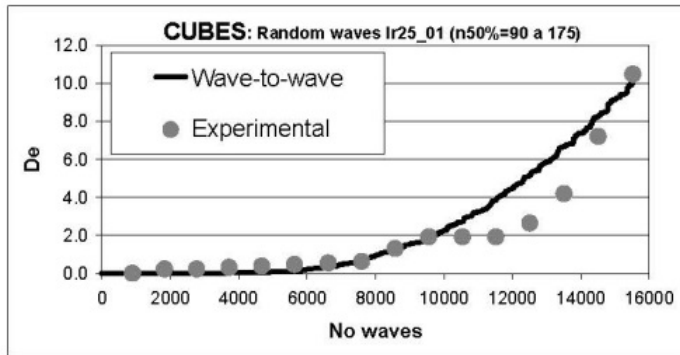


Figure 7. Comparison of measured and estimated armor damage for random waves and  $Ir=2.5$ .

The wave-to-wave exponential model shows a good agreement with the experimental damage from low damage to destruction.

## CONCLUSIONS

The hydraulic stability of mound breakwater armor layers depends on many factors, but one of the most important is the design and shape of the armor units. Over the years, cubes and parallelepipedic blocks have been the most commonly used concrete armor units; however, they have performance problems associated with face-to-face fitting, resulting in an increase of packing density below the SWL and the corresponding reduction in packing density above and near the SWL. This change of porosity in different parts of the breakwater was defined in this paper as the HeP failure mode. Further, a new method to measure



dimensionless armor damage was proposed, taking into account both the armor unit extraction and the HeP failure modes. Finally, a new armor unit was designed to prevent the HeP failure mode, the Cubipod armor unit. Preliminary tests showed very high hydraulic stability of the Cubipods compared to the cubes.

Gómez-Martín and Medina (2004) presented the wave-to-wave exponential model to be applied in non-stationary conditions and analyzed the  $n_{50\%}$  parameter for natural rock. To further this research, in this paper the  $n_{50\%}$  parameter for concrete cubes was analyzed using the experimental data of the aforementioned regular tests carried out in the UPV wave flume. The mean damage parameter  $n_{50\%}$  was found to be dependent on the Iribarren number, being  $n_{50\%}(Ir=2.5)=175$  and  $n_{50\%}(Ir=3 \text{ and } 3.5)=90$ . The damage function  $D_0(H,Ir)$  for regular waves was estimated using a NN model. The estimation of accumulated armor damage using the wave-to-wave exponential model showed a good agreement with damage observations in non-stationary conditions.

#### ACKNOWLEDGMENTS

The authors acknowledge the financial support of the Spanish *Puertos del Estado (Convenio de Diques)* and the *Ministro de Fomento (DIPRE 2004/31)*. This research was also funded by the *Secretaría de Estado de Educación y Universidades* through the grant AP2002-3545. The authors wish to thank Debra Westall (UPV) for her revision of this English text and Noelia Taberner and Liesbet Mijlemans for carrying out the experiments.

#### REFERENCES

- D'Angremond, K., Berendsen, E., Bhageloe, G.S., Van Gent, M.R.A. and Van der Meer, J.W. (1999). Breakwaters with a single armour layer. *Proceedings of 5<sup>th</sup> International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries*, 1441-1449.
- Figueres, M., Garrido, J.M. and Medina, J.R. (2003). Cristalización simulada para el análisis de oleaje incidente y reflejado con un modelo de onda Stokes-V. *VII Jornadas de Puertos y Costas*, Almeria, Spain. (CD).
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2004). Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression. *Proceedings of 29<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 3592-3604.
- Hudson, R.Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, ASCE, Waterways and Harbors Division, 85(WW3), 93-121.
- Iribarren, R. (1938). Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera. *M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes*, Guipuzcoa, Spain.

- Iribarren, R. (1965). Fórmula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales. *XXI Congreso Internacional de la Navegación*, Stockholm, 2(1).
- Medina, J.R. (1996). Wave climate simulation and breakwater stability. *Proceedings of 25<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1789-1802.
- Melby, J.A. and Kobayashi, N. (1998). Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 124(6), 286-294.
- SPM (1984). Shore Protection Manual, *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory*, Vicksburg, MS.
- Van der Meer, J. (1988). Rock slopes and gravel beaches under wave attack. *Delf Hydraulics Communication No. 396*, Delf Hydraulics Laboratory, Emmeloord, The Netherlands.
- Vandenbosch, A., Angremond, K.D., Verhagen, H.J. and Olthof, J. (2002). Influence of the density of placement on the stability of armor layers on breakwaters. *Proceedings of 28<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1537-1549.

## CUBIPOD CONCRETE ARMOUR UNIT AND HETEROGENEOUS PACKING

María Esther Gómez-Martín<sup>1</sup> and Josep R. Medina<sup>2</sup>

A new armour unit named Cubipod is described. The Cubipod is similar to a cube except that it features protrusions on each face to prevent excessive packing as well as to increase the friction with the filter layer. The purpose of this armour unit design is not only to maintain most of the cube's advantages, such as high structural strength, easy casting and placement and low progressive failure risk, but also to avoid certain disadvantages of the cube itself, such as low hydraulic stability and Heterogeneous Packing (HeP). Additionally, the HeP failure mode which affects the armour layer of mound breakwaters is described. This failure mode tends to reduce the packing density of the armour layer near the mean water level (MWL) without extracting armour units but only moving them slightly within the armour layer. To measure dimensionless armour damage in terms of both HeP and armour unit extraction, the Virtual Net method proposed by Gómez-Martín and Medina (2006) is used and the results compared with the traditional method of visually counting the armour units on the third layer.

### INTRODUCTION

During the last six decades, distinct concrete armour units have been developed around the world to reduce construction costs for mound breakwaters. Numerous armour units have shown high hydraulic stability, such as Tetrapod, Dolo, Accropode, Core-loc, X-block, etc., which permits a reduction in the concrete armour unit weight; however, cubes and parallelepiped blocks are the most commonly used armour units along the Spanish coast given their higher structural strength and easier casting and placement. Although traditional cube armour layers require larger volumes of concrete, the structural robustness and easy casting and placement of cubes are clear advantages compared to any other armour unit. Nevertheless, the cube armour units do have certain drawbacks that must be taken into consideration.

D'Angremond et al. (1999) discussed the impact of placement density on armour stability and Vandenbosch et al. (2002) analysed the influence of placement density on the stability of a mound breakwater with a two-unit thickness armour layer of concrete cube units. Cubes are structurally robust, cheap and easy to manufacture, store and put into place; furthermore, as opposed to many other armour units with much higher hydraulic stability, the damage function of cubes is gradual in terms of fragility and the units do not break. Nonetheless, cubes and parallelepiped blocks have performance limitations associated with face-to-face fitting, leading to increased packing density below the mean water level (MWL) and the corresponding reduction in

---

<sup>1</sup> *Profesora Colaboradora*, Dep. de Ingeniería de la Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante, Ap. 99, Alicante, 03080, Spain. [esther.gomez@ua.es](mailto:esther.gomez@ua.es)

<sup>2</sup> *Professor*, Dep. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, Valencia, 46071, Spain. [jmedina@tra.upv.es](mailto:jmedina@tra.upv.es)

packing density above and near the MWL. This change of porosity in different parts of the breakwater was identified by Gómez-Martín and Medina (2006) as the Heterogeneous Packing (HeP) failure mode.

When HeP occurs, porosity is not constant; therefore, armour damage cannot be measured using traditional methods based on counting armour units on the third layer or using armour profiles. HeP is a failure mechanism of mound breakwaters which tends to reduce the packing density of the armour layer near the MWL without extracting armour units, but only by moving armour units within the armour layer. Conventional analysis of mound breakwater takes into account only the armour unit extraction failure mode; therefore, traditional methods to measure damage consider only the extraction of armour units assuming constant porosity. In this paper, the Virtual Net method proposed by Gómez-Martín and Medina (2006) is used to measure dimensionless armour damage taking into account both armour unit extraction and the HeP failure mode, and then armour damage results are compared with measurements using conventional visual unit counting method.

In order to prevent HeP, researchers at the *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV) designed a new concrete armour unit named Cubipod. The goal of this new armour unit design is to maintain most of the advantages of the cube armour unit while eliminating certain problems such as HeP, low hydraulic stability, placement randomness and friction with the filter layer. In addition to armour damage, visual run up for similar non-overtopping cube and Cubipod armour layers was measured for a preliminary comparison of the corresponding run up characteristics using series of regular wave tests carried out in the UPV wave flume (30x1.2x1.2 meters).

#### **HETEROGENEOUS PACKING**

The HeP failure mode causes changes in the porosity of the armour layer without extracting armour units, creating areas with high porosity near the MWL, leaving fewer armour units per unit surface. This failure mode is highly significant in the case of regular-shaped armour units, such as cubes or parallelepiped blocks, which tend to form undesired face-to-face arrangements under the MWL, leaving upper zones with higher porosity. Therefore, armour damage or armour erosion near MWL is not only produced by armour unit extractions that form an additional layer on the lower zone of the armour layer, but damage is also caused by HeP of the armour layer.

The HeP has an effect similar to the erosion caused by extracting armour units, because the reduction of the packing density near the MWL can facilitate the extraction of units from the inner layers. Thus, armour is damaged by two different failure mechanisms: armour unit extraction and HeP. In both cases, the result is similar: a decrease in the number of armour units near the MWL. The relative importance of the HeP failure mode depends on four main factors: (1) type of armour unit, (2) difference between the initial porosity and the minimum

porosity, (3) slope of the armour layer, and (4) friction coefficient between the armour layer and the filter layer.

When HeP takes place, the porosity of the armour layer changes over time, and the equivalent dimensionless armour damage should be measured taking into account the changes in porosity for each area of the armour layer. Gómez-Martín and Medina (2006) described the Virtual Net method to measure the equivalent dimensionless armour damage. This method involves projecting a virtual net over the armour layer photograph (Figure 1) dividing it into strips (number of strips =  $j$ ), each of which is  $n$  times the width of the equivalent cube ( $a=n \cdot D_{n50}$ ). The dimensionless damage in each strip ( $D_i$ ) can be calculated using Equation 1, in which  $N_i$  is the number of armour units in strip  $i$  (upper layer),  $p_i$  and  $\Phi_i$  are the porosity and packing density coefficient after the wave attack (calculated with Equation 2),  $b$  and  $a$  are the strip length and width, and  $p_0$  and  $\Phi_0$  are the initial porosity and packing density coefficient, respectively. Integrating these armour damages over the slope, the equivalent dimensionless damage ( $D_e$ ) can be obtained using Equation 3.

$$D_i = n \left( 1 - \frac{\Phi_i}{\Phi_{0i}} \right) = n \left( 1 - \frac{1 - p_i}{1 - p_0} \right) \quad (1)$$

$$p_i = 1 - \frac{N_i D_{n50}^2}{(a \cdot b)} = 1 - \Phi_i \quad (2)$$

$$D_e = \sum_{i=1}^j D_i \quad (3)$$

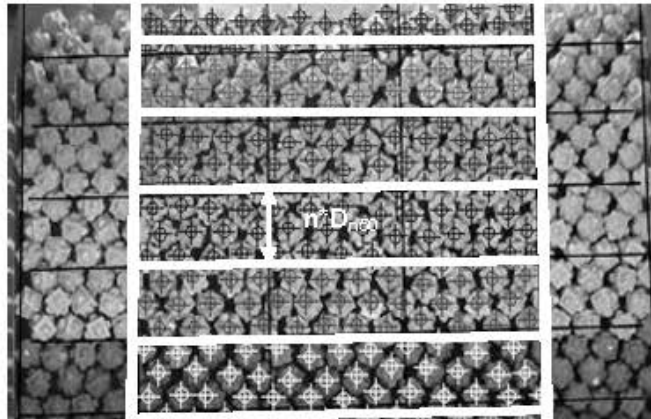


Figure 1. Virtual net to measure the equivalent dimensionless damage ( $D_e$ ).

### **CUBIPOD CONCRETE ARMOUR UNIT**

The Cubipod was designed to prevent the HeP failure mode observed in concrete cubes while benefiting from cube robustness, easy castability and placement and, at the same time, avoiding cube weaknesses such as HeP and low hydraulic stability. The Cubipod design used in this experiment was a cubic element with equal protrusions on each face (Figure 2) to separate the adjacent units and to increase the friction with the secondary layer.

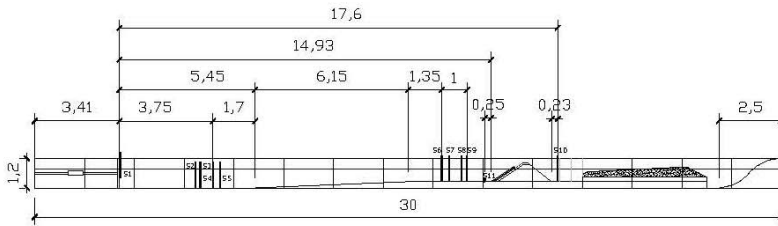
A common problem in the design of armour units is the need to choose between higher hydraulic stability and higher structural strength. Armour units can increase their hydraulic stability by interlocking, but this usually means a significant reduction in structural strength. The Cubipod is designed not only to avoid the HeP failure mode, but also to increase the hydraulic stability and the friction with the filter layer without reducing the structural strength.



Figure 2. 3D view of Cubipod concrete armour unit

### **EXPERIMENTAL DESIGN**

The breakwater models were built in deep water conditions with a crest elevation high enough to prevent overtopping. Figure 3 illustrates the longitudinal cross section of the UPV wave flume. Two groups of four wave gauges (S2 to S9) were placed to record the incident and reflected waves; one group was placed near the model and the other near the wavemaker. The LASA-V method (Figueres et al., 2003) was used to analyse incident and reflected waves.



**Figure 3. Longitudinal cross section of the UPV wave flume (dimensions in meters).**

Using the same core and filter layer, two mound breakwater cross sections were tested with different armour units: cubes and Cubipods. Two-unit thickness armour layers of cubes and Cubipods were tested with initial packing density coefficients of  $\Phi=1-p=63\%$  for cube models and  $\Phi=1-p=60\%$  for Cubipod models. Cubipods were lighter ( $W_{50}=108\text{g}$ ), and they also have a lower mass density ( $\rho_s=1.86\text{ T/m}^3$ ) than cubes ( $W_{50}=140\text{g}$  and  $\rho_s=2.18\text{ T/m}^3$ ).

	CUBE MODEL			CUBIPOD MODEL		
	$D_{n50}$ (cm.)	Density ( $\text{T/m}^3$ )	Weight (gr.)	$D_{n50}$ (cm.)	Density ( $\text{T/m}^3$ )	Weight (gr.)
Armour layer	4.00	2.18	140	3.85	1.86	108
Filter (G1)	1.80	2.70	16	1.80	2.70	16
Core (G2)	0.70	2.70	0.90	0.70	2.70	0.90

Cubes ( $D_{n50}=4\text{cm}$ ) and Cubipods ( $D_{n50}=3.85\text{cm}$ ) were painted in different colours for a better visual identification of armour unit movements; the bottom armour layer was painted white (cube model) and black (Cubipod model) for contrast and the upper armour layer in bands of different colours so as to visually measure the damage. Armour damage was measured before and after each run of waves, using the visual unit counting method and the Virtual Net method described by Gómez-Martín and Medina (2006). Gómez-Martín and Medina (2004) considered visual unit counting as the most precise and reliable method for low and moderate damage levels if porosity of the armour layer was constant, but they did not take into account the HeP failure mode. The visual unit counting method defines the eroded area by Equation 4 and the dimensionless damage by Equation 5.

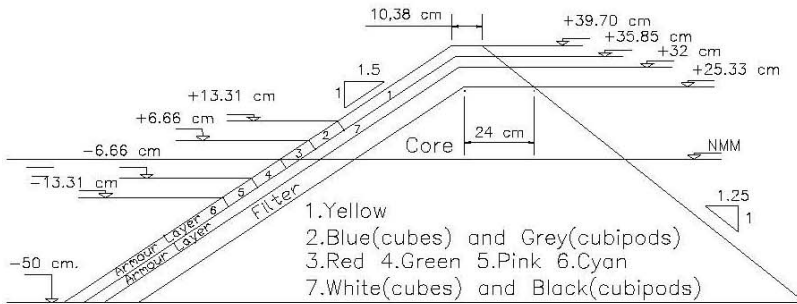
$$A = \frac{N_e D_{n50}^3}{b(1-p)} = \frac{N_e D_{n50}^3}{b\Phi} \quad (4)$$

$$S = \frac{A}{D_{n50}^2} \tag{5}$$

in which  $N_e$  is the number of eroded armour units on the third layer,  $D_{n50}$  is the equivalent cube size or nominal diameter,  $p$  and  $\Phi=1-p$  are the constant porosity and packing density coefficient of the armour layer,  $b$  is the observed cross section width,  $A$  is the armour erosion and  $S$  is the dimensionless armour damage.

The stability experiments were carried out maintaining Iribarren's number ( $Ir$ ) constant within each test series, increasing the wave height and period and recording from zero damage to destruction. Regular and irregular waves were used during the tests. In the case of regular waves, 500 waves were generated in runs of 25 waves (cubes) and 50 waves (Cubipods) for each wave height level with periods corresponding to  $Ir = (1/1.5)/(H_{reg}/L_0)^{0.5} = 2.5, 3.0, 3.5$  and  $4.0$ . Irregular wave tests were conducted with runs of 1000 waves for each significant wave height level having mean periods corresponding to  $Ir = (1/1.5)/(H_{reg}/L_{0i})^{0.5} = 2.5, 3.0, 3.5$  and  $4.0$ , taking into account the relationship  $H_{reg} = 1.4 * H_{m0i}$ .

Regular and irregular cube tests were repeated three times from zero damage to destruction except in the case of  $Ir=4.0$ . Cubipod tests with  $Ir=2.0$  were repeated twice.



**Figure 4. Cross section of cube and Cubipod breakwater models with armour units in different colours (dimensions in centimetres).**

Visual run up was also measured during regular wave tests using cameras placed perpendicular to the armour layer and the cross section of the model. The performances of Cubipods and cubes were observed.

## RESULTS OF THE EXPERIMENTS

### Hydraulic stability

Armour damage measurements for cube and Cubipod models were obtained using the visual unit counting method and the Virtual Net method. The visual



unit counting method gives lower equivalent dimensionless damage values than does the Virtual Net method. The visual unit counting method does not take into account the HeP produced within the armour layer; thus, it underestimates the actual erosion of the armour layer near the MWL. If the HeP failure mode has begun to damage the armour layer but no armour units are extracted, the visual unit counting method provides a “zero damage” observation. The visual unit counting method and the Virtual Net method provide significantly different measurements for cube armour units.

The Virtual Net method provides an alternative armour damage measurement of the “dimensionless damage” named “equivalent dimensionless damage” in this paper. Table 2 shows the dimensionless armour damage using the traditional visual unit counting method and the Virtual Net method for cube and Cubipod breakwater models.

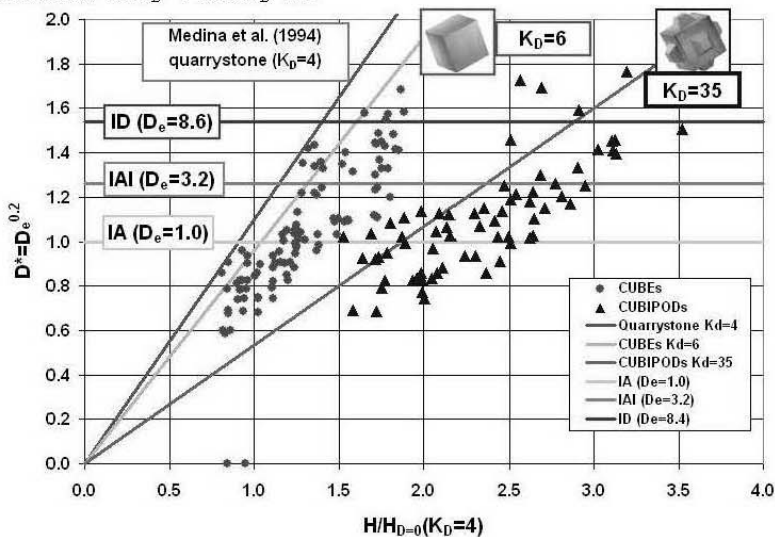
Using the Virtual Net method in the experiments did not reveal any armour unit movements on the bottom armour layer but only the movements of the upper armour layer. Neither of these methods takes into consideration the changes in porosity of the bottom armour layer. The armour damage values shown in Table 2 may then be lower than actual armour damage.

		DAMAGE MEASUREMENT METHOD	
		Classical (S)	Virtual Net ( $D_e$ )
Dimensionless Damage	CUBES	0.1	1.3
		0.8	2.5
		7.2	10.6
	CUBIPODS	0.2	1.4
		1.5	2.4
		9.5	10.3

The damage level of the breakwater armour layer was analysed qualitatively through a visual analysis of the photographs after each test run. Three significant damage levels were defined: (1) start of damage (IA), (2) Iribarren’s damage (IAI) and (3) start of destruction (ID). The average quantitative equivalent dimensionless damage values corresponding to these qualitative damage levels were:  $D_e \approx 1.0$  for IA,  $D_e \approx 3.2$  for IAI and  $D_e \approx 8.6$  for ID. Cubipods showed much higher hydraulic stability than cubes because wave heights causing IA, IAI and ID were higher for Cubipods than cubes although their armour unit weight and specific weight were much lower.

Equivalent dimensionless damage ( $D_e$ ) was measured for cube and Cubipod armoured breakwater models, testing with both regular and irregular waves. For clarify’s sake, the equivalent dimensionless armour damage measurements were transformed according to the 1/5 power function given by Medina et al. (1994) for the quarystone armour damage function. The transformed dimensionless armour damage  $D^*=D_e^{0.2}$  is represented in Figures 5 and 6 as a

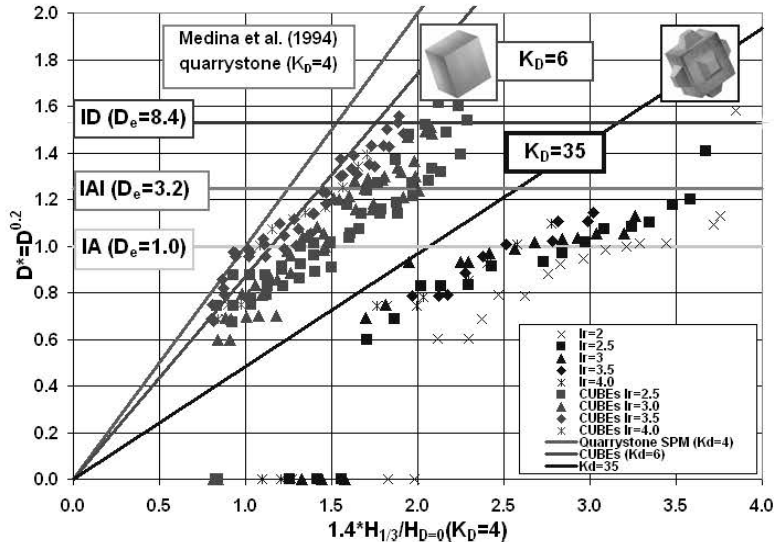
function of the dimensionless wave height. The dimensionless wave heights shown in Figures 5 and 6 were obtained dividing the measured characteristic incident wave height by the calculated wave height that leads to the start of damage ( $H_{D=0}$ ) using Hudson's formula (SPM, 1984) for an equivalent armour unit having a stability coefficient  $K_D=4$ , corresponding to rough quarrystone. The experimental results for regular waves are specified in Figure 5. Points corresponding to cubes (circles) and Cubipods (triangles) are used to compare the armour damage function. The horizontal lines corresponding to the start of damage ( $D_e=1.0$ ), Iribarren's damage ( $D_e=3.2$ ) and start of destruction ( $D_e=8.6$ ) indicate the qualitative armour damage levels IA, IAI and ID, respectively. Figure 5 illustrates the rough quarrystone ( $K_D=4$ ) armour damage function given by Medina et al. (1994) and damage functions corresponding to stability coefficients of  $K_D=6$  and  $K_D=35$ .



**Figure 5. Hydraulic stability of cube and Cubipod. Linearised dimensionless armour damage as a function of dimensionless incident wave height (regular tests).**

According to the data represented in Figure 5, the hydraulic stability of Cubipods is quite high compared to cubes under regular wave attack. Wave heights causing the start of destruction (ID) for cubes do not cause the start of damage (IA) for Cubipods.

Analogously, Figure 6 reveals large differences between the hydraulic stability of cubes and Cubipods under irregular wave attack. The stability coefficient of Cubipods seems to be approximately six times higher than that of cubes; this preliminary result should be taken with caution since Cubipods had a lower mass density than cubes ( $1.86 \text{ T/m}^3 > 2.18 \text{ T/m}^3$ ) during the experiments, and some model effect may occur.

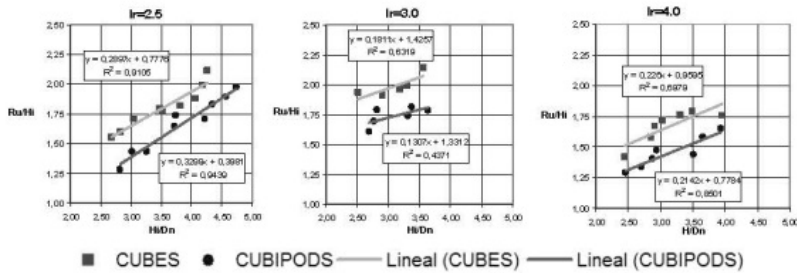


**Figure 6. Hydraulic stability of cube and Cubipod. Linearised dimensionless armour damage as a function of dimensionless incident wave height (irregular tests).**

Figures 5 and 6 show the high hydraulic stability of Cubipods compared to cubes for regular and irregular tests. Wave heights that cause destruction of the cube armour layers do not even cause the start of damage for the Cubipod armour layer. The stability coefficient  $K_D$  of Hudson's formula (SPM, 1984) for the trunk section of the breakwater takes on values six times higher for Cubipods than for cubes. Model effects may reduce the differences between the stability coefficient observed in the experiments given the use of materials with different mass densities for cubes and Cubipods; however, the new Cubipod armour unit provides an extremely high stability coefficient

#### Run up observations

The visual run up ( $R_u$ ) was measured for the regular tests with Iribarren's numbers  $Ir = 2.5, 3.0$  and  $4.0$  both for cubes and Cubipods. Figure 7 shows the dimensionless run up ( $R_u/H_i$ ) observed as related to the dimensionless incident wave height ( $H_i/D_n$ ) for cubes (squares) and Cubipods (circles), where  $H_i$  is the incident wave height and  $D_n$  is the equivalent cube size. Visual run up observations for Cubipod models are approximately 85% of those for the cube models. Therefore, the use of Cubipods instead of cubes may allow for a reduction in the breakwater crest elevation for given environment conditions and overtopping rates.



**Figure 7. Dimensionless run up versus dimensionless incident wave height for cubes and Cubipods (regular tests).**

## CONCLUSIONS

In this study, the hydraulic stability of the new Cubipod armour unit is analysed and compared to conventional cubes. Cubipod armour units are similar to cubes but have protrusions on each face to prevent the face-to-face fitting processes observed in cube armoured breakwaters. The goal of this armour unit design is to maintain the advantages of the cubes (high structural strength, easy casting and placement and low risk of progressive failure) and avoid problems such as low hydraulic stability, Heterogeneous Packing (HeP) and low friction with the filter layer. Additionally, the HeP which affects the armour layer of mound breakwaters is described as it tends to reduce the packing density of the armour layer near the MWL by only moving units within the armour layer. Conventional visual counting methods for armour damage measurement are inadequate if the HeP is significant; therefore, the Virtual Net method is used to measure armour damage. Finally, visual observations of run up on cube and Cubipod armoured breakwater models are presented.

2D tests with regular and irregular waves were conducted at the UPV wave flume (30.0x1.2x1.2 meters) using constant Iribarren's numbers  $Ir=2.0, 2.5, 3.0, 3.5$  and  $4.0$  for cube and Cubipod armoured breakwater models in nonbreaking and non overtopping conditions. Cubipods armour units showed a stability coefficient ( $K_D > 35$ ) six times higher than that of cubes both for regular and irregular tests. However, these preliminary results should be regarded cautiously because the mass density of the Cubipods used in the experiments ( $\rho_s = 1.86 \text{ T/m}^3$ ) was much lower than that of cubes ( $\rho_s = 2.18 \text{ T/m}^3$ ) and certain model effects may alter the results. Nevertheless, the performance of the Cubipods during the experiments was consistent with an armour unit with a very high hydraulic stability.

The Virtual Net method was used to measure armour damage, taking into consideration both armour unit extraction and HeP. Conventional visual unit counting to measure armour damage was found to be inadequate because it requires a constant armour porosity which is not the case when using cubes for the armour layer. The HeP failure mode, which changes the initial porosity of

the different areas of the armour layer, was analysed as dependent on the armour unit type. The breakwaters with armour units having a significant difference between the original packing density and the maximum packing density are the most sensitive to HeP failure mode. The version of the Virtual Net method used in this study must be improved to take into account not only the HeP of the upper layer within the two-unit thickness armour layer, but also the HeP of the bottom layer which is not visible during the experiments.

The visual run up measured on the Cubipod and cube armoured breakwater models for regular tests showed consistently higher run up for cubes. The dimensionless run up measured on the Cubipod models was approximately the 85% of that of the cube models.

During the construction of the breakwater models, it was observed that Cubipods were much easier to place at random than cubes, because the protrusions and characteristics of symmetry favour the self organizing random placement of Cubipods on the slope. On the contrary, the random placement of cubes is not so easy due to the face-to-face fitting problem. The higher friction of the armour layer with the filter layer was also clear when using Cubipods to construct the laboratory breakwater models. Finally, face-to-face fitting and HeP were clearly observed when armour damage progressed on the cube armoured breakwater models. Therefore, the results from the experiments and the subsequent comparative analysis seem to support the validity of the Cubipod armour unit design. Its simple and robust design, its easy-to-place shape and high hydraulic stability make the Cubipod an excellent alternative to regular cubes in situations where the extreme conditions or the available equipment influence the construction of mound breakwaters with large concrete cubes.

#### ACKNOWLEDGMENTS

The authors acknowledge the financial support of SATO (CUBIPOD project), the Spanish *Puertos del Estado (Convenio de Diques)*, FEDER and the Spanish *Ministerio de Educación y Ciencia (TRA2006-1114)*. This research was also funded by the *Secretaría de Estado de Educación y Universidades* through the grant AP2002-3545. The authors wish to thank Debra Westall (UPV) for editing the English manuscript as well as Noelia Taberner and Liesbet Mijlemans for conducting the experiments.

#### REFERENCES

- D'Angremond, K., Berendsen, E., Bhageloe, G.S., Van Gent, M.R.A. and Van der Meer, J.W., 1999. Breakwaters with a single armour layer. *Proceedings of 5<sup>th</sup> International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries*, 1441-1449.
- Figueres, M., Garrido, J.M. and Medina, J.R., 2003. *Cristalización simulada para el análisis de oleaje incidente y reflejado con un modelo de onda Stokes-V. VII Jornadas españolas de Costas y Puertos*, Almeria, Spain. (CD in Spanish).
- Gómez-Martin, M.E. and Medina, J.R., 2004. Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression. *Proceedings of 29<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 3592-3604.

- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R., 2006. Damage progression on cube armored breakwaters. *Proceedings of 30<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, (Vol. 5): 5229-5240.
- Medina, J.R., Hudspeth, R.T., and Fassardi, C., 1994. Breakwater armor damage due to wave groups. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg.*, ASCE, 120(2), 179-198.
- SPM 1984. *Shore Protection Manual*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS.
- Vandenbosch, A., Angremond, K.D., Verhagen, H.J. and Olthof, J., 2002. Influence of the density of placement on the stability of armor layers on breakwaters. *Proceedings of 28<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1537-1549.

---

## EROSION OF CUBE AND CUBIPOD ARMOR LAYERS UNDER WAVE ATTACK

M. Esther Gómez-Martín<sup>1</sup> and Josep R. Medina<sup>2</sup>

In this paper the performance of cube and Cubipod armor units is compared through a variety of laboratory and prototype experiments. The hydraulic stability of armor layers of cubes and Cubipods is contrasted by analyzing 2D and 3D small scale experiments in three different laboratories using similar non-breaking and non-overtopping cross sections. To measure armor damage, both armor unit extraction and Heterogeneous Packing (HeP) failure modes are considered using the virtual net method. Overtopping performance of one-unit and two-unit thick Cubipod armor layers is examined, as well as the conventional two-unit thick cube armor layer. Roughness factors are also estimated for a typical non-breaking and moderate overtopping cross section with crown wall. Finally, cube and Cubipod production areas, casting systems and results of prototype drop tests are compared.

### Introduction

Rubble-mound breakwaters have been constructed for centuries to protect harbors and coasts. However, the construction of breakwaters for use in deeper waters and in severe wave climates requires heavier quarry stones which are difficult for most local quarries to produce. During the 19th century, simple cube and parallelepiped concrete armor units were used when local quarries were not able to provide the appropriate stone size. Since the invention of the Tetrapod in 1950, numerous concrete armor units have been designed to optimize mound breakwaters, increasing safety and reducing construction and maintenance costs.

Mound breakwaters have several failure modes, but armor erosion due to wave attack is usually the most critical for design. Armor erosion is widely considered the result of the armor unit extraction failure mode; however, Gómez-Martín and Medina (2006) have shown how armor Heterogeneous Packing, HeP, increases armor erosion. When wind waves attack a sloping structure, both armor unit extraction and HeP tend to reduce the armor unit packing density around the mean water level; if the local packing density is too low, stones from the filter layer may be extracted and the overall structure is prone to collapse.

The most common armor stability formula was published by Hudson based on the pioneering work of Iribarren (1938). Hudson's formula was originally

---

<sup>1</sup> Asst. Prof., Dep. Construction, *Universidad de Alicante*, Sant Vinent del Raspeig s/n, 03690 Alicante, Spain. esther.gomez@ua.es.

<sup>2</sup> Professor, Lab. Ports and Coasts, *Universidad Politécnica de Valencia*, Camino de Vera s/n, 46020 Valencia, Spain. jrmedina@upv.es.

proposed for regular waves, but SPM (1984) popularized the formula as well for irregular waves using the equivalence  $H=H_{1/10}$  to represent the wave height for irregular wave attack. The structural and wave storm variables used in these formulas are wave height, water and armor density, armor slope and armor unit stability coefficient ( $K_D$ ). Since 1950, a number of concrete armor units has been developed around the world to increase  $K_D$  and reduce the corresponding armor unit weight and volume of concrete required.

The existing types of concrete armor units can be classified according to structural robustness (massive, bulky and slender), the placement method (random or specific placement) and the armor thickness (one-unit and two-unit layers). The Cubipods and conventional cubes compared in this paper are both massive armor units with random placement; conventional design normally relies on two-unit thick armor layers but Cubipods can also be used for one-unit thick armor layer because of its self-repairing performance. Fig. 1 shows a 3D view of the cube and Cubipod armor units described by Gómez-Martín and Medina (2006, 2007).

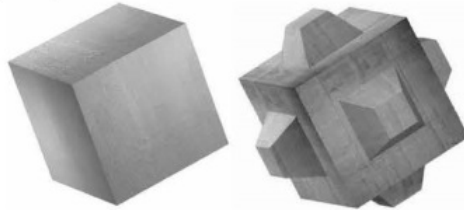


Figure 1. Cube and Cubipod concrete armor units.

As a general rule,  $K_D$  increases from massive units based on friction and gravity forces to slender units based on interlocking forces. However, structural strength decreases from the massive to slender category, and slender armor units are more likely to break during the armor layer construction and also during the breakwater lifetime. As demonstrated in the 1978 total failure of the unreinforced concrete Dolos armor layer of the Port of Sines, if slender armor units break in parts, the armor hydraulic stability decreases, causing a simultaneous loss of weight and interlocking; therefore, a progressive failure may occur. The relative structural strength of the armor unit decreases when the size of the armor unit increases, because loads are proportional to the third power of size while resistant sections are proportional only to the second power of size. Thus, the largest armor units for mound breakwaters in severe wave climates are massive unreinforced concrete armor units (i.e. 150-ton cubes in the new Port of A Coruña, Spain). Since the total failure due to unit breakage in Sines (Portugal) three decades ago, the use of slender units in the Iberian Peninsula has been avoided and numerous large mound breakwaters have been constructed with conventional cube and parallelepiped type armor units weighing more than 100 tons. On the Pacific coast of Japan, Hanzawa et al.



(2006) reported the use of Tetrapods up to 80 tons and fully reinforced Dolosse up to 80 tons.

The different categories of concrete armor units are not equally sensitive to breakage. Slender units tend to be the most vulnerable to cracking and breaking because interlocking may generate bendings and torsions as well as high tensile stresses. Reinforcing armor units may improve structural strength, but it also increases the construction costs and the uncertainty regarding the durability of the armor units. The failures of Tetrapod and Dolos armor layers all over the world have not only limited the use of slender armor units, but have also promoted the use of massive cube type blocks (cubic block, Antifer cube, etc.) and favored the development of new armor units such as Accropode<sup>®</sup>(1980), Haro<sup>®</sup>(1984), Core Loc<sup>®</sup>(1995) and Xbloc<sup>®</sup>(2004). In addition to a higher stability coefficient  $K_D$ , most of these new bulky armor units are designed to be uniformly placed in a one-unit thick layer instead of the conventional two-unit thick layer with random placement. The concrete volume savings of one-unit thick armor layers with specific unit placement are relevant but equally relevant is the increase in construction costs associated to the casting and placement systems; furthermore, if interlocking fails because the breakwater is not constructed as designed, a progressive failure may occur. Cube and parallelepiped armor units have been used extensively on the Spanish coast due to several clear advantages: high structural strength, easy casting, easy handling and storage, etc. However, cube armor units do have certain drawbacks such as face-to-face packing and high HeP, low friction with the filter layer, high overtopping rates and a low stability coefficient. The new armor unit, Cubipod, is designed to improve upon the effects of the cube's drawbacks by increasing  $K_D$  and the friction with the filter layer and reducing HeP and overtopping rates, while maintaining the cube's high structural strength.

#### **Casting system, handling, storage and drop tests**

To evaluate the production efficiency, handling and storage of the new Cubipod armor unit compared to conventional cubic blocks, the Spanish construction company SATO designed a casting system and specially adapted tongs for the efficient movement and manufacture of 7.1 m<sup>3</sup> (16-ton) Cubipods. Ten 16-ton Cubipods and eight conventional 15-ton cubic blocks were produced to assess the structural strength of cubes and Cubipods in the corresponding drop tests. Fig. 2b shows the casting system designed by SATO with a base and an upper part similar to the casting systems shown in Fig. 2a used for conventional cubic blocks. The base sustains the weight of the armor unit and the upper part can be removed vertically six hours after concrete filling and vibration. The molds were filled with a standard concrete mix, namely the Spanish designation HA-30/B/25/IIIa-Qb. It was used with 350 kg/m<sup>3</sup> of cement CEM I 42.5 R type and water/cement ratio of 0.5; compressive strength of each prototype was estimated from standard tests of two concrete samples broken at 7 and 28 days. The mean values (coefficients of variation) of the compressive strength of cubes and Cubipods were 63.5 (5.2) MPa and 60.1(7.8) MPa,

respectively. Corredor et al. (2008) analyzed the optimum storage block yard for cubes and Cubipods with two different arrangements: (1) “open” with a porosity of about 50% and (2) “closed” with a porosity of about 30%. Figure 2c shows stored Cubipods (“open” arrangement) and cubic block prototypes ready for use in drop tests.

In order to compare the structural strength of cube and Cubipod armor units, overturning, free fall and extreme free fall tests were carried out using 16-ton Cubipods and 15-ton cubes. The results from these tests may be compared to overturning and free fall tests using other armor units (see Multray et al., 2005). Figs. 3a and 3b show frontal overturning tests of cubes and Cubipods while Figs. 3c and 3d show 2-meter free fall tests of cubes and Cubipods. The Cubipod armor units were able to withstand higher drops than did the conventional cubic blocks.

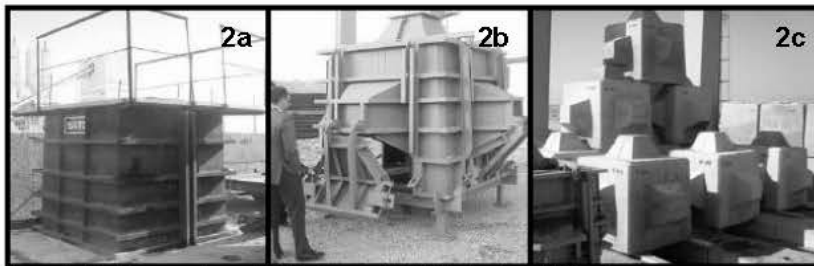


Figure 2. Casting system of (a) Cube and (b) Cubipod, and (c) storage area.

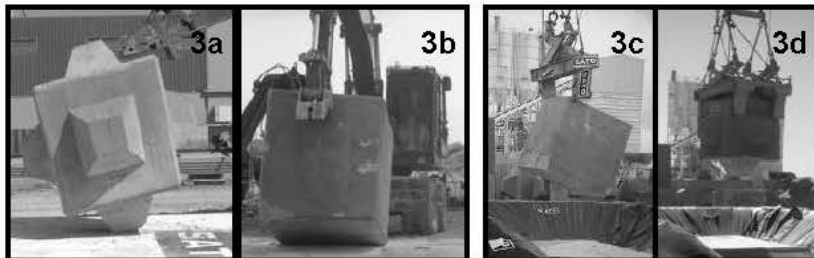


Figure 3. Overturning tests of (a) Cubipod and (b) Cube, and free fall tests of (c) Cube and (d) Cubipod.

Complete overturning ( $45^\circ$ ) and partial overturning ( $15^\circ$ ) of cubes were tested on the reinforced concrete overturning platform (10.0x5.0x0.9 meters). After 24 overturning drops, cubes lost 2% and 0.4% of their mass, respectively; Cubipods showed a maximum of 0.3% loss of weight after more than 60 overturning strikes. No serious damage was detected in the visual inspection.

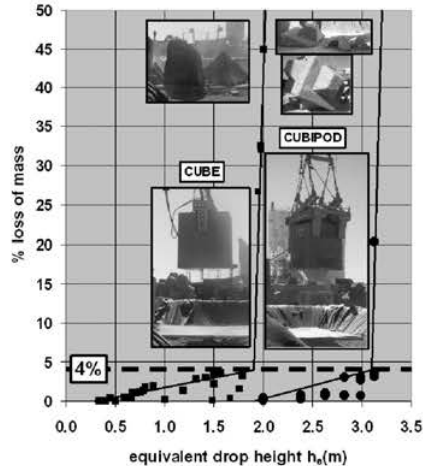
Three different free fall tests were carried out both for cubes and Cubipods: (1) the “anvil drop” test in which one face of the prototype cube or Cubipod is parallel to the free fall platform during the fall, and the impact type is face-to-face, (2) the “edge drop” test in which the prototype is rotated  $45^\circ$  with one of

its edges parallel to the platform during the fall, and the impact type is edge-to-face, and (3) the “random drop” test in which a prototype is put in an unstable position on top of a cubic block which is placed on the ground, and the impact type is unpredictable. Each prototype was dropped to the free fall platform up to six times ( $n=6$ ) from a given “drop height”, measuring loss in mass which each drop. The “drop height” ( $h$ ) was defined as the distance from the lowest point of the prototype, just before dropping it, to the free fall platform. Cube and Cubipod prototypes were tested from the drop height  $h(m)=2.0$  with anvil, edge and random drops. Cube prototypes were also tested from drop heights  $h(m)=0.5, 1.0$  and  $1.5$  with anvil drops. Additionally, two extreme free fall tests were carried out dropping two Cubipod prototypes from drop heights  $h(m)=8.5$  and  $9.5$  for anvil and edge drops, respectively. Four Cubipod prototypes were placed on the overturning platform to receive the impact of the falling prototype in the extreme free fall tests, and the loss of mass was measured for the five prototypes used in the experiments.

The observed loss of mass was dependent on four factors: the drop height ( $h$ ), the number of repetitions ( $n$ ), the drop type (anvil, edge or random), and the armor unit (cube and Cubipod). Anvil drops caused more damage than edge drops, and edge drops were more damaging than random drops. Cubipods resisted drops higher than conventional cubic blocks. Regarding the anvil drop test results, an equivalent anvil drop height ( $h_e$ ) was defined considering both the drop height ( $h$ ) and the number of repetitions ( $n$ )

$$h_e = h\sqrt[3]{n} \quad (1)$$

Fig. 4 shows the loss of mass in the free fall tests for both cubes (squares) and Cubipods (circles). Cube complete overturning tests were included ( $h=0.40$ ).



**Figure 4. Loss of mass (%) versus equivalent drop height ( $h_e$ ) of free fall tests.**

The loss of mass for the prototypes showed a linear relation to  $h_e$  up to the critical 4% limit, when a global fracture affects the armor unit core. The critical equivalent anvil drop heights ( $h_{ec}$ ) corresponding to the 4% loss in mass were  $h_{ec}(m) = 1.9$  and  $3.1$  for cube and Cubipod, respectively. The loss of mass was irrelevant if  $h_e(m) < 0.5$  (cube) and  $h_e(m) < 2.0$  (Cubipod). Edge drop heights and random drop heights were equivalent to approximately 85% and 75% of the anvil drop heights to cause similar damage.

**Hydraulic stability of cubes and Cubipods in 2D and 3D tests**

Gómez-Martín and Medina (2006, 2007) described the experimental setup of the hydraulic stability 2D tests of standard armor layers of cube and Cubipod armor units carried out at the wave flume of the *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV). The breakwater crest elevation and water depth were adequate for non-breaking and non-overtopping conditions. Two-unit thick armor layers of cubes and Cubipods with a 3/2 slope were tested on the same core material ( $D_{n50}(cm) = 0.70$ ) and filter ( $D_{n50}(cm) = 1.80$ ). The cube units used for testing were homogeneous:  $W(gr) = 140$ ,  $D_{n50}(cm) = 4.00$  and  $\gamma_r(gr/cm^3) = 2.18$ . According to IH Cantabria (2008), the specific weight of Cubipod units showed some variability with an average dry specific weight  $\gamma_r(gr/cm^3) = 1.94$ , nominal diameter  $D_{n50}(cm) = 3.85$  and mass  $W(gr) = 108$ . Regular and irregular tests were carried out; irregular wave tests were conducted with runs of 1000 waves increasing significant wave height with constant Iribarren's numbers in the range of  $3.0 < I_{rp} = (2/3)T_p / (2\pi H_{m0}/g)^{0.5} < 7.0$ . The virtual net methodology was used to estimate the armor damage of cube and Cubipod armors considering both armor unit extraction and HeP. Both regular and irregular tests showed a  $K_D$  for Cubipods six times higher than that of cubes. Visual records also revealed lower runup for Cubipod armors compared to conventional cube armors.

In this paper, additional 2D hydraulic stability and overtopping tests as well as 3D roundhead tests are discussed. Firstly, the 2D tests are described as carried out at the *Instituto de Hidrodinámica Aplicada* (INHA) to analyze the hydraulic stability of the one-unit thick and two-unit thick Cubipod armors in non-breaking and non-overtopping conditions. Secondly, the 3D roundhead hydraulic stability tests are related for cube and Cubipod armor layers as carried out at the *Instituto de Hidráulica Ambiental* (IH Cantabria). Thirdly, the 2D cube and Cubipod overtopping tests are discussed as conducted at the UPV wave flume.

**2D hydraulic stability tests**

INHA (2008) described the experimental setup and provided a detailed analysis of the results of experiments carried out in the wave flume of INHA ( $52.0 \times 1.8 \times 2.0$  m.) at Cerdanyola del Vallés (Barcelona). The cross section was defined for non-breaking and non-overtopping conditions with a core ( $D_{n50} = 0.25$  cm), a filter layer ( $D_{n50} = 1.25$  cm), and an armor layer of Cubipod

units ( $D_{n50}=3.82$  cm,  $\gamma_i=2.30$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W=128$  gr). The frontal slope was 3/2, the rear slope 5/4; water depth was 60 cm at the model area and 95 cm at the wavemaker with a 3% slope transition. The core crest elevation was +55.7 cm above SWL, and the core crest width was 24 cm; the thickness of the filter layer was 6.7 cm, and the Cubipod armor layer was placed above the filter layer. The crest elevation of one-unit and two-unit thick armor layer was +66.2 cm and +70.0 cm, respectively.

Irregular wave runs of 1000 waves following JONSWAP spectra ( $\gamma=3.0$ ) were conducted with increasing significant wave height from no damage to initiation of destruction. Four capacitance wave gauges were placed in front of the structure at the model area to analyze incident and reflected waves using the LASA method (see Figueres and Medina, 2004). Fig. 5 shows the measured stability numbers of Cubipod one-unit thick (circles) and two-unit thick (triangles) armor layers from initiation of damage (IDa) in white to initiation of destruction (IDe) in black and destruction (D) in grey.

$$N_s = \frac{H_{m0}}{\Delta D n} \quad (2)$$

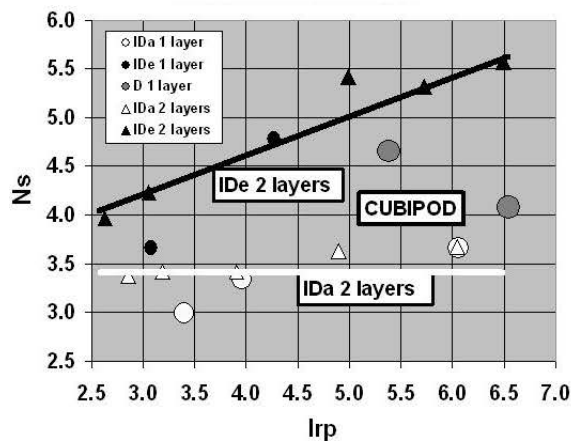


Figure 5. Stability numbers corresponding to 1-layer and 2-layer Cubipod armors.

The stability numbers represented in Fig. 5 refer to Iribarren's numbers,  $2.5 < I_{rp} = (2/3) T_p / (2\pi H_{m0} / g)^{0.5} < 6.5$ , calculated using the incident significant wave height,  $H_{m0}$ , and the peak period,  $T_p$ . The initiation of damage limit (white line) corresponding to the two-unit thick Cubipod armors (white triangles) appears to be independent of  $I_{rp}$ ,  $N_s(IDa) \approx 3.4$ , while the initiation of destruction limit (black line) seems to be dependent on  $I_{rp}$ ,  $N_s(IDe) \approx 3.0 + 0.4 I_{rp}$ . The initiation of damage and initiation of destruction of one-unit thick Cubipod armors showed minimum values  $N_s(IDa) \approx 3.0$  and  $N_s(IDe) \approx 3.7$ .

The two-unit thick Cubipod armor hydraulic stability results observed at the INHA wave flume, using heavy Cubipod units ( $D_{n50}=3.82$  cm,  $\gamma_r=2.30$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W=128$  gr), were similar to the corresponding results obtained at the UPV wave flume using lighter Cubipod units ( $D_{n50}=3.85$  cm,  $\gamma_r=1.94$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W=108$  gr). Fig. 6 shows the stability numbers of two-unit thick cube and Cubipod armors tested at the UPV wave flume (see Gómez-Martín and Medina, 2007) as compared to the initiation of damage and destruction limits  $N_s(\text{IDa})=3.4$  and  $N_s(\text{IDe})=3.0+0.4I_{rp}$  shown in Fig. 5.

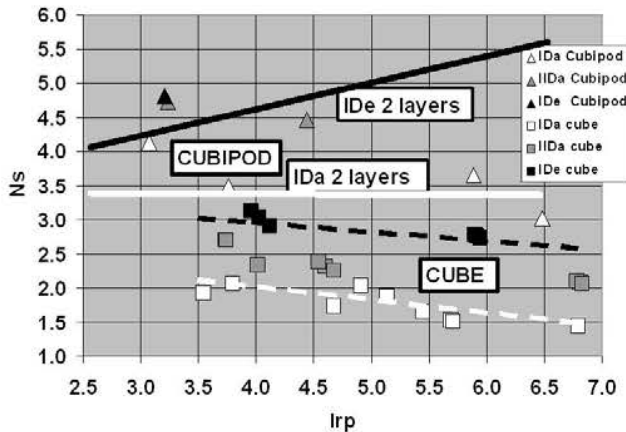


Figure 6. Stability numbers corresponding to 2-layer cube and Cubipod armors.

Fig. 6 shows measured stability numbers (incident waves) corresponding to two-unit thick Cubipod armors (triangles) and conventional two-unit thick cube armors (squares). The initiation of damage (IDa) is represented by white symbols; the initiation of Iribarren's damage (IIDa) is represented by grey symbols and the initiation of destruction (IDe) by black symbols. Initiation of damage and destruction limits for cubes are represented by white and black dotted lines, respectively; the hydraulic stability of Cubipod armors is much higher than that of conventional two-unit thick cube armors. When conventional cube armor reached the initiation of destruction limit (IDe), the Cubipod armor did not show any damage. Furthermore, the one-unit thick Cubipod armor layer is much more resilient than expected because of an observed self-repairing process; if a Cubipod unit is extracted from the Cubipod armor layer, the neighboring units roll slightly to cover the visible filter layer at the position where the unit was extracted. This self-repairing process is related with the self-arranging characteristic of Cubipod armor units which facilitates the random placement of the armor unit on the slope with homogeneous porosity.

### 3D hydraulic stability tests

IH Cantabria (2008) described the experimental setup and offered a detailed analysis of experiments carried out in the wave tank of IH Cantabria (24.8x8.5x1.5 m.) in Santander (Spain). The model was a trunk and a roundhead parallel to the wavemaker, and irregular long crested waves were generated to study the stability of the armor in a roundhead. The cross section was defined for non-breaking and non-overtopping conditions with a core ( $D_{n50}=0.88$  cm), a filter layer ( $D_{n50}=1.81$  cm), and two-unit thick armor layers of either Cubipod units ( $D_{n50}=3.82$  cm,  $\gamma_r=2.30$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W=128$  gr) or cube units ( $D_{n50}=3.98$  cm,  $\gamma_r=2.30$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W=145$  gr). The frontal slope was 3/2, the rear slope 3/2; water depth was 40 cm at the model area and 64 cm at the wavemaker with a 5% slope transition. Core crest elevation was +25.5 cm above SWL, and core crest width was 24 cm; the filter layer was 6.7 cm thick, and the Cubipod armor layer was placed above the filter layer. Crest elevation was +40 cm.

Irregular wave runs of 1000 waves following JONSWAP spectra ( $\gamma=3.0$ ) were conducted with increasing significant wave height from no damage to initiation of destruction. Iribarren's number was kept approximately constant increasing significant wave height from no damage to initiation of destruction. Three cameras and laser profiles measured armor damage after each wave run. Nine resistance wave gauges were placed in three groups to measure total waves. Fig. 7 shows the measured stability numbers (total waves) of Cubipod (triangles) and cube (squares) roundhead armor layers from initiation of damage (white) to initiation of Iribarren's damage (IIDa) and initiation of destruction (black). The white and black lines are the fitting lines for Cubipod initiation of damage (white) and initiation of destruction (black).

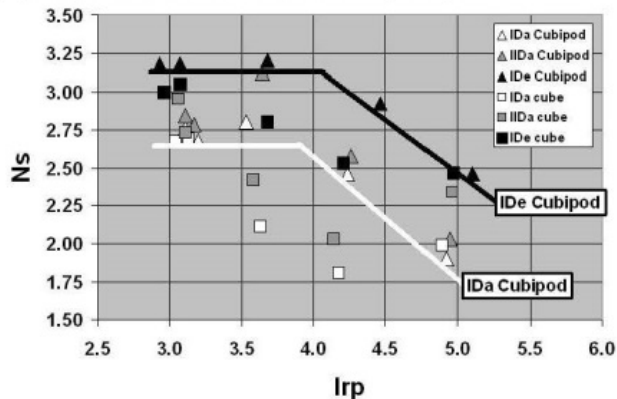


Figure 7. Stability numbers corresponding to cube and Cubipod roundhead armors.

Stability numbers corresponding to cubes are significantly lower than those for Cubipods, in the range of  $3.5 < I_{rp} < 4.5$ , but the hydraulic stability of Cubipods is much higher on the trunk as specified in Figs. 5 and 6. Considering

2D and 3D experiments on a 3/2 slope, the stability numbers for initiation of damage (IDa) and initiation of destruction (IDe) in the range of  $3 < I_{rp} < 4$  were: (1) Cube 2-layer trunk  $N_s = 2.0$  (IDa) and 3.0 (IDe), (2) Cubipod 1-layer trunk  $N_s = 3.0$  (IDa) and 3.7 (IDe), (3) Cubipod 2-layer trunk  $N_s = 3.4$  (IDa) and 4.2 (IDe), (4) Cube roundhead  $N_s = 1.9$  (IDa) and 2.7 (IDe), and (5) Cubipod roundhead  $N_s = 2.6$  (IDa) and 3.2 (IDe).

### 2D overtopping tests

Runup and overtopping tests were conducted at the UPV wave flume (30.0x1.2x1.2 m). A 3/2 slope cross section was defined for non-breaking and different overtopping conditions, a crown wall with two different crown wall elevations ( $\Delta h + R_c = 25$  and 31 cm) and two different water levels ( $\Delta h = 0$  and 5 cm). One-unit and two-unit thick Cubipod armors ( $D_{n50} = 3.82$  cm,  $\gamma_r = 2.30$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W = 128$  gr) and a conventional two-unit thick cube armor ( $D_{n50} = 6.0$  cm,  $\gamma_r = 2.20$  gr/cm<sup>3</sup>,  $W = 475$  gr) were tested on the same core material ( $D_{n50} = 0.70$  cm), filter layer ( $D_{n50} = 1.80$  cm) and crown wall. Fig. 8 shows the cross section of the model used for overtopping tests; three geometric parameters were considered: slope ( $\cot\alpha = 3/2$ ), crest freeboard ( $R_c$ ) and armor elevation ( $A_c$ ). 237 overtopping tests were completed in a series of irregular wave runs of 1000 waves following JONSWAP spectra ( $\gamma = 3.0$ ). The Iribarren's number of each series was kept approximately constant ( $2.7 < I_{rp} < 7.0$ ); the incident significant wave height was increased from no overtopping to the limit of the overtopping measurement system or initiation of damage (IDa). The conventional two-unit thick 6-cm cube armor was found to be less stable than the one-unit thick 3.82 cm Cubipod armor, in agreement with the stability numbers indicated in Fig. 6.

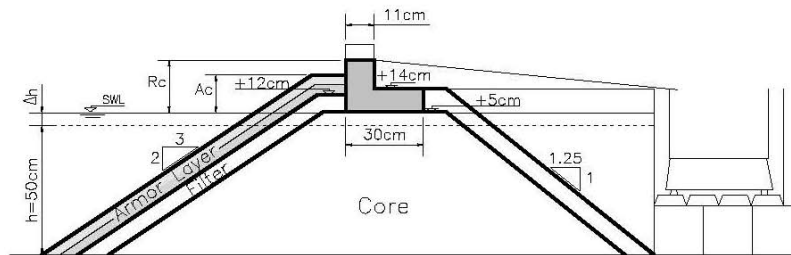


Figure 8. Cross section of the overtopping test model.

Four capacitance wave gauges were placed in front of the structure at the model area to analyze incident and reflected waves using the LASA method (see Figueres and Medina, 2004). Significant wave height,  $H_{m0}$ , and peak period,  $T_p$ , of incident waves were used to calculate dimensionless crest freeboard  $R_c/H_{m0}$ , and Iribarren's number  $I_{rp} = (2/3)T_p/(2\pi H_{m0}/g)^{0.5}$ . In addition to  $R_c/H_{m0}$  and  $I_{rp}$ , relative armor elevation,  $A_c/R_c$ , was considered to estimate the dimensionless mean overtopping discharge,  $Q = q/(gH_{m0}^3)^{0.5}$ . Since the core, filter and crown



wall were the same for all the different armor layers, but armor layer thicknesses were different, Cube armor was tested in the range of  $0.70 < Ac/Rc < 1.00$ , two-unit thick Cubipod armor was tested in the range of  $0.58 < Ac/Rc < 0.80$ , and one-unit thick Cubipod armor was tested in the range of  $0.40 < Ac/Rc < 0.65$ .

Corredor et al. (2008) found a negligible dimensionless overtopping rate limit,  $Q = q / (gH_{m0}^3)^{0.5} < 10^{-7}$  at  $Rc/H_{m0} > 2.6$ , and proposed linear exponential models for significant overtopping rates similar to that proposed by Medina et al. (2002); dimensionless mean overtopping discharges of cube and Cubipod armors are estimated by  $Q = a_k \exp(b_k Rc/H_{m0} + c_k Ac/Rc + d_k I_{rp})$ . Smolka (2008) unified these overtopping models in a single formula considering the roughness factor associated with each armor unit,  $Q = a \exp(bRc/\gamma_f H_{m0} + cAc/Rc + dI_{rp})$ , in which  $\gamma_f$  is the roughness factor that depends on the armor unit and armor thickness. The parameters  $\{a, b, c, d, \gamma_f\}$  were estimated minimizing the mean squared error between observations and calculations, and the resulting formula was

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.20 \exp \left[ -2.16 \left( \frac{Rc}{\gamma_f H_{m0}} \right) - 3.27 \left( \frac{Ac}{Rc} \right) + 0.53 (I_{rp}) \right] \quad (3)$$

The roughness factor estimated for one-unit and two-unit thick Cubipod armor layers were  $\gamma_f(\text{Cubipod1}) = 0.46$  and  $\gamma_f(\text{Cubipod2}) = 0.44$  respectively. Therefore, Cubipod armor units reduce overtopping better than conventional cubic blocks. Fig. 9 shows the observed dimensionless overtopping rates of one-unit (circles) and two-unit (triangles) thick Cubipod armors compared to estimations given by Eq. 3 using the roughness factor  $\gamma_f = 0.46$  for one-unit thick and  $\gamma_f = 0.44$  for two-unit thick Cubipod armor.

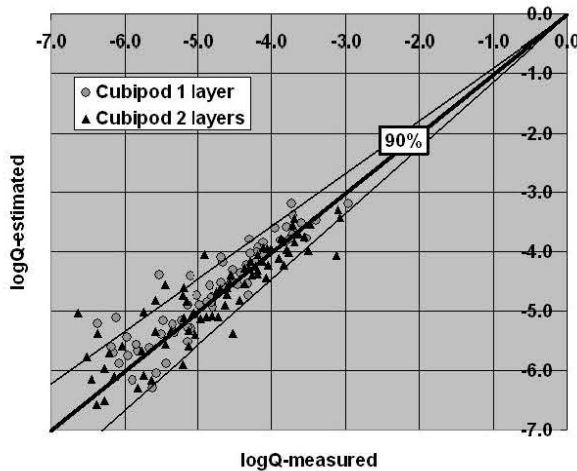


Figure 9. Measured versus estimated Cubipod armor overtopping rates using Eq. 3.

### Summary and Conclusions

This paper describes the experiments carried out for Cubipod armor unit development. Results from prototype drop tests, 2D and 3D hydraulic stability tests and overtopping tests are analyzed. Casting systems of conventional cube and Cubipod units are described and eight 15-ton cube prototypes and ten 16-ton Cubipod prototypes were manufactured with standard concrete mix; the upper part of the molds can be removed vertically six hours after vibration. Production rates of cubes and Cubipods are similar as is the tong handling system; it is easier to place Cubipods on the breakwater slope because of the tendency for conventional cubes to fit face-to-face.

Prototype drop tests were carried out at the SATO's block yard in the Port of Alicante. Two reinforced concrete platforms were used for overturning and free fall tests. Both cubes and Cubipods were slightly damaged in overturning tests. Some free fall tests caused the breakage of the prototypes depending on: drop height ( $h$ ), number of drop repetitions ( $n$ ), drop type (anvil, edge or random) and armor unit (Cube and Cubipod). If the drop height and number of drop repetitions increased, the loss of mass increased as well; if the loss of mass was higher than 4%, breakage occurred with massive loss of mass affecting the prototype core. Anvil drops caused more damage than did edge drops and random drops. Cubipods withstood drops higher than cubes did, with critical equivalent drop heights of  $h_{ec}(m)=3.1$  and 1.9, respectively. Prototype size and concrete strength also affected mass loss, but neither was considered in these experiments because of the similarity of both cube and Cubipod prototypes. Additionally, two Cubipod prototypes were tested in extreme free fall tests.

Non-breaking non-overtopping 2D hydraulic stability tests carried out in two different laboratories confirmed the fact that both one-unit thick and two-unit thick Cubipod armors are much more stable than conventional two-unit thick cube armors. Results from 3D hydraulic stability tests for two-unit thick cube and Cubipod armored roundheads indicate Cubipod armor is also more stable than conventional cube armor but the difference is not as pronounced as in the trunk. Finally, overtopping tests confirmed both two-unit and one-unit thick Cubipod armors reduce the overtopping rates of conventional two-unit thick cube armors with roughness factors  $\gamma_f=0.44$ , 0.46 and 0.50, respectively.

### ACKNOWLEDGMENTS

Logistic support for this study was provided by the Port Authority of Alicante and by the consortium TMS for the prototype drop tests. Financial support was received from CDTI (CUBIPOD Project), the Spanish Ministry of Education and Science and FEDER (grant TRA2006-11114/TMAR). The authors thank Debra Westall for revising the manuscript.

### REFERENCES

- Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndes, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. and Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO:

- Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. *Libro de ponencias del III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas*, Organismo Público Puertos del Estado, 187-211 (in Spanish).
- Figueres, M. and Medina J.R. 2004. Estimation of Incident and Reflected Waves using a Fully Non-Linear Wave Model. *Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 594-603.
- Gómez-Martin, M. E. and Medina, J. R. 2006. Damage progression on cube armored breakwaters. *Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 5229-5240.
- Gómez-Martin, M. E. and Medina, J. R. 2007. Cubipod concrete armour unit and heterogeneous packing, *Proceedings of Coastal Structures'07*, ASCE, (in press).
- Hanzawa, M., Kato, T., Kishira, Y., Ozawa, Y., Niidome, Y., Murakami, T., Ono, A., Hidaka, K., Yoshida, H. and Tanaka, I. 2006. Fully reinforced 80t Dolos and sloping top caisson in Hososhima Port. *Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 4805-4814.
- IH Cantabria. 2008. *Ensayos físicos 3D de morros del Cubipodo (CUBIPODmorros)*. Report by the Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria (in Spanish).
- INHA. 2008. *Ensayos físicos 2D de estabilidad de un dique en talud de 1 y 2 capas de cubipodos*. Report by the Instituto de Hidrodinámica Aplicada INHA (in Spanish).
- Iribarren, R. 1938. A formula for the calculation of rock fill dykes. (Translation of "Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera" in *The Bulletin of the Beach Erosion Board*, Jan 1949, 3(1):1-15).
- Medina, J.R., González-Escrivá, J.A., Garrido, J. and De Rouck, J. 2002. Overtopping analysis using neural networks. *Proceedings of the 28th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 2165-2177.
- Muttray, M., Reedijk, J.S., Vos-Rovers, I. and Bakker, P. (2005). Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armour units. *Proceedings of Coastlines, Structures and Breakwaters 2005*, ICE, 556-567.
- Smolka, E. 2008. *Estudio experimental del remonte y rebase de un dique en talud de cubipodos: Aplicación al Nuevo Dique en Punta Langosteira (A Coruña)*. Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de Valencia, Universidad Politécnica de Valencia (in Spanish).
- SPM 1984. *Shore Protection Manual*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS.



---

# Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units

M. Esther Gómez-Martín<sup>1</sup> and Josep R. Medina, M. ASCE<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Asst. Prof., Dept. of Construction, *Universidad de Alicante*, Carretera San Vicent del Raspeig s/n, 03690 Alicante, Spain. Tel.: +34 965903707; Fax: +34 965903678. E-mail address: [esther.gomez@ua.es](mailto:esther.gomez@ua.es) (corresponding author)

<sup>2</sup>Prof., Dept. of Transportation, *ETSI Caminos, Universitat Politècnica de València*, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, Spain. Tel.: +34 963877370; Fax: +34 963877379. E-mail address: [jrmedina@upv.es](mailto:jrmedina@upv.es)

## Abstract

This paper describes the Heterogeneous Packing (HeP) failure mode of breakwater armor. HeP reduces packing density in the armor layer near and above the mean water level (MWL) and increases packing density below the MWL. With HeP armor units may move in the armor layer, although they are not actually extracted from it. Thus, when HeP occurs, armor layer porosity is not constant, and measurements obtained with conventional methods may underestimate armor damage. In this paper, the Virtual Net method is proposed to calculate armor damage considering both armor unit extraction and HeP. The Cubipod concrete armor unit is then described as a solution to the effects of HeP on conventional cubic block armor. The hydraulic stability of cube and Cubipod armor units was compared in 2D laboratory experiments. Cube and Cubipod armor layers were tested in two wave flumes under non-breaking and non-overtopping conditions. The hydraulic stability was higher for double-layer Cubipod armor than for single-layer Cubipod armor, which had a higher hydraulic stability than conventional double-layer cube armor.

**ASCE Subject Headings:** Breakwaters; Damage; Armor units; Stability; Laboratory tests; Concrete blocks.

**Author Keywords:** Mound Breakwaters; Hydraulic Stability; Armor units; Armor damage; Heterogeneous Packing; Cubipod.

## Introduction

For centuries, rubble mound breakwaters built with natural quarriestones have been constructed to protect harbor areas. Over time, larger ships meant that breakwaters had to be constructed in deeper waters and in harsher wave climates; thus, larger stones were needed for armor layers. Later, precast concrete cubes and parallelepiped blocks were introduced as artificial armor units in the 19<sup>th</sup> century, when local quarries were not able to provide stones of the appropriate size. Since then, numerous concrete armor units have been designed to optimize mound breakwaters and increase safety while reducing construction and maintenance costs, as well as carbon and energy footprints.

The armor layer is a critical factor in mound breakwater cost and safety, and armor erosion from wave attack is considered the primary failure mode and the first problem to be

addressed in the design process. According to Bruun (1979), failure mechanisms for mound breakwaters can be grouped as (1) the hydrodynamic stability of armor units, (2) the structural integrity of the units, (3) the geotechnical stability of the granular system as a whole, and (4) construction mistakes. In this research, only the hydrodynamic stability of the armor layer caused by wave action on the slope is analyzed. Bruun (1979), as well as Burcharth (1993) and CEM (2006), also described four breakwater armor failure modes related to hydrodynamic stability: (1) armor unit rocking in their positions, (2) armor unit extraction during down-rush, (3) armor unit extraction during up-rush, and (4) armor layer sliding as a whole. Armor unit rocking influences armor unit breakage from fatigue, while armor unit extraction and armor layer sliding as a whole are due to the loss of units and the consequent erosion of the armor layer and under-layers. CIRIA/CUR/CETMEF (2007) also linked the armor failure mode to the loss of armor units and erosion of the front face. Additionally, there are a few references to settlement caused by armor compaction (see CEM, 2006) or armor unit settling related to the packing density of the armor (see Muttray et al., 2005); however, no clear description is available for armor failure involving slight armor settlements parallel to the slope, which is denoted in this paper as Heterogeneous Packing (HeP) (see Fig. 1). When cubes or parallelepiped blocks are used to build the armor, the HeP failure mode should be taken into consideration because these units tend to move slightly and to position themselves in face-to-face arrangements, which may significantly alter the porosity in different areas of the armor. The changes in porosity often lead to a higher packing density below the mean water level (MWL) and a lower packing density above and near the MWL, which are the two critical areas for armor stability.

If armor unit structural integrity is guaranteed, armor erosion is caused by: (1) armor unit extractions, (2) armor layer sliding as a whole and (3) HeP. According to Vidal et al. (2006), armor damage can be measured using conventional methods: (1) armor profiling, (2) visual counting of units extracted and relocated above the upper layer, and (3) visual estimation of displaced units. The calculation of damage from armor profiling or visual counting inherently assumes a constant porosity of the armor and does not take into account changes in porosity due to HeP. Therefore, in this paper, the Virtual Net method, described in the next section, is proposed to measure armor damage, considering armor unit extractions, armor layer sliding as a whole and HeP failure modes simultaneously.

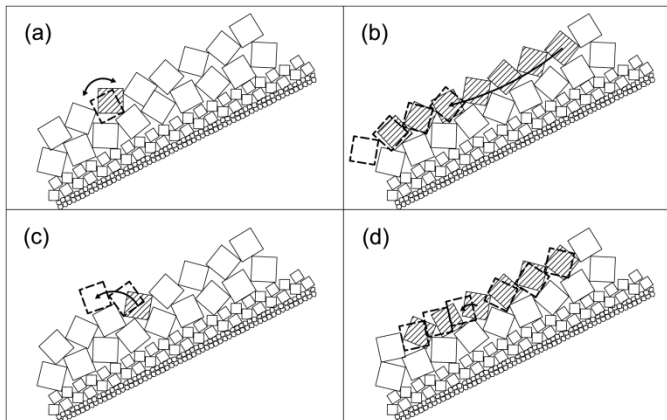
Cubes and parallelepiped blocks have long been used for mound breakwaters around the world, and they are the armor units most frequently used along the Spanish coast. Conventional cubes are massive units, which have several advantages over bulky and slender units: high structural strength, inexpensive molds, high production rate, easy handling with pressure clamps and efficient stacking in the block yard. However, Bruun (1979) attributed armor layer sliding as a whole to insufficient friction between the cube armor and the rock under-layer. Mol et al. (1983) suggested using Robloc units and Antifer cubes to avoid regular placement of cubes. Other disadvantages of cubic blocks, namely low hydraulic stability, tendency to face-to-face fittings, high overtopping rates and high HeP during the placement and breakwater lifetime, have been described previously by Gómez-Martín and Medina (2007 and 2008). The Cubipod, a massive concrete armor unit, was designed to maintain the advantages of the conventional cube while correcting its shortcomings by increasing hydraulic stability and friction with the filter layer, avoiding face-to-face fitting, and reducing HeP and overtopping rates.

The aim of this research is to compare the hydraulic stability and HeP of massive cube and Cubipod units in the trunk section of mound breakwaters. In this paper, the concepts of armor damage and HeP are defined, and the Virtual Net method is proposed to measure armor damage with significant HeP. Secondly, the experimental setup is described for the

cube and Cubipod armored model tests, carried out in the wave flumes at the *Universitat Politècnica de València* (UPV) and the *Instituto de Hidrodinámica Aplicada* (INHA). Thirdly, armor damage measurements with visual counting and Virtual Net methods are compared. Finally, the dimensionless damage observed in the experiments and the measured stability numbers ( $N_s$ ) for Initiation of Damage and Initiation of Destruction are analyzed for double-layer cube and Cubipod armors as well as for single-layer Cubipod armor.

## Armor damage

Mound breakwaters are designed to force waves to break on the slope. Wave forces acting on units in the armor layer are determined by a number of environmental and structural variables, including significant wave height and period, wave direction, storm duration and core permeability; if wave forces exceed a certain limit, armor units may move from their original positions and the armor may be damaged. The CEM (2006) distinguished between armor hydraulic stability and structural integrity of armor units; as indicated in the introduction, only the hydrodynamic stability failure modes, armor unit rocking, armor unit extraction, armor layer sliding as a whole, and HeP are considered in this paper (see Fig. 1).



**Fig. 1. Armor failure modes: (a) Armor Unit Rocking, (b) Armor Layer Sliding, (c) Armor Unit Extraction and (d) Heterogeneous Packing (HeP).**

### Armor Unit Extraction and Armor Layer Sliding failure modes

The purpose of the armor layer in a mound breakwater is to prevent the wave action from extracting stones from the under-layers and the breakwater core. If armor unit integrity is guaranteed and armor unit rocking is irrelevant, failure is caused primarily by units being removed from the armor layer, which exposes the under-layer. Armor damage is usually calculated in terms of unit loss from the armor layer, and so armor unit extraction is the main failure mode used to describe armor erosion. Popular methods for measuring armor damage, such as armor profiling and visual unit counting (see Vidal et al., 2003), calculate armor unit extraction assuming constant armor porosity. Armor layer sliding as a whole is usually related with steep slopes and/or insufficient friction with the under-layer. Armor layer sliding as a whole also affects high-porosity cube armor, as described by Bruun (1979), if filter rocks are too small to generate sufficient friction with the under-layer.

HeP is caused by the units' natural tendency to reduce armor layer porosity under the MWL and increase porosity above and near the MWL. Armor unit extraction is the most common

failure mode of armor layers under wave attack; however, unit extraction is always accompanied by HeP. So while HeP may be negligible in quarrystone armor, it should be taken into account when using artificial concrete armor units as neither armor layer porosity nor packing density is constant during the construction process and breakwater service time.

### **Heterogeneous Packing (HeP) failure mode**

It is well known that for both small-scale models and prototypes, cubic blocks are difficult to place randomly in conventional double-layer armor. Gómez-Martín and Medina (2006) found that cube units in conventional double-layer armor tend to face-to-face positions, even though no cube is extracted from the armor during wave attack. Although the breakwater armor was constructed with a homogeneous porosity, the gravitational tendency of cube units reduces the porosity in the lower area of the armor, resulting in a significantly higher porosity in the upper area. This is accompanied by a decrease in placing and packing density above and near the MWL, with the subsequent exposure of the armor sub-layer. This armor damaging process without armor unit extractions was denominated the HeP failure mode (Gómez-Martín and Medina, 2007).

The HeP process is relevant in the case of cubes and other concrete armor units, which tend to undesired face-to-face arrangements. The effect of HeP is similar to the erosion caused by extractions and sliding, because a reduction in the local packing density around the MWL facilitates the extraction of armor units from the under-layer. The relative impact of the HeP failure mode depends on: (1) armor unit geometry, (2) difference between the initial and the minimum armor porosity, (3) armor layer slope, and (4) friction between armor layer and the under-layer. While HeP is easy to detect in cube armored breakwaters, HeP occurs to a greater or lesser degree with all armor units; in fact, most armor settlements reported in the literature are caused by HeP.

As mentioned in the introduction, the conventional cube is known for its logistical advantages, but also for its significant shortcomings, which increase HeP and the risk of armor layer sliding as a whole. While it is quite difficult to obtain an initial random placement of cube blocks in the armor, according to Medina et al. (2010), it is nearly impossible to maintain the initial randomness in the long-term because of the cube's tendency to face-to-face arrangements. Gómez-Martín and Medina (2007) designed the Cubipod, a massive concrete armor unit, which is a cubic block with pyramidal frustum protuberances on the faces, designed to prevent face-to-face coupling, separate the adjacent units and increase friction with the under-layer. Previous studies indicated that the Cubipod unit significantly increases hydraulic stability, reduces runup and overtopping, and increases friction with the under-layer. Cubipods can be used in single- and double-layer armors. Finally, the Cubipod tends to self-position randomly on the slope with uniform porosity maintained over time and, as will be explained later, this can reduce the relative impact of HeP.

### **Armor Damage Measurement**

Although it is relatively easy to define armor damage, it is not so easy to formulate a standardized quantitative definition for armor damage, valid for all armor units, slopes, sizes and number of layers. Armor damage can be calculated either by counting the displaced units or by armor profiling. Displacement can then be defined, for example, as units being removed from the armor layer, or units moving more than a minimum distance ( $D_n$ ) on the slope. Three quantitative armor damage definitions are given in the literature: (1)  $D\% =$



percentage of displaced units; (2)  $N_{od}$  = relative damage number, and (3)  $S$  = dimensionless armor damage.

The SPM (1984) and CEM (2006) defined the percent of damage,  $D\%$ , as the ratio of armor units displaced from the breakwater active armor removal zone. To measure damage to concrete armor unit armors, Van der Meer (1988a) proposed the relative damage number,  $N_{od}$ , which is defined as the number of units displaced out of the armor layer ( $N_e$ ) within a vertical strip of width  $D_n$  stretching from the bottom to the top of the armor. Finally, the dimensionless armor damage parameter  $S=A_e/D_n^2$ , proposed by Broderick (1983) and popularized by Van der Meer (1988b), is widely used to measure armor damage, whereby  $A_e$  is the average eroded cross-sectional area, and  $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$  is the equivalent cube size or nominal diameter;  $M$  is the armor unit mass, and  $\rho_r$  is the armor unit mass density. Not only can  $A_e$  be measured using mechanical or laser profilers, but it can also be estimated using the visual counting method, as reported by Vidal et al. (2006), assuming constant armor porosity during the erosion process.

With the conventional visual counting method, the visually-eroded area in the breakwater sections ( $A_{ev}$ ) is defined using Eq. 1 and the visual dimensionless damage parameter ( $S_v$ ) using Eq. 2.

$$A_{ev} = \frac{N_e D_n^3}{((1 - n_v) b)} \quad (1)$$

$$S_v = \frac{A_{ev}}{D_n^2} \quad (2)$$

where  $N_e$ = number of extracted units relocated above the upper layer;  $n_v$ = armor porosity, and  $b$ = observed width of the tested section. It is worth noting that  $S$ ,  $N_{od}$  and  $D\%$ , frequently used in the literature to measure armor damage, can only be related to each other with caution.

To analyze armor damage in trunks and roundheads, Vidal et al. (2003 and 2006), Gómez-Martín and Medina (2006) and Lomónaco et al. (2009) used qualitative approaches along with two quantitative damage measurement methods based on: (1) percentage of visually counted displaced units and (2) laser or mechanical armor profiles. The accuracy and sensitivity of  $S_v$  and profile-based damage,  $S_p$ , depend on the damage level. If only a few stones or units are displaced,  $S_v$  is more accurate than  $S_p$ . As the damage level increases, profile-based armor damage,  $S_p$ , is more reliable.

Vidal et al. (2003) compared quantitative methods like visual counting and profile measurements; visual counting was considered a precise and reliable method for calculating low and moderate armor damage levels in rubble mound breakwaters. Later, Gómez-Martín and Medina (2006) proved that conventional methods based on visual counting were inadequate when armor units showed significant HeP, as in the case of cube armor.

Regardless of the quantitative armor damage definition used, two qualitative armor damage limits are considered in the literature: Initiation of Damage and Initiation of Destruction. The most popular armor damage limit found in the literature, "No-damage", "start of damage" or Initiation of Damage, is used to refer to the limit below which armor units do not move significantly. "Failure" and Initiation of Destruction frequently refer to a damage level in which the filter layer is visible and indicate the limit above which progressive failure can occur.

Until now, there have been two main approaches for assessing armor damage, one based on quantitative criteria and the other based on qualitative criteria regarding changes in the protection of the under-layer. While a quantitative analysis may lead to reasonably objective numerical values for armor damage, it cannot always provide sufficient information as to the severity of damage, as this depends on the geometry of the sections and on the spatial distribution of damage on the slope. The advantage of qualitative criteria is that they provide intuitive information regarding the actual severity of damage. A combination of quantitative and qualitative criteria is, therefore, used in this paper to assess armor damage.

Following the criteria given by Losada et al. (1986) and Vidal et al. (1991), four qualitative armor damage levels may be considered for conventional double-layer armor: (1) Initiation of Damage, when the upper armor layer has lost some units, (2) Initiation of Iribarren's Damage, described by Iribarren (1965), when damage in the upper armor layer has spread over an area large enough to permit the extraction of units from the bottom armor layer, (3) Initiation of Destruction, when at least one unit from the bottom armor layer has been removed and the filter is clearly visible, and (4) Destruction, when several units have been removed from the filter layer. These qualitative armor damage levels are based on photographic visual analysis after each test run.

In this paper, a detailed quantitative analysis was conducted using both the conventional visual counting method described by Vidal et al. (2006) as well as the Virtual Net method proposed by Gómez-Martín and Medina (2006). When HeP is significant, the porosity of the armor layer changes in time and space and Eq. 1 is no longer valid. The Virtual Net method projects a virtual net over the photographed armor, dividing it into strips of a constant width. The armor units whose center of gravity is within each strip ( $N_i$ ) are counted, and the porosity of each strip before and after the wave attack can be estimated using Eq. 3, where  $a=m*D_n$  and  $b=k*D_n$  are the strip width and length, respectively. Accordingly, the dimensionless armor damage in each strip ( $S_i$ ) is calculated using Eq. 4, where  $m$  is the number of rows in each strip;  $n_{vi}$  is the porosity of the strip  $i$  after the wave attack, and  $n_{v0i}$  is the initial porosity in strip  $i$ . Integrating these dimensionless armor damages over the slope, the equivalent dimensionless armor damage parameter ( $S_e$ ) can be obtained using Eq. 5, where  $l$  is the number of strips. This method takes into account armor unit extraction, armor layer sliding as a whole, and HeP failure modes. If any one of the three failure modes is significant,  $S_e$  provides a reasonable measurement of the integrated effects.

$$n_{vi} = 1 - \frac{N_i D_n^2}{(a b)} = 1 - \frac{N_i}{m k} \quad (3)$$

$$S_i = m \left( 1 - \frac{1 - n_{vi}}{1 - n_{v0i}} \right) = m \left( \frac{n_{vi} - n_{v0i}}{1 - n_{v0i}} \right) \quad (4)$$

$$S_e = \sum_{i=1}^l S_i \quad \forall S_i \geq 0 \quad (5)$$

Even though both methods (visual counting and Virtual Net) provide values for dimensionless damage without taking into account the number of layers in the armor (single- or double-layer), the values reflect the total damage of the upper armor layer. If damage in the bottom layer could be measured, the actual damage would be higher. Dimensionless armor damage values for double-layer armor are not directly comparable with those for single-layer armor, because in single-layer armor,  $S$ -values for Initiation of Damage are relatively close to  $S$ -values for Initiation of Destruction; however, in double-

layer armor, S-values for Initiation of Damage are much lower than those for Initiation of Destruction.

## Experimental Design

In order to analyze the hydraulic stability of conventional cube and Cubipod armor units, similar 2D tests with  $\tan \alpha=2/3$  slope breakwater models were carried out in the wave flumes of the Laboratory of Ports and Coasts at the *Universitat Politècnica de València* (UPV) and the *Instituto de Hidrodinámica Aplicada* (INHA) in Cerdanyola del Vallés (Barcelona). Single-layer and double-layer armors were tested under non-breaking and non-overtopping conditions. The characteristics of the core, filter and armor layers are specified in Table 1. 2D hydraulic stability tests using random waves were conducted in the UPV and INHA laboratories with runs of 1000 waves. Tests were grouped in series of constant wave steepness, with target values in the range  $0.053 > s_{op} = 2\pi H_{m0}/(gT_p^2) > 0.014$ , corresponding to target Iribarren numbers  $2.9 < I_r = \tan \alpha / (H_{m0}/(gT_p^2/2\pi))^{0.5} < 5.6$ , where  $\tan \alpha = 2/3$ ,  $T_p$  is the peak period and  $H_{m0}$  is the significant wave height, which was increased progressively from zero damage to destruction with steps of 0.7 cm. In these experiments, the LASA-V method (see Figueres and Medina, 2004) was used to estimate incident and reflected waves from records taken by the group of wave gauges located in the model areas. This method allows the separation of incident and reflected waves for both non-stationary and non-linear irregular waves. The armor was photographed before and after each run of waves, allowing armor damage to be measured with the visual counting and Virtual Net methods described previously. The Virtual Net method was applied to the photographs taken perpendicular to the armor so as to calculate the corresponding equivalent dimensionless damage parameter,  $S_e$ , given by Eq. 5. The visual counting method required counting  $N_e$  to calculate  $S_v$  given by Eq. 2. After each series of tests with constant  $I_r$ , the breakwater model was rebuilt.

Table 1. Characteristics of the tested models.

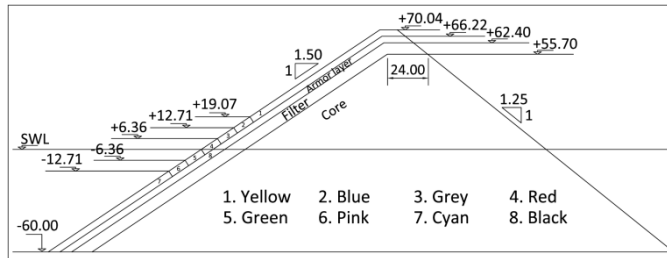
Laboratory	# of layers	Armor unit				Filter			Core		
		Type	M [g]	$D_n$ [cm]	$\rho_r$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Type	$D_{n50}$ [cm]	$D_{85}/D_{15}$	Type	$D_{n50}$ [cm]	$D_{85}/D_{15}$
UPV	2	Cube	140	4.00	2.18	gravel	1.80	1.5	gravel	0.70	1.7
	2	Cubipod	108	3.82	1.94	gravel	1.80	1.5	gravel	0.70	1.7
INHA	2	Cubipod	128	3.82	2.30	gravel	1.25	1.7	gravel	0.25	2.8
	1	Cubipod	128	3.82	2.30	gravel	1.25	1.7	gravel	0.25	2.8

### UPV hydraulic stability tests

Double-layer cube and Cubipod armor models were tested. The UPV wave flume is 30.0m long, 1.2m wide and 1.2m deep. The wavemaker is a piston-type paddle that generates regular and irregular waves. Water surface elevation was measured using capacitance wave gauges at eight points along the wave flume. One group of wave gauges was placed near the model and the other near the wavemaker. The water depth was  $h=50.0$ cm by the model and  $h=75.0$ cm by the wavemaker with a 4% slope transition. The breakwater section had a core with  $D_{n50}=0.70$ cm, a filter layer with  $D_{n50}=1.80$ cm and a conventional double-layer armor with randomly placed units. Using the same core and filter layer, two breakwater models were built and tested with two different concrete armor units: cubes with  $D_n=4.00$ cm, and Cubipods with  $D_n=3.82$ cm (see Table 1). The crest freeboards of the double-layer cube and Cubipod models were  $R_c=+40.0$ cm and  $+39.6$ cm, respectively (see Fig. 2). The initial armor porosities were  $n_v=37\%$  for cube armor and  $n_v=41\%$  for Cubipod armor. The bottom armor layer was painted white (cube model) and black (Cubipod model) to enhance color contrast,



+70.0cm, respectively (see Fig. 3). The initial porosities of the armor layers were  $n_v=40\%$ . The bottom armor layer was painted black for contrast, and the upper armor layer was painted in strips of different colors in order to detect armor unit movements.



**Fig. 3. Cross-section of INHA double-layer Cubipod breakwater model (dimensions in cm).**

Considering a 1/50 scale, the Cubipod units used in these tests were equivalent to the 16-tonne Cubipod units previously subjected to prototype drop tests (see Medina et al., 2011). A total of 11 irregular wave tests with the target parameters indicated in Table 3 were conducted with runs of 1000 waves following JONSWAP spectra ( $\gamma=3.0$ ) of constant wave steepness with target  $2.9 < I_r < 4.9$ . Additionally, one irregular test was conducted increasing significant wave height from zero damage to destruction and maintaining constant a peak period typical for the Mediterranean,  $T_p=10s$  (prototype scale).

Table 3. Test matrix for INHA irregular wave tests.

Test	CAU	n	$S_{op}$	$I_r$	$H_{m0}$ [cm]	$T_p$ [s]	$N_w$
1	Cubipod	1	0.053	2.9	7.1 to 21.4	0.88 to 1.62	1000
2	Cubipod	1	0.053	2.9	7.1 to 17.1	0.88 to 1.40	1000
3	Cubipod	1	0.034	3.6	10.0 to 22.9	1.33 to 2.38	1000
4	Cubipod	1	0.025	4.2	10.0 to 20.7	1.68 to 2.99	1000
5	Cubipod	1	0.019	4.9	10.0 to 17.9	2.10 to 3.45	1000
6	Cubipod	1	0.032-0.066	3.7-2.6	10.0 to 20.0	1.4	1000
7	Cubipod	2	0.053	2.9	10.0 to 23.6	1.04 to 1.74	1000
8	Cubipod	2	0.053	2.9	10.0 to 23.6	1.04 to 1.74	1000
9	Cubipod	2	0.034	3.6	12.9 to 23.6	1.55 to 2.44	1000
10	Cubipod	2	0.025	4.2	10.0 to 22.9	1.68 to 3.26	1000
11	Cubipod	2	0.019	4.9	10.0 to 20.0	2.10 to 3.83	1000
12	Cubipod	2	0.028-0.077	4.0-2.4	8.6 to 23.6	1.4	1000

## Analysis of hydraulic stability test results

UPV double-layer cube and Cubipod test results were analyzed. Armor damage measurements were obtained using the visual counting and Virtual Net methods described previously.  $S_v$  obtained with the visual counting method for cube and Cubipod tests were lower than the  $S_e$  obtained with the Virtual Net method. The visual counting method did not take into account HeP or sliding as a whole; thus, visual counting underestimated the reduction in the placing density near the MWL. If no armor unit was extracted, the visual counting method provided a “zero damage” observation. Table 4 indicates the average  $S_v$  using the visual counting method and the  $S_e$  obtained with the Virtual Net method for UPV double-layer cube and Cubipod armors; the conventional visual counting method significantly underestimated armor damage. Moreover, from Table 4 it is clear that the

relative difference,  $(S_e - S_v)/S_e$ , increased faster for cubes than for Cubipods as armor damage increased.

Table 4. Mean values of dimensionless armor damage measurements for UPV double-layer cube and Cubipod models using visual counting and Virtual Net methods.

Type of armor unit	Damage level	DAMAGE MEASUREMENTS	
		Visual Counting (Sv)	Virtual Net (Se)
Cube (n <sub>v</sub> =37%)	IDa	0.2	1.0
	IIDa	2.2	3.4
	IDe	6.7	8.3
Cubipod (n <sub>v</sub> =41%)	IDa	0.2	1.0
	IIDa	2.8	3.7
	IDe	9.6	9.9*

\* this damage level was only reached in one UPV test

The visual counting and Virtual Net methods provided significantly different measurements for cube armor, while there were only slight differences for Cubipod armor. These differences were larger if the initial porosity of cube armor was higher than n<sub>v</sub>=37%, e.g. n<sub>v</sub>=41% or 45%, corresponding to common prototype porosities. The Virtual Net method provided more accurate measurements for damage, taking into account the different porosities in each of the armor areas. However, neither method considered changes in the porosity of the bottom armor layer.

Porosity refers to the percentage of voids in a granular system. In this paper, armor porosity is defined as  $n_v = (1 - \Phi/n)$ , in which  $\Phi$  is the packing density, and n is the number of layers in the armor; n=1 and n=2 for single- and double-layer armors, respectively. The placing density  $\phi$  [units/cm<sup>2</sup>] is related to the packing density ( $\Phi$ ) by  $\phi = \Phi / (D_n)^2$ , where D<sub>n</sub>[cm] is the nominal diameter or equivalent cube size of the unit.

Table 5 provides the average values of strip porosity (n<sub>v</sub>[%]) in the upper layer around the MWL for UPV double-layer cube and Cubipod armors before and after the wave attack when damage was less than Initiation of Damage.

Table 5. Upper armor layer strip porosity for UPV double-layer cube and Cubipod armor models before and after wave attack.

Level	Strip porosity (n <sub>v</sub> [%]) of upper armor layer					
	Cube model			Cubipod model		
	Before wave attack Ns = 0 Se = Sv = 0	After wave attack (<IDa) Ns = 1.7 Se=0.6; Sv=0.1	Porosity increment (%)	Before wave attack Ns = 0 Se = Sv = 0	After wave attack (<IDa) Ns = 3.4 Se=0.2; Sv=0.1	Porosity increment (%)
+9Dn	37%	40%	3%	41%	42%	1%
+6Dn	35%	39%	4%	42%	43%	1%
MWL +3Dn	36%	38%	2%	41%	40%	-1%
-3Dn	35%	34%	-1%	40%	39%	-1%
-6Dn	37%	33%	-4%	40%	39%	-1%

Considering only the upper layer of the armor, the initial porosity of each strip in the cube model was between  $35\% < n_v < 37\%$ ; after a number of wave runs (lower than Initiation of Damage), HeP was significant, and the porosity of each strip varied between  $33\% < n_v < 40\%$ . Gravity tended to reduce the porosity in the lower part of the breakwater ( $33\% < n_v < 34\%$ ) and increase the porosity in the upper part ( $38\% < n_v < 40\%$ ), which led to  $\pm 4\%$  maximum strip porosity increments.

On the other hand, the initial porosity of each strip in the Cubipod model was  $40\% < n_v < 42\%$  before the wave attack and in the range of  $39\% < n_v < 43\%$  after the wave attack (lower than Initiation of Damage), with  $\pm 1\%$  maximum strip porosity increments. HeP is lower in Cubipod armor than in cube armor because the protuberances on the faces of the Cubipod prevent face-to-face fittings.

The damage to the breakwater armor layer was calculated qualitatively after each test run by visually analyzing the model and the photographs. Three damage levels were considered in the double-layer armor experiments: Initiation of Damage (IDa), Initiation of Iribarren Damage (IIDa) and Initiation of Destruction (IDe). The average quantitative equivalent dimensionless damage values corresponding to these qualitative damage levels were  $S_e(\text{IDa})=1.0$ ,  $S_e(\text{IIDa})=3.4$  and  $S_e(\text{IDe})=8.3$  for double-layer cube armor and  $S_e(\text{IDa})=1.0$ ,  $S_e(\text{IIDa})=3.4$  and  $S_e(\text{IDe})=24.1$  for double-layer Cubipod armor.

According to Medina et al. (1994), rough quarrystone armor damage observations provided by SPM (1984) and Van der Meer (1988b) follow the one-fifth power relationship; therefore, the linearized equivalent dimensionless armor damage  $S_e^*=S_e^{1/5}$  is used in this paper for cube and Cubipod armors.

The generalized Hudson formula can be written as

$$M = \frac{1}{K_D} \frac{H_{sd}^3}{\left(\frac{\rho_r}{\rho_w} - 1\right)^3} \frac{\rho_r}{\cot \alpha} \quad (6)$$

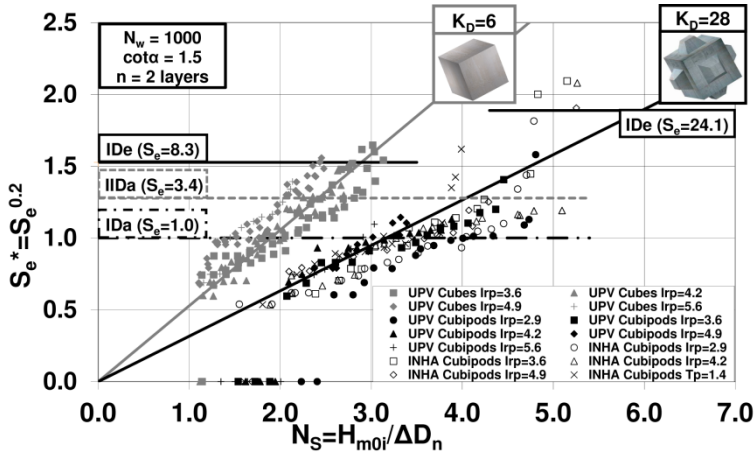
where  $M$  is the armor unit mass;  $K_D$  is the stability coefficient;  $\rho_r$  and  $\rho_w$  are the mass density of the armor units and water, respectively;  $H_{sd}$  is the design significant wave height at the structure site, and  $\alpha$  is the slope angle of the structure. Eq. 6 can be re-written as

$$N_{sd} = \frac{H_{sd}}{\Delta D_n} = \left(K_D \cot \alpha\right)^{1/3} \quad (7)$$

where  $N_{sd}$  is the design stability number;  $\Delta = (\rho_r/\rho_w - 1)$ , and  $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$ . For a given armor damage,  $N_{sd}$  is directly proportional to the cubic root of  $K_D$ .

The linearized equivalent dimensionless armor damage  $S_e^*=S_e^{1/5}$  obtained in the UPV and INHA double-layer cube and Cubipod experiments is represented in Fig. 4 as a function of the measured stability number,  $N_s = H_{m0}/(\Delta D_n)$ . For comparison purposes, the simplified model proposed by Medina et al. (1994) can be used to analyze different failure functions corresponding to different units.

$$S_e^* = S_e^{1/5} = (1.6)^{1/5} \left( \frac{4}{K_D} \right)^{1/3} \frac{N_s}{(4 \cot \alpha)^{1/3}} \approx 0.96 \frac{N_s}{K_D^{1/3}} \quad (8)$$



**Fig. 4. Linearized equivalent dimensionless armor damage as a function of measured stability number (UPV and INHA double-layer cube and Cubipod armor models).**

Fig. 4 shows the failure functions given by Eq. 8 corresponding to cubes and Cubipods using the  $K_D$  proposed by Medina and Gómez-Martín (2012),  $K_D=6$  and  $K_D=28$  for double-layer cube and Cubipod armors, respectively. The qualitative armor damage levels for double-layer armor are indicated by the horizontal lines representing IDa ( $S_e=1.0$  for cubes and Cubipods), IIda ( $S_e=3.4$  for cubes and Cubipods) and IDe ( $S_e=8.3$  for cubes and  $S_e=24.1$  for Cubipods). The large difference obtained in the measured dimensionless damage ( $S_e$ ) for IDe between cubes and Cubipods is due to the fact that IDe is reached when the filter layer is visible. In the case of double-layer Cubipod armor, many Cubipods must be removed from the upper armor layer before the first Cubipod of the bottom armor layer is extracted or displaced, given the high hydraulic stability of single-layer Cubipod armor (as shown in Fig. 6).

The stability numbers represented in Fig. 5 and Fig.6 refer to each of approximately constant steepness runs with measured  $s_{0p}$  covering the range of  $0.071 > s_{0p} = 2\pi H_{m0i} / (gT_{pi}^2) > 0.009$ , corresponding to Iribarren numbers in the range  $2.5 < I_{rp} = (2/3)T_p / (2\pi H_{m0i} / g)^{0.5} < 7.0$ , calculated using the incident significant wave height,  $H_{m0i}$ , and the peak period.

Fig. 5 shows the results for UPV and INHA double-layer armors, comparing the measured stability numbers (incident waves) corresponding to Initiation of Damage (white), Initiation of Iribarren Damage (grey) and Initiation of Destruction (black) for double-layer cube (squares) and Cubipod (triangles for INHA and diamonds for UPV) armors. The hydraulic stability of double-layer Cubipod armor ( $n_v=41\%$ ) is much higher than that of conventional double-layer cube armor ( $n_v=37\%$ ).



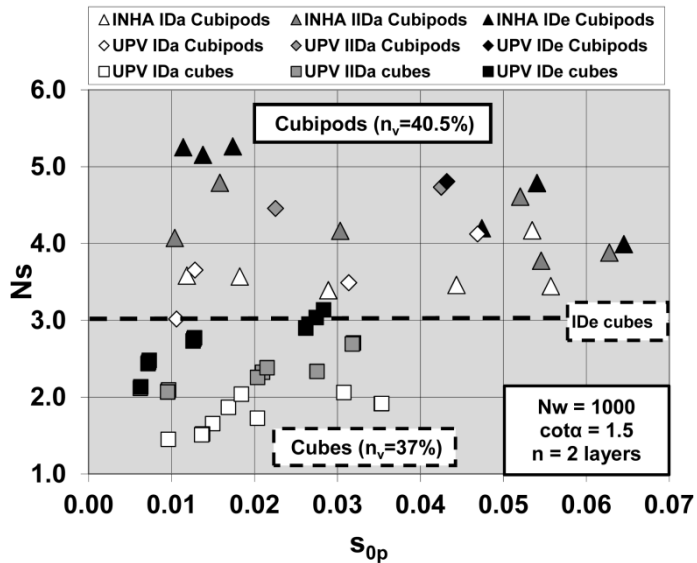


Fig. 5. Measured stability numbers of double-layer cube and Cubipod armors in UPV and INHA irregular tests.

The experimental observations of  $N_s$  cube armor are in reasonable agreement with the results of the four cube tests reported by Van der Meer (1988a) and CEM (2006), where wave steepness showed a certain influence on  $N_s$ . The Initiation of Damage and the Initiation of Destruction in double-layer Cubipod armor showed  $N_s(\text{IDa}) > 3.0$  and  $N_s(\text{IDe}) > 4.0$ . Initiation of Damage and the Initiation of Destruction in double-layer cube armor showed  $N_s(\text{IDa}) < 2.0$  and  $N_s(\text{IDe}) < 3.1$ .

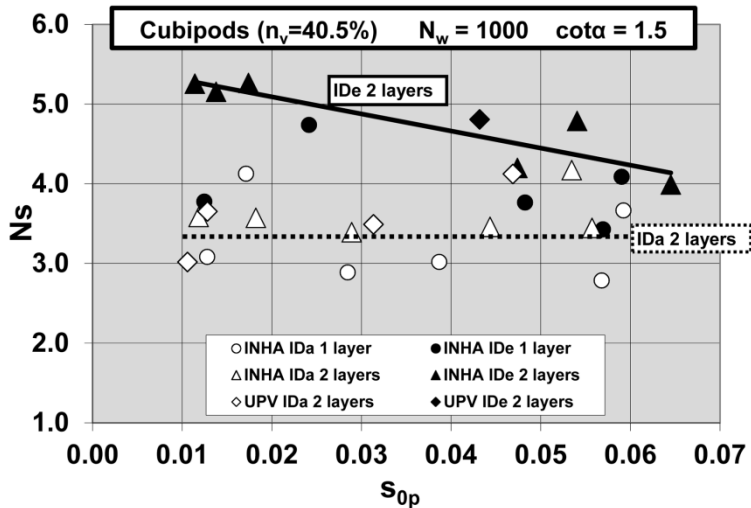


Fig. 6. Measured stability numbers of single- and double-layer Cubipod armors in UPV and INHA irregular tests.

Fig. 6 provides the observed stability numbers (incident waves) for INHA single-layer (circles) as well as UPV and INHA double-layer (triangles for INHA and diamonds for UPV) Cubipod armors, from Initiation of Damage (white) to Initiation of Destruction (black).

The Initiation of Damage limit for double-layer Cubipod armor (white triangles and diamonds) appears to be independent of wave steepness,  $N_s(\text{IDa}) \approx 3.4$ ; by contrast, the IDe limit for the double-layer Cubipod armor (black triangles and diamonds) seems to be dependent on wave steepness, with the minimum value of  $N_s(\text{IDe}) \approx 4.0$  for the highest  $s_{0p}$ .

The 2D hydraulic stability test results obtained at the INHA and the UPV wave flumes for the double-layer Cubipod armors agreed. In the case of single-layer Cubipod armor, the stability numbers for Initiation of Damage and Initiation of Destruction showed minimum values  $N_s(\text{IDa}) = 2.8$  and  $N_s(\text{IDe}) = 3.4$ , lower than  $N_s$  for double-layer Cubipod armor but higher than  $N_s$  for double-layer cube armor.

## Summary and conclusions

The hydraulic stability of various types of armor units for rubble mound, seawalls or breakwaters has been thoroughly studied over the years. Most authors consider armor unit extraction and armor layer sliding as a whole as the main failure modes of the armor layer, as long as the structural integrity of armor units is guaranteed. This description is reasonable for quarrystone armor; but when concrete armor units are used, the natural tendency of units to packing produces changes in the porosity of the armor layer in time and space. The packing density of the armor layer is reduced near and above the Mean Water Level (MWL), as units move within the armor layer without being fully extracted. In this paper, this failure mode is called Heterogeneous Packing (HeP). Thus, armor damage may be attributed to three different failure modes: armor unit extractions, armor layer sliding as a whole, and HeP. The three failures modes may produce a similar effect: a decrease in the placing density ( $\phi$  [units/m<sup>2</sup>]) near and above the MWL. The HeP failure mode affects the armor layer of mound breakwaters regardless of the concrete armor unit used, but the effects are highly significant when using armor units with flat faces, such as cubes or parallelepiped blocks.

Armor damage can be defined quantitative and qualitatively. Four qualitative damage levels are considered in this paper for double-layer armor: Initiation of Damage (IDa), Initiation of Iribarren Damage (when damage in the upper armor layer permits the extraction of units from the bottom armor layer), Initiation of Destruction (IDe) and Destruction (De). Only three damage levels are relevant for single-layer armor: IDa, IDe and De. For this research, the quantitative damage analysis was conducted using both the conventional visual counting method described by Vidal et al. (2006) and the Virtual Net method used by Gómez-Martín and Medina (2006). Conventional visual counting methods for armor damage measurement are inadequate if HeP or sliding is significant because armor porosity is not constant. The Virtual Net method takes into account the effects of armor unit extractions, armor layer sliding as a whole, and HeP failure modes. The results show that the visual counting method significantly underestimates armor damage measurements and HeP is greater for cubes than for Cubipods (see Table 4). Although the Virtual Net method provides less biased armor damage measurements than the visual counting method, neither visual counting nor Virtual Net contemplates the damage caused by HeP to the bottom armor layer in double-layer armor.

Finally, this study analyzed the hydraulic stability of massive cube and Cubipod units in the trunk section of mound breakwaters. Results from 2D hydraulic stability tests, carried out in

similar conditions in two different laboratories, allowed for estimations of the stability number ( $N_s$ ) for single- and double-layer Cubipod armors and double-layer cube armor under non-breaking and non-overtopping conditions. Tests with an approximately constant wave steepness proved that both single- and double-layer Cubipod armors are much more stable than conventional double-layer cube armor.

The results from the UPV experiments with the double-layer cube armor showed stability numbers in agreement with the results for the four cube tests reported by Van der Meer (1988a) and recommended by CEM (2006). The  $N_s(IDa) < 2.0$  and  $N_s(IDe) < 3.1$  values observed in the UPV cube tests show a certain influence on wave steepness. Regarding the Initiation of Damage and Initiation of Destruction for double-layer Cubipod armor, results obtained in UPV and INHA tests showed  $N_s(IDa) > 3.0$  and  $N_s(IDe) > 4.0$ . For single-layer Cubipod armor,  $N_s(IDa) > 2.8$  and  $N_s(IDe) > 3.4$ , which are values lower than  $N_s$  for double-layer Cubipod armor but higher than the  $N_s$  obtained for double-layer cube armor.

## Acknowledgments

The authors are grateful for the financial support of CDTI (CUBIPOD Project), SATO Construction Co. (OHL Group), and *Puertos del Estado (Convenio de Diques)*. The authors also thank Debra Westall for revising the manuscript.

## Notation

The following symbols are used in this paper:

$A_e$  = average eroded cross-sectional area

$A_{ev}$  = average visually measured eroded cross-sectional area

$a$  = strip width (m  $D_n$ )

$b$  = strip length (k  $D_n$ ) of the tested section

$D\%$  = percentage of displaced units

$D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$  = equivalent cube size or nominal diameter of the armor units

$D_{n50}$  = equivalent cube size of a stone whose mass does not exceed the 50% percentile

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$  = gravity acceleration

$H$  = wave height

$H_d$  = design wave height

$H_{m0} = 4 (m_0)^{1/2}$  = significant wave height

$H_{m0i} = 4 (m_0)^{1/2}$  = incident significant wave height

$h$  = water depth

$Ir_p = \tan\alpha / (H_{m0}/L_{0p})^{1/2} = T_p \tan\alpha / (2\pi H_{m0}/g)^{1/2}$  = Iribarren's number associated to  $H_{m0}$  and  $T_p$

$K_D$  = stability coefficient in Hudson's formula

$M$  = armor unit mass

$N_e$  = number of extracted armor units relocated above the upper layer

$N_i$  = number of armor units whose center of gravity is within strip  $i$

$N_{od}$  = relative damage number

$N_s = H_{m0}/(\Delta D_n)$  = stability number

$N_s(IDa)$  = stability number corresponding to Initiation of Damage

$N_s(IDe)$  = stability number corresponding to Initiation of Destruction

$N_{sd} = H_d/(\Delta D_n)$  = design stability number

$N_w$  = number of waves

$n$  = number of layers in the armor

$n_v$  = porosity of the armor layer

$n_{v0i}$  = porosity of strip  $i$  before wave attack

$n_{vi}$  = porosity of strip  $i$  after wave attack

$R_c$  = crest freeboard

$S$  = dimensionless armor damage

$S^* = S^{1/5}$  = linearized dimensionless armor damage

$S_e$  = equivalent dimensionless armor damage

$S_e^* = S_e^{1/5}$  = linearized equivalent dimensionless armor damage

$S_i$  = dimensionless damage in strip  $i$

$S_p$  = profile dimensionless damage

$S_v$  = visual dimensionless damage

$s_{0p} = H_{m0}/L_{0p} = 2\pi H_{m0}/(gT_p^2)$  = wave steepness associated to  $H_{m0}$  and  $T_p$

$T_p$  = peak period of a sea state

$\alpha$  = armor slope angle

$\gamma$  = peak enhancement factor

$\Delta = (\rho_r/\rho_w - 1)$  relative submerged mass density

$\rho_r$  = armor unit mass density

$\rho_w$  = water mass density

$\Phi$  = packing density

$\phi$  = placing density

The following acronyms are used in this paper:

De = Destruction

HeP = Heterogeneous Packing

IDa = Initiation of Damage

IIDa = Initiation of Iribarren Damage

IDe = Initiation of Destruction

MWL = Mean Water Level

SWL= Still Water Level

## References

- Broderick, L.L. (1983). "Riprap Stability A Progress Report." *Proc. Coastal Structures '83*, ASCE, 320-330.
- Bruun, P. (1979). "Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters." *Coastal Engineering*, 2: 261-273.
- Burcharth, H.F. (1993). "The Design of Breakwaters." Report of the Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Coastal Engineering Manual (CEM)*. (2006). Engineer Manual, 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
- CIRIA/CUR/CETMEF (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683, CIRIA, London. 1267 p.
- Figueres, M. and Medina, J.R. (2004). "Estimation of Incident and Reflected Waves using a Fully Non-Linear Wave Model." *Proc. 29<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 594-603.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2006). "Damage progression on cube armored breakwaters." *Proc. 30<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 5229-5240.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2007). "Cubipod concrete armor unit and heterogeneous packing." *Proc. 5<sup>th</sup> Coastal Structures Int. Conf.*, World Scientific, 140-151.
- Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2008). "Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack." *Proc. 31<sup>st</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 3461-3473.
- Iribarren, R. (1965). "Formule pour le calcul des diques en enrochements naturels on elements artificieles." *21<sup>st</sup> Int. Navigation Congr.*, Sect. II-I, Stockholm, Sweden, 15-46 (in French).
- 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. Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., Vol. 1, 169-180.
- Losada, M.A., Desire, J.M. and Alejo, L.M. (1986). "Stability of blocks as breakwater armor units." *J. Structural Engineering*, 112(11): 2392-2401.
- Medina, J.R., Hudspeth, R.T. and Fassardi, C. (1994). "Breakwater Armor Damage due to Wave Groups." *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 120(2): 179-198.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E. and Corredor, A. (2010). "Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability." *Proc. 32<sup>nd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, Paper No. structures 41.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F. and Santos, M. (2011). "Prototype Drop Tests of Cube and Cubipod Armor Units." *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 137(2): 54-63.

- Medina, J. R. and Gómez-Martín, M.E. (2012). "K<sub>D</sub> and safety factors of concrete armor units." *Proc. 33<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, Paper No. structures 29.
- Mol, A., Ligteringen, H., Groeneveld, R.L., Pita, C.R.A.M. (1983). "West Breakwater – Sines Study of Armour Stability." *Proc. Coastal Structures '83*, ASCE, 57-70.
- Muttray, M., Reedijk, J. S., Vos-Rovers, I. and Bakker, P. (2005). "Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armor units." *Proc. Coastlines, Structures and Breakwaters 2005*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., 556–567.
- Shore Protection Manual (SPM)*. (1984). U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Mississippi.
- Van der Meer, J.W. (1988a). "Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropodes." *Proc. Coasts, Marine Structures and Breakwaters 1988*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., 71-80.
- Van der Meer, J.W. (1988b). "Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers." *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 114(1): 66-80.
- Vidal, C., Losada, M.A. and Mansard, E.P.D. (1991). "Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk." *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 117(6): 570-587.
- Vidal, C., Martin, F.L., Negro, V., Gironella, X., Madrigal, B. and García-Palacios, J. (2003). "Measurement of Armor Damage on Rubble Mound Structures: Comparison Between Different Methodologies." *Proc. 4<sup>th</sup> Coastal Structures Int. Conf.*, World Scientific, 189-200.
- Vidal, C., Medina, R. and Lomonaco, P. (2006). "Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters." *Coastal Engineering*, 53(9): 711-722.

# Anejo 2

---

Patente relacionada con la tesis





La patente del Cubípodo tiene las siguientes características:

Tipo: Patente internacional en explotación

Inventores: Medina Folgado, Josep Ramon y Gómez Martín, María Esther

Título: Elemento para la formación de mantos de diques. / Element used to form breakwaters.

Nº de solicitud: P200501750

País de prioridad: España

Fecha de prioridad: 11/07/2005

Entidad titular: Universitat Politècnica de València (UPV)

Empresa/s que lo están explotando: Sociedad Anónima de Trabajos y Obras (SATO)  
- Grupo OHL.

Descripción: Elemento para la formación de mantos de diques en talud, defensas longitudinales y espigones para la protección de costas o estructuras hidráulicas o marítimas que cuenta con una forma cúbica o paralelepípedica (2) y que presenta una o varias protuberancias (1) en sus caras para evitar el acoplamiento entre los diferentes elementos y aumentar la trabazón con la capa inferior (3) del manto.

Países a los que se ha extendido:

PAIS	Nº Publicación	FECHA CONCESIÓN
INDIA	IN265741 (B2)	13/03/2015
EEUU	US8529153 (B2)	10/09/2013
JAPÓN	JP5118031 (B2)	16/01/2013
MEXICO	MX303761 (B)	26/09/2012
CHINA	CN101258289 (B)	15/12/2010
MARRUECOS	MA30617 (B1)	03/08/2009
ESPAÑA	ES2264906 (B1)	01/01/2008
BRASIL	BRPI0615497 (A2)	pendiente
EUROPA	EP1925747 (A2)	pendiente
ARGELIA	DZ100189	pendiente

A continuación se incorpora la publicación de la concesión de la patente en EEUU, ya que es una de las últimas que ha sido concedida.





US008529153B2

(12) **United States Patent**  
Folgado et al.

(10) **Patent No.:** US 8,529,153 B2  
(45) **Date of Patent:** Sep. 10, 2013

(54) **ELEMENT USED TO FORM BREAKWATERS**

(75) Inventors: **Josep Ramon Medina Folgado**,  
Valencia (ES); **Maria Esther Gomez  
Martin**, Valencia (ES)

(73) Assignee: **Universidad Politecnica de Valencia**,  
Valencia (ES)

(\* ) Notice: Subject to any disclaimer, the term of this  
patent is extended or adjusted under 35  
U.S.C. 154(b) by 654 days.

(21) Appl. No.: **11/995,371**

(22) PCT Filed: **Jul. 11, 2006**

(86) PCT No.: **PCT/ES2006/000395**

§ 371 (c)(1),  
(2), (4) Date: **Jun. 18, 2008**

(87) PCT Pub. No.: **WO2007/006831**

PCT Pub. Date: **Jan. 18, 2007**

(65) **Prior Publication Data**

US 2008/0286045 A1 Nov. 20, 2008

(30) **Foreign Application Priority Data**

Jul. 11, 2005 (ES) ..... 200501750

(51) **Int. Cl.**  
**E02B 3/14** (2006.01)

(52) **U.S. Cl.**  
USPC ..... 405/16; 405/25; 405/302.4; 428/15

(58) **Field of Classification Search**  
USPC ..... 405/15, 16, 21, 24, 25, 29, 258.1,  
405/302.4, 302.6; 428/15, 402; D21/484,  
D21/499, 504, 505; D25/113

See application file for complete search history.

(56) **References Cited**

U.S. PATENT DOCUMENTS

3,374,917 A *	3/1968	Troy	.....	D25/113
3,461,574 A *	8/1969	Larsen et al.	.....	434/403
D224,425 S *	7/1972	Stahel, II	.....	D21/499
3,822,499 A *	7/1974	De Vos	.....	446/121
4,347,017 A *	8/1982	Chevallier	.....	405/29
4,411,555 A *	10/1983	Minvielle et al.	.....	405/50
D283,635 S *	4/1986	Kato et al.	.....	D21/499
4,594,023 A *	6/1986	O'Neill	.....	405/29
D296,342 S *	6/1988	Knudsen	.....	D21/499
5,190,403 A *	3/1993	Atkinson	.....	405/29
D358,858 S *	5/1995	McGreevy	.....	D21/707
D359,315 S *	6/1995	Tacey	.....	D21/499
5,556,230 A *	9/1996	Turk et al.	.....	405/29

(Continued)

FOREIGN PATENT DOCUMENTS

ES	488536	10/1980
ES	282009	4/1985

(Continued)

OTHER PUBLICATIONS

International Search Report issued Jan. 11, 2007.

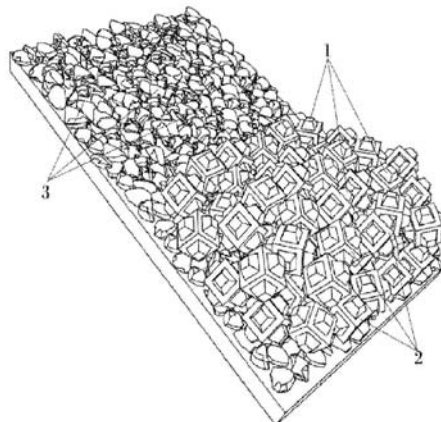
*Primary Examiner* — Tara M. Pinnock

(74) *Attorney, Agent, or Firm* — Wenderoth, Lind & Ponack,  
L.L.P.

(57) **ABSTRACT**

The invention relates to an armor unit to construct armor layers of mound breakwaters, revetments and groins for shore protection or hydraulic and maritime structures featuring a cubic or parallelepiped shape (2) and having one or more protrusions (1) on its faces to prevent coupling between the different armor units and to increase interlocking with the underlayer (3) of the armor layer.

**30 Claims, 9 Drawing Sheets**



US 8,529,153 B2

Page 2

(56)	<b>References Cited</b>	2002/0114669 A1* 8/2002 Yang ..... 405/29 2004/0018055 A1 1/2004 Clark et al.
	U.S. PATENT DOCUMENTS	FOREIGN PATENT DOCUMENTS
	D377,396 S * 1/1997 Maurel ..... D25/113	ES 2 043 559 12/1993
	5,620,280 A * 4/1997 Melby et al. .... 405/29	FR 2 863 632 6/2005
	5,921,710 A * 7/1999 Scales ..... 405/20	JP 57-184109 11/1982
	D437,366 S * 2/2001 Stemmler ..... D21/499	NL 7116401 6/1973
	6,443,654 B1* 9/2002 Kauppi ..... 405/108	WO 2004/009910 1/2004
	6,508,042 B1* 1/2003 Kweon et al. .... 52/608	WO WO 2008115617 A2* 9/2008
	6,666,620 B2* 12/2003 Yang ..... 405/29	
	6,921,314 B2* 7/2005 Miller ..... 446/85	
	7,160,057 B2* 1/2007 Reedijk et al. .... 405/25	

\* cited by examiner

FIG. 1A

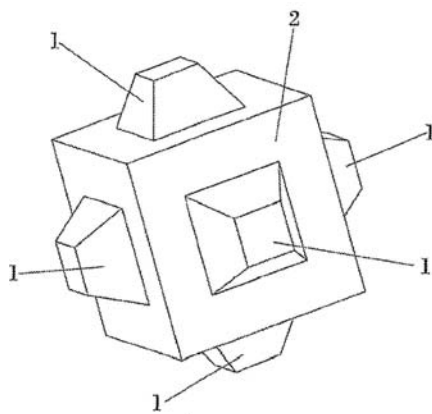


FIG. 1B

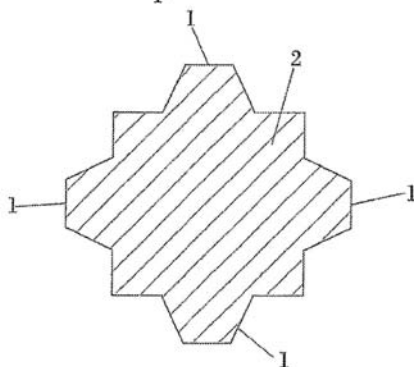


FIG. 2A

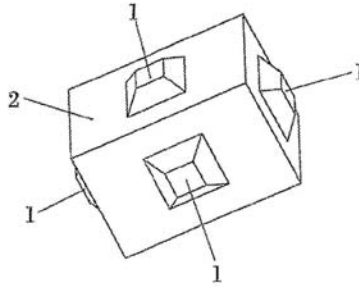


FIG. 2B

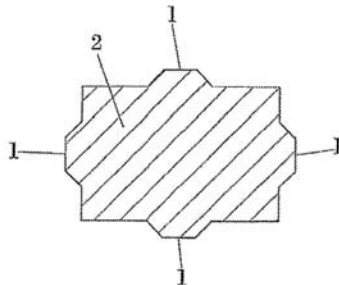
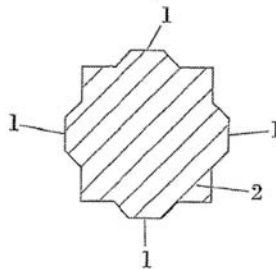


FIG. 2C



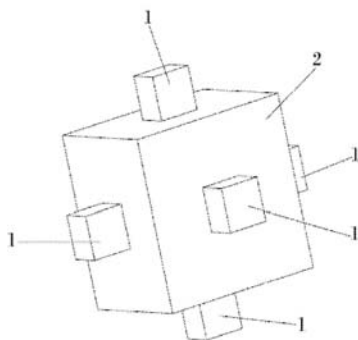


FIG. 3

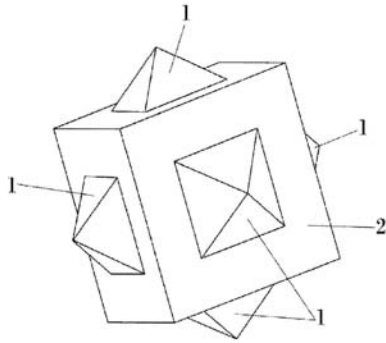


FIG. 4

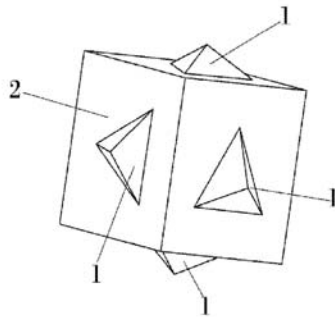


FIG. 5



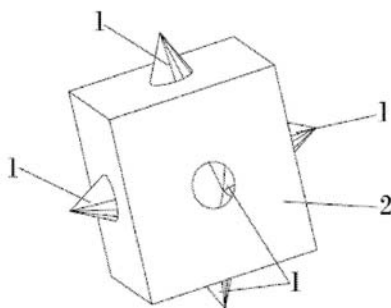


FIG. 6

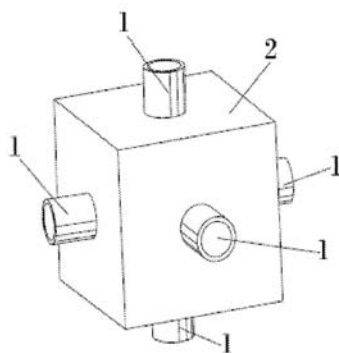


FIG. 7

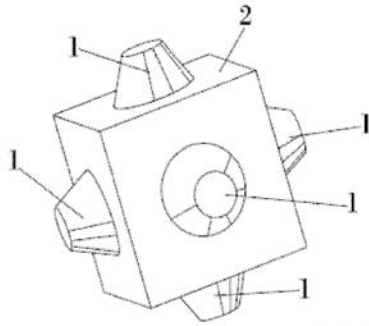


FIG. 8

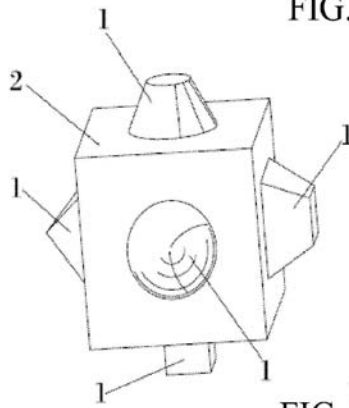


FIG. 9

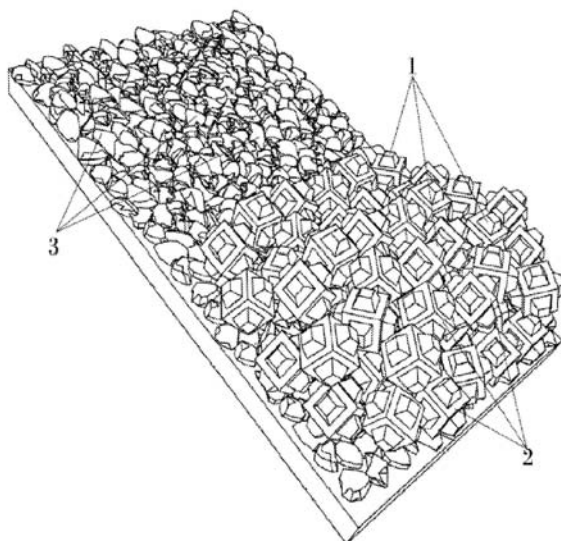


FIG. 10

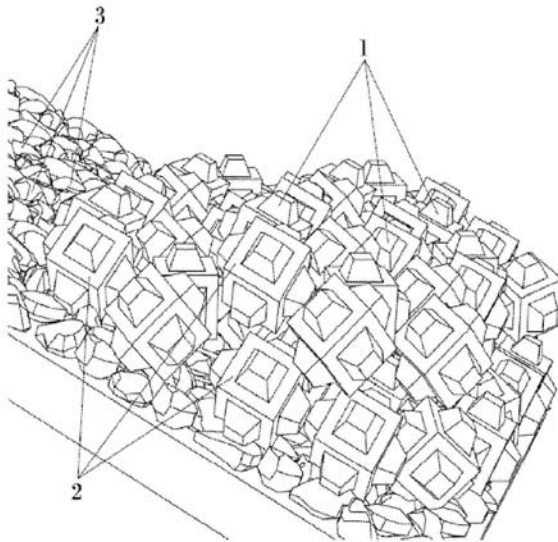


FIG. 11

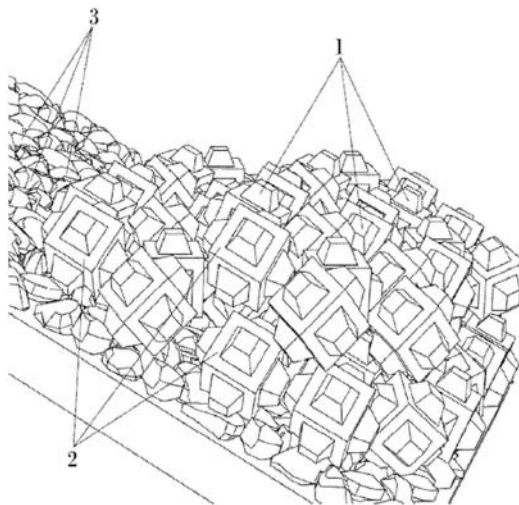


FIG. 12

1

**ELEMENT USED TO FORM BREAKWATERS****OBJECT OF THE INVENTION**

The present invention relates to an armor unit to construct armor layers of mound breakwaters, coastal revetments and groins for shore protection in maritime and hydraulic structures.

Specifically, the object of the invention is an armor unit to protect against large waves which has a basic cubic or parallelepiped shape characterized by one or more protrusions on its faces to prevent coupling between units and to increase interlocking with the underlayer of quarrystone.

**BACKGROUND OF THE INVENTION**

The manufacture of artificial quarrystone for the construction of mound breakwaters and shore protection structures is a well-known problem. Until now, different solutions have been applied unsuccessfully, through the design of numerous armor units, generally made of concrete, to construct armor layers of mound breakwaters for protection against wind wave attack.

It is worth highlighting that said concrete units for breakwater armor layers are not to be confused with those used for the construction of artificial reefs, since said armor units are designed to resist against large wave breaking and are characterized by specific features such as stability and strength while the artificial reefs are used to improve or protect marine habitats and almost any unit made of any material denser than water is considered suitable.

Concrete armor units for mound breakwaters may be classified according to the design, the construction process and the resistant performance against the wave storms. There are three main methods to place armor units in the construction of an armor layer: (a) random placement, (b) placed in a single layer and (c) regular uniform placement.

The armor units with random placement (a) are the conventional armor units for substituting quarrystone, which are placed in more than one single layer and basically resist by gravity. Both simple and complex armor units can be found within the group of random placement units.

Cubic and parallelepiped blocks are simple armor units, robust, solid, easy to construct and flexible in their performance against the wave storms. Further, they do not undergo significant unit breaking fractures nor do they lose stability, and any errors in design usually increase armor erosion but rarely lead to the complete destruction of the breakwater. However, these are units which have serious drawbacks as regards face-to-face fitting, which can result in significant permeability changes when the packing density increases in the lower areas causing a displacement of armor units from the upper areas (heterogeneous packing). Face-to-face fitting can also result in a reduction in friction with the underlayer and other problems derived from a certain self-arrangement of the armor units which should be placed and maintained in a random position.

The group of complex armor units with random placement includes the so-called "Tetrapod" armor units, which have a higher stability coefficient as a result of their resistance due to interlocking. Nevertheless, the ease with which these units break if they are too large is considered a major drawback. They are brittle and are not resistant to large unit movements; therefore, any error in the design wave storm may lead to the unexpected complete destruction of the breakwater in the first intense storm after construction.

2

The group of armor units with non-random placement (b) in a single layer includes the so-called "Accropode" and "Core-Loc" armor units which have a good interlocking between units, but have a relatively brittle structural performance because when any of the units fail, a progressive failure takes place. These armor units require less concrete but they must be placed with great care. Any error in the construction or calculation of the design wave storm can lead to the total destruction of the structure.

Finally, the armor units with regular uniform placement (c) may be either simple in shape like the so-called "Seabee" or "Hollow" shapes or more complex in shape such as the "Cob" or "Shed" ones. These units are usually placed in a single, uniform layer and their resistance depends fundamentally on gravity, friction and interlocking between the armor units, forming an assembly. As in the previous case, these armor units are also quite resistant at the start of damage due to the tight interlocking between armor units, but they have a very brittle structural performance because they tend to present a progressive failure to destruction if any of the armor units fail.

Focusing on the armor units with random placement, and more specifically on the mentioned cubic and parallelepiped blocks which, as stated earlier, are robust and easy to manufacture and are used along many coasts such as those of Spain, these units have serious drawbacks due to face-to-face fitting or self-arrangement. The reason is the parallelepiped design tends to pack armor units in the lower areas with small movements, forming armor layers with many planar faces coupled in the critical areas at sea level, decreasing the water friction on the slope of the mound and thus allowing a higher run-up and overtopping and even the flooding of the rear side of the breakwater if the wave is very large.

**DESCRIPTION OF THE INVENTION**

The armor unit described in the present invention, being of the cubic and parallelepiped type usually manufactured for random placement, effectively solves the aforementioned drawbacks, and is considered an excellent solution for problems related to the self-arrangement and the decrease in friction.

Specifically, the improvement is achieved by means of cubic or parallelepiped armor units which feature protrusions to prevent coupling between the faces of the armor units and to diminish their tendency to self-arrangement while, at the same time, increasing the friction with the underlayer, which implies a reduction in run-up and overtopping rates.

Said protrusions, which can be located centered in both a length direction and a height direction on the face of the unit, can also have different shapes, such as a frustoconical or truncated pyramidal shape. These different shapes of said protrusions provide the unit greater friction with the underlayer, made of natural or artificial quarrystone, because said protrusions tend to penetrate into the underlayer, generating a passive resistance which clearly improves the tendency of the cubic or parallelepiped blocks to place the faces parallel to the underlayer with an increased degree of friction between layers.

In addition to the increased interlocking with the underlayer, the said protrusions of the armor unit prevent the face-to-face fitting caused by the movements of the armor units during the structure's lifetime, which leads to self-arrangement and reduces the porosity of the lower areas of the armor layer. Preventing the face-to-face fitting in the lower areas of the armor layer and the corresponding porosity reduction, the downward armor unit displacement is reduced as well as the displacement of armor units from the upper area, near the

## US 8,529,153 B2

3

water level, which has an effect similar to erosion due to armor unit extraction. The reduction or suppression of the heterogeneous packing problem in the armor layer maintains the high hydraulic resistance capacity of the armor layer to armor unit extraction caused by wave attack.

Finally, another advantage of the invention is related to the possible fracture or erosion of the protrusions over time which results in a conventional cubic or parallelepiped unit; therefore, at the very least the invention will have the stability and robustness features of those conventional armor units.

## DESCRIPTION OF THE DRAWINGS

To complement the description herein and to enhance the understanding the features of the invention according to a preferred practical embodiment thereof, a set of drawings is attached as an integral part of said description, in which the following is shown with an illustrative and non-limiting character:

FIGS. 1A and 1B show a perspective view and a cross-section of the armor unit of the invention in a cubic embodiment, the protrusions of which are formed by truncated pyramids with a square section.

FIGS. 2A, 2B and 2C show a perspective view and two cross-sections of the armor unit of the invention, a longitudinal section and a cross-section, in a parallelepiped embodiment, the protrusions of which are formed by truncated pyramids with a square section.

FIG. 3 shows a perspective view of the armor unit of the invention in a cubic embodiment, the protrusions of which are formed by truncated pyramids with a square section.

FIG. 4 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with pyramidal protrusions with a square section.

FIG. 5 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with pyramidal protrusions with a triangular section.

FIG. 6 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with conical protrusions.

FIG. 7 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with cylindrical protrusions.

FIG. 8 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with frusto-conical-shaped protrusions.

FIG. 9 shows a perspective view of the armor unit of FIGS. 1A and 1B with different types of protrusions.

FIG. 10 shows a perspective view of a main armor area formed by cubic armor units such as those of FIGS. 1A and 1B on an underlayer of quarrystone.

FIG. 11 shows a detail of the previous FIG. 10 in which the armor unit penetrates the underlayer.

FIG. 12 shows a detail of the previous figure (11) in which the armor unit penetrates the underlayer.

## DESCRIPTION OF THE PREFERRED EMBODIMENT OF THE INVENTION

In view of the indicated figures, one can easily note how the armor unit to construct armor layers of mound breakwaters of the present invention, based on a simple cubic or parallelepiped structure (2), has a series of protrusions (1) which are located centered in both a length direction and a height direction on its side faces.

Said protrusions can likewise have difference shapes such as pyramidal, conical, prismatic, cylindrical, etc., as well as any shape which aims to prevent face-to-face fitting and corresponding self-arrangement and to increase the friction with the underlayer of the armor, as seen in FIG. 11.

4

Furthermore, to obtain different degrees of separation between the armor units, said protrusions (1) can also adopt different shapes and sizes, as can be inferred by observing the figures. Alternative embodiment armor units are shown with combinations of different protrusions (1) on the same unit.

In a preferred embodiment, the dimensions of the protrusions (1) are small compared to those of the basic cube or parallelepiped (2) armor unit because their main purpose is to prevent their face-to-face fitting, maintaining the robustness of the conventional basic unit.

In a possible embodiment, said protrusions (1) have, for example, a volume such that the sum of the volumes of all is one order of magnitude less than the volume of the basic unit, in other words, less than 15%.

In any case, the armor unit for the construction of the armor layer of mound breakwaters of the present invention usually has a cubic or parallelepiped fundamental structural base (2), solid, with the majority of the volume made of a heavy material, such as concrete, reinforced or prestressed concrete and the like, and protrusions (1) including only a small part of the volume of the armor unit and made of a resistant material, such as concrete or steel, among others.

The invention claimed is:

1. An armor unit to construct armor layers of mound breakwaters, revetments and groins for shore protection and hydraulic and maritime structures, the armor unit being made of a material so as to resist against wave breaking, said armor unit comprising a shape selected from a solid cubic shape and a solid parallelepiped shape, and wherein said armor unit further comprises a protrusion on at least one face of the armor unit, and said protrusion being arranged so as to be centered in both a length direction and a height direction on the face, such that a combination of an armor unit weight and the arrangement of the protrusion provokes a random placement of the armor unit, prevents a coupling between faces of adjacent armor units and increases interlocking of the armor unit with an underlayer of quarrystone, during the construction process and throughout the structure's lifetime, wherein the material is made of concrete.

2. The armor unit of claim 1, wherein the combined volume of said at least one protrusion is less than the total volume of the armor unit without said at least one protrusion.

3. The armor unit of claim 2, wherein the combined volume of said at least one protrusion is one order of magnitude lower than the volume of the armor unit without said at least one protrusion.

4. The armor unit of claim 3, wherein the combined volume of said at least one protrusion is less than 15% of the total volume of the unit without said at least one protrusion.

5. The armor unit of claim 1, wherein said at least one protrusion comprises a shape selected from a pyramidal shape and a truncated pyramidal shape.

6. The armor unit of claim 1, wherein said at least one protrusion comprises a shape selected from a conical shape and a frustoconical shape.

7. The armor unit of claim 1, wherein said at least one protrusion comprises a cylindrical shape.

8. The armor unit of claim 1, wherein said at least one protrusion comprises a spherical shape.

9. The armor unit of claim 1, wherein said at least one protrusion on the at least one face comprises protrusions with different shapes.

10. The armor unit of claim 1, wherein the concrete is selected from reinforced concrete and prestressed concrete.

11. An armor unit to construct armor layers of mound breakwaters, revetments and groins for shore protection and hydraulic and maritime structures, the armor unit being made

5

of a material so as to resist against wave breaking, said armor unit comprising a shape selected from a solid cubic shape and a solid parallelepiped shape, and wherein said armor unit further comprises five protrusions on five faces of the armor unit, one protrusion per one of said five faces, having an arrangement of each protrusion centered in both a length direction and a height direction on a respective face, such that a combination of an armor unit weight and the arrangement of each protrusion provokes a random placement of the armor unit, prevents coupling between faces of adjacent armor units and increases interlocking of the armor unit with an underlayer of quarrystone, during the construction process and throughout the structure's lifetime,

wherein the material is made of concrete.

12. The armor unit of claim 11, wherein the combined volume of said five protrusions is less than the total volume of the armor unit without said five protrusions.

13. The armor unit of claim 12, wherein the combined volume of said five protrusions is one order of magnitude lower than the volume of the armor unit without said five protrusions.

14. The armor unit of claim 13, wherein the combined volume of said five protrusions is less than 15% of the total volume of the unit without said five protrusions.

15. The armor unit of claim 11, wherein each of said five protrusions comprises a shape selected from a pyramidal shape and a truncated pyramidal shape.

16. The armor unit of claim 11, wherein each of said five protrusions comprises a shape selected from a conical shape and a frustoconical shape.

17. The armor unit of claim 11, wherein each of said five protrusions comprises a cylindrical shape.

18. The armor unit of claim 11, wherein s each of aid five protrusions comprises a spherical shape.

19. The armor unit of claim 11, wherein each of said five protrusions has a shape than is different that a shape of each other of said five protrusions.

20. The armor unit of claim 11, wherein the concrete is selected from reinforced concrete and prestressed concrete.

21. An armor unit to construct armor layers of mound breakwaters, revetments and groins for shore protection and hydraulic and maritime structures, the armor unit being made

6

of a material so as to resist against wave breaking, said armor unit comprising a shape selected from a solid cubic shape and a solid parallelepiped shape, and wherein said armor unit further comprises six protrusions on six faces of the armor unit, one protrusion per face, having an arrangement of each protrusion centered in both a length direction and a height direction on a respective face, such that a combination of an armor unit weight and the arrangement of each protrusion provokes a random placement of the armor unit, prevents coupling between faces of adjacent armor units and increases interlocking with an underlayer of quarrystone, during the construction process and throughout the structure's lifetime,

wherein the material is made of concrete.

22. The armor unit of claim 21, wherein the combined volume of said six protrusions is less than the total volume of the armor unit without said six protrusions.

23. The armor unit of claim 22, wherein the combined volume of said six protrusions is one order of magnitude lower than the volume of the armor unit without said six protrusions.

24. The armor unit of claim 23, wherein the combined volume of said six protrusions is less than 15% of the total volume of the unit without said six protrusions.

25. The armor unit of claim 21, wherein each of said six protrusions comprises a shape selected from a pyramidal shape and a truncated pyramidal shape.

26. The armor unit of claim 21, wherein each of said six protrusions comprises a shape selected from a conical shape and a frustoconical shape.

27. The armor unit of claim 21, wherein each of said six protrusions comprises a cylindrical shape.

28. The armor unit of claim 21, wherein each of said six protrusions comprises a spherical shape.

29. The armor unit of claim 21, wherein each of said six protrusions has a shape that is different than a shape of each other of said six protrusions.

30. The armor unit of claim 21, wherein the concrete is selected from reinforced concrete and prestressed concrete.

\* \* \* \* \*