

# II CONGRESO NACIONAL DE LA ASOCIACIÓN TÉCNICA DE PUERTOS Y COSTAS

# Puertos

*Diques y obras singulares*

# Costas

*Gestión de zonas costeras*

**ALGECIRAS**  
**Octubre 2006**

1906  
2006  
MAYO ALGECIRAS  
Junta Técnica Bahía Historia -  
Abierta al Futuro.

**Puerto Bahía de Algeciras**

Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras



MINISTERIO  
DE FOMENTO

**Puertos del Estado**



# II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas

## ***Puertos***

## ***Diques y obras singulares***

## ***y Costas***

## ***Gestión de zonas costeras***

Organiza



**Puerto Bahía de Algeciras**

Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras



**Organización del Congreso:**

Organismo Público Puertos del Estado  
Autoridad Portuaria de Bahía de Algeciras

**Comité Organizador:**

- D. Mariano Navas Gutiérrez. *Presidente. PUERTOS DEL ESTADO*  
D. Manuel Morón Ledro. *Presidente. AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS*  
D. José Luis Hormaechea Escós. *Director. AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS*  
D. Julián Maganto López. *Director de Coordinación de Gestión y Relaciones Externas. PUERTOS DEL ESTADO*  
D. Macario Fernández-Alonso Trueba. *Presidente. ASOCIACIÓN TÉCNICA DE PUERTOS Y COSTAS*  
D. Jesús Poncela Pardo. *Secretario de la Asociación Técnica de Puertos y Costas. PUERTOS DEL ESTADO*  
D. Gerardo Landaluce Calleja. *Jefe Departamento Técnico de Desarrollo y Comercial. AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS*  
D.ª Angustias Lerín de Abril. *Jefe de Actividades Corporativas. PUERTOS DEL ESTADO*  
D. José Hernanz Manzano. *Jefe de Actuaciones Promocionales. PUERTOS DEL ESTADO*  
D.ª Flor María González Herranz. *Actividades Corporativas. PUERTOS DEL ESTADO*  
D.ª Laura Manzano Torres. *Actividades Corporativas. PUERTOS DEL ESTADO*  
D.ª Clara Grau Valenciano. *Secretaria de la Asociación Técnica de Puertos y Costas. PUERTOS DEL ESTADO*

**Comité Técnico:**

- D. Gonzalo Gómez Barquín. *Jefe de Área de Análisis Técnico de Infraestructuras. PUERTOS DEL ESTADO*  
D. Alfredo Carrasco Jiménez. *Jefe del Departamento Técnico de Infraestructuras. AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS*  
D. Ignacio Berenguer Pérez. *Socio Gerente. HIDTMA, S.L.*  
D. José María Berenguer Pérez. *Presidente. BERENGUER INGENIEROS, S.L.*  
D. José Luis Buceta Miller. *Consejero Técnico. DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS*

**Coordinación y diseño:**

Emilio Piñeiro Díaz. *PUERTOS DEL ESTADO*

**Edita:**

Organismo Público Puertos del Estado

Imprime: V.A. Impresores, S.A.  
ISBN: 84-88975-62-7  
Depósito Legal: M-41000-2006  
Edición: Octubre 2006

# Autores de las ponencias

## Puertos

**José Damián López e Ignacio Rodríguez** (PUERTOS DEL ESTADO) y **Antonio Tomás e Íñigo Losada** (UNIVERSIDAD DE CANTABRIA)

**José María Berenguer** (BERENGUER INGENIEROS) y **Antonio Baonza** (CEPYC-CEDEX)

**Enrique Maciñeira y Fernando Noya** (AUTORIDAD PORTUARIA DE A CORUÑA), **Pedro Canalejo Marcos y Pedro Canalejo Rodríguez** (ALATEC) y **Pablo Molinero** (DRAGADOS)

**Juan Ignacio Grau** (PUERTOS DEL ESTADO)

**Alfredo Carrasco, Jesús Cózar y Juan Pablo Pérez** (AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS) y **David López** (DRACE)

**Félix Gallego** (ESSO ESPAÑOLA SL/EXXONMOBIL) e **Ignacio Martín Poviña** (ACCIONA)

**José Luis Fernández** (AUTORIDAD PORTUARIA DE SEVILLA)

**Jorge Gisbert** (CONSORCIO COPA AMÉRICA)

**Eloy Pita Olalla** (TÉCNICAS REUNIDAS)

**Vicente Negro** (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID)

**Alfredo Carrasco y Juan Pablo Pérez** (AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS)

## Costas

**Gregorio Gómez-Pina** (DEMARCACIÓN DE COSTAS EN ANDALUCÍA ATLÁNTICO-CÁDIZ)

**Josep R. Medina** (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA), **Juan J. Muñoz y Begoña Tejedor** (UNIVERSIDAD DE CÁDIZ) y **Gregorio Gómez-Pina y Lorenzo Fages** (DEMARCACIÓN DE COSTAS EN ANDALUCÍA ATLÁNTICO)

**Ramón Galán y José L. Buceta** (DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS), **Nicanor Prendes** (CEDEX) y **Sergio Mestre** (TECNOAMBIENTE)

**Manuel Antequera y Marta Ruiz** (CEDEX) y **José L. Buceta** (DIRECCIÓN GRAL. DE COSTAS)

**Rafael Consuegra** (DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS)

**Fernando Bachiller y Javier Díaz** (HIDTMA)

**Carlos Peña** (DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS)



# Índice

Prefacio .....	9
----------------	---

## Parte primera: PUERTOS (ponencias)

Nuevos desarrollos en experimentación en prototipo de diques verticales en el sistema portuario .....	13
Diseño de espaldones de los diques rompeolas .....	35
Procesos constructivos de diques en talud en gran profundidad: el dique de abrigo de Punta Langosteira .....	57
Experiencias en obras portuarias. Recomendaciones para el diseño y la ejecución .....	85
El desarrollo de las instalaciones portuarias de Campamento y la construcción en éstas de cajones flotantes de grandes dimensiones .....	103
Construcción de la terminal off-shore Adriatic LNG .....	133
Obras de la nueva esclusa en el puerto de Sevilla .....	145
Obras de la Copa América en el puerto de Valencia .....	163
Análisis de estructuras portuarias mediante programas de estabilidad de taludes .....	173
Evaluación de las distintas fórmulas de cálculo de la estabilidad hidráulica de los elementos del manto en un dique rompeolas .....	199
El desarrollo de las instalaciones portuarias en el exterior de Isla Verde, con la singularidad de su dique exento vertical .....	241

## Parte segunda: COSTAS (ponencias)

La planificación y gestión integrada de las áreas litorales en la Bahía de Algeciras: su complejidad .....	269
Actuación experimental con diques modulares en Santa María del Mar (Cádiz). Redes neuronales, socavación y licuefacción de arenas .....	301
Seguimiento de la evolución del medio físico y las comunidades biológicas en la zona afectada por la extracción de arenas en Cabo Vidio (Asturias) .....	325
Nuevas recomendaciones para la gestión del material dragado .....	343
Estudios ecocartográficos en el litoral español .....	355
Aprovechamiento y explotación de la información de los SIG's para la gestión de zonas portuarias y costeras .....	363
Planes Directores de gestión de la costa .....	375

*Fórmulas de diseño de manto (ponencia n° 9): Presentación  
Fórmulas*



## Prefacio

*La Asociación Técnica de Puertos y Costas (ATPYC) ha convocado su II Congreso Nacional en la Bahía de Algeciras, tras el éxito alcanzado en su primer Congreso Nacional celebrado hace dos años en Huelva, tanto en términos de asistencia como en la calidad de las ponencias que se presentaron entonces. Esta segunda convocatoria consolida un entorno privilegiado de intercambio tecnológico entre los profesionales del sector; por su parte, la calidad técnica de las ponencias presentadas en esta ocasión queda constatada en la presente publicación.*

*Los dos temas centrales de debate elegidos para este Congreso son "Diques y obras singulares" y "Gestión de las zonas costeras".*

*El primer tema monográfico elegido es especialmente pertinente habida cuenta del enorme esfuerzo inversor y tecnológico que está realizando el sistema portuario de titularidad estatal en términos de dotación de nueva infraestructura portuaria. En particular, en este Congreso se van a presentar ponencias referidas a la construcción de obras tan singulares como el dique de abrigo de Punta Langosteira de la Autoridad Portuaria de A Coruña, las obras de la nueva esclusa del puerto de Sevilla o las obras ejecutadas con motivo de la Copa América en el puerto de Valencia. Además, el puerto anfitrión del Congreso presenta sendas ponencias referidas al desarrollo de sus instalaciones portuarias en el exterior de Isla Verde, incluyendo su dique exento vertical, y al desarrollo de la infraestructura portuaria de Campamento, que alberga actualmente la construcción de un cajón flotante de grandes dimensiones destinado a plataforma off-shore en el Adriático.*

*Junto a la singularidad técnica de las actuaciones indicadas, que ya justificaría la presente convocatoria, la parte portuaria del Congreso incluye además ponencias de investigación aplicada a la tecnología portuaria de diques, tales como el diseño de espaldones de diques rompeolas o la instrumentación de diques verticales. También sirve este Congreso para la presen-*



*tación de los dos grupos de trabajo del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria creado en el seno de la propia ATPYC, cuyas ponencias recogen el trabajo desarrollado desde la creación de ambos grupos hace dos años.*

*Por su parte, el segundo tema monográfico elegido, gestión de las zonas costeras, propone un amplio debate respecto del desarrollo sostenible de nuestras costas, incluyéndose ponencias relativas al Plan Director de gestión de la costa y a la gestión integrada de las áreas litorales –ejemplificada en la propia Bahía de Algeciras–, así como a las nuevas recomendaciones para la gestión del material dragado, entre otras. El debate resulta sin duda relevante y enriquecedor, particularmente atractivo para los técnicos de costas, cuya integración subraya explícitamente la ATPYC en el presente Congreso.*

*La presente publicación de ponencias del II Congreso de la ATPYC puede representar en definitiva una medida del buen estado de salud y del ingente desarrollo en que se encuentra la ingeniería portuaria y costera española, y consolida un foro de intercambio tecnológico abierto y exportable a nuestro entorno.*

*Algeciras, octubre 2006*



**Mariano Navas Gutiérrez**

Presidente de Puertos del Estado

## Parte primera

### PUERTOS

- Nuevos desarrollos en experimentación en prototipo de diques verticales en el sistema portuario
- Diseño de espaldones de los diques rompeolas
- Procesos constructivos de diques en talud en gran profundidad: el dique de abrigo de Punta Langosteira
- Experiencias en obras portuarias. Recomendaciones para el diseño y la ejecución
- El desarrollo de las instalaciones portuarias de Campamento y la construcción en éstas de cajones flotantes de grandes dimensiones
- Contrucción de la terminal off-shore Adriatic LNG
- Obras de la nueva esclusa en el puerto de Sevilla
- Obras de la Copa América en el puerto de Valencia
- Análisis de estructuras portuarias mediante programas de estabilidad de taludes
- Evaluación de las distintas fórmulas de cálculo de la estabilidad hidráulica de los elementos del manto en un dique rompeolas
- El desarrollo de las instalaciones portuarias en el exterior de Isla Verde, con la singularidad de su dique exento vertical



# NUEVOS DESARROLLOS EN EXPERIMENTACIÓN EN PROTOTIPO DE DIQUES VERTICALES EN EL SISTEMA PORTUARIO



José Damián López<sup>1</sup>, Antonio Tomás<sup>2</sup>,  
Ignacio Rodríguez<sup>1</sup> e Iñigo J. Losada<sup>2</sup>

## INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente en las aplicaciones de ingeniería, la interacción del oleaje con diques verticales se viene estudiando bien mediante formulaciones semi-empíricas determinadas con análisis dimensional o más precisamente a través de ensayos de modelo físico a escala realizados en laboratorio. Estas metodologías llevan asociadas ciertas tasas de incertidumbre, causadas en su mayoría por las limitaciones inherentes a su modelado.

Así, los modelos físicos representan correctamente la mayoría de los procesos que intervienen en la interacción del oleaje con la estructura, sin embargo algunos fenómenos no se modelan correctamente, como es el caso del flujo en medios porosos, impactos del oleaje y efectos viscosos. Esto es debido principalmente a limitaciones de carácter espacial y temporal, que introducen problemas de escalado y de presupuesto. Todos estos problemas están también presentes en las formulaciones determinadas a partir del modelado físico. Además dichas formulaciones no deben extenderse fuera del rango específico de los parámetros que definen su modelado.

Con objeto de reducir las limitaciones e incertidumbres descritas, en la presente ponencia se plantea una metodología complementaria de trabajo. Esta metodología se basa en la explotación de modelos numéricos a escala de prototipo junto con la obtención de datos reales que describen las acciones del oleaje sobre el dique.

---

<sup>1</sup> Puertos del Estado.

<sup>2</sup> Universidad de Cantabria.

Actualmente existen modelos numéricos capaces de simular diques verticales a escala de prototipo y también datos reales de las acciones del oleaje sobre diques, medidos con una calidad suficiente. Debido a ello se tiene la posibilidad (por primera vez en España) de comparar y estudiar conjuntamente el comportamiento de los diques verticales, sin escalar, con modelo numérico y datos reales. Esto permite reducir la incertidumbre existente en el estudio de la interacción oleaje-estructura, que repercute directamente en la optimización del diseño, proyecto, construcción y conservación de los diques verticales.

El seguimiento de las acciones que sufre una obra de abrigo se realiza monitorizando diques ya construidos. Guardando dichos registros se genera una base de datos histórica de los parámetros medidos (presiones), con la que se puede obtener las funciones de distribución de probabilidad de presiones sobre diques. A partir de ellas, es posible determinar la probabilidad de fallo de la obra de acuerdo con los métodos de nivel II y III recomendados por la ROM 0.0, verificándose así la idoneidad o no del diseño frente a estas acciones.

La medida de presiones in-situ sobre obras ya construidas es un campo de investigación que ha experimentado desde hace unos años un gran desarrollo. En España se han realizado o se están realizando las siguientes experiencias:

- Monitorización del dique Príncipe de Asturias por la Universidad de Cantabria y la A.P. de Gijón (1995).
- Monitorización del dique Reina Sofía por Puertos del Estado, el CEDEX y la A.P. de Las Palmas (1996).
- Monitorización del dique de Botafoc por la A.P. de Baleares (2004).
- Monitorización del dique de Levante por Puertos del Estado y la A.P. Málaga (2005).
- Actualización de la monitorización del dique de Reina Sofía por Puertos del Estado y la A.P. Las Palmas (2005).

En los últimos 18 meses se ha perfeccionado el sistema de adquisición de datos y su análisis en tiempo real para su análisis y control, llegando prácticamente a garantizar la toma de datos en cualquier circunstancia. Actualmente están plenamente operativas las monitorizaciones del dique de Levante (Málaga) y del dique de Reina Sofía. En dichas instalaciones se están registrando presiones en el paramento, en el espaldón y subpresiones en la solera de forma continua a una frecuencia de muestreo de 500 Hz.

La otra línea de trabajo, el modelado numérico, ha evolucionado mucho en las últimas décadas. Debido a las limitaciones inherentes a los tiempos de computación, su complejidad y la falta de una descripción adecuada de algunos procesos, sólo los centros más destacados del mundo pueden hacer uso de ellos. En España, gracias al convenio de colaboración entre Puertos del Estado y a la Universidad de Cantabria se está desarrollando el modelo MAR-IFE (GIOC, 2006), que es uno de los más avanzados en la interacción del oleaje con estructuras marinas.

En la actualidad, existen tres tipos fundamentales de modelos numéricos de interacción del oleaje con obras marítimas. Cada uno de ellos se encuentra en una diferente etapa de desarrollo y tienen distintos campos de aplicación, ventajas y desventajas. Estos tres tipos son los siguientes:

- Modelos basados en la teoría del flujo potencial. Tienen las limitaciones inherentes a todo modelo potencial, así como a la propia teoría de ondas preestablecida. Existen modelos unidimensionales y bidimensionales, mientras que los modelos tridimensionales se encuentran aún en vías de desarrollo.
- Modelos RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations). No tienen limitaciones inherentes a la teoría de ondas utilizada. Los modelos tridimensionales son prácticamente imposibles de ejecutar fuera del ámbito de problemas académicos por su excesiva exigencia computacional.
- Modelos SPH (Smooth Particle Hydrodynamics). Son modelos lagrangianos de partículas. Se encuentran muy lejos de aplicaciones en escala de prototipo por su altísimo coste computacional.

De los tres tipos de modelos, los RANS son los que tienen un mayor potencial de aplicabilidad, dado que describen adecuadamente la mayor parte de los procesos implicados, no tienen limitaciones debidas a la teoría de ondas utilizada, incluyen la turbulencia, y por lo tanto el proceso de rotura entre otros.

El número de instituciones que cuentan con un modelo numérico RANS de interacción del oleaje con estructuras es sumamente reducido, de las que conocemos las siguientes:

- Puertos del Estado y la Universidad de Cantabria han desarrollado el modelo MAR-IFE, que incluye el flujo en el interior de las escolleras y ha sido extensamente validado con datos experimentales.
- DELF Hydraulics cuenta con una versión semejante al MAR-IFE denominada SKYLLA, pero no ha sido validado tan profusamente.
- El modelo desarrollado por la Universidad de Delaware tiene los mismos códigos base que el modelo MAR-IFE pero ha sido únicamente validado para un conjunto de casos muy limitado de rotura del oleaje en playas.
- Universidad de Ghent.
- Laboratorio japonés PARI.

De todos los modelos, el MAR-IFE es, en este momento, el modelo más avanzado para aplicaciones en ingeniería, según se ha puesto de manifiesto en las diferentes publicaciones y reuniones internacionales, lo que coloca al sistema portuario español en una clara posición de liderazgo internacional en este campo.

## **INSTRUMENTACIÓN DE DIQUES**

### **Introducción**

Las formulaciones clásicas como las de Goda que caracterizan las acciones del oleaje sobre diques verticales proporcionan las leyes de presiones y fuerzas máximas del estado de mar que incide sobre la estructura. Sin embargo, como ha venido poniendo de manifiesto la literatura técnica del tema y también los fallos que se han reportado de diques verticales, el diseño con estas formulaciones no siempre está del lado de la seguridad. Por ello, un importante objetivo de la instrumentación de diques a escala de prototipo es disminuir las incertidumbres existentes en

estas formulaciones, mejorando sus predicciones a través de un mejor ajuste entre las presiones y fuerzas determinadas con las formulaciones y las medidas en la realidad.

La instrumentación instalada consiste en un sistema de sensores piezométricos (membrana) dispuestos sobre las distintas partes de la estructura monolítica del dique vertical. Dichos sensores registran una señal analógica asociada a la presión, compuesta por contribuciones de origen diverso, que se pueden clasificar en:

- señales de largo periodo debidas a la presión atmosférica y altura de la columna de agua entre el nivel del mar y la profundidad de instalación de los sensores, cuya evolución temporal está influenciada por la marea y ondas largas, así como variaciones de temperatura ambiente, de la temperatura y salinidad del agua, etc.
- señales de corto periodo debidas a la presión dinámica ejercida por la acción del oleaje y fuentes de ruido asociada a la instrumentación.

De esta manera, la presión medida se compone de:

$$P_{\text{MEDIDA}} = P_{\text{LargoPeriodo}} + P_{\text{CortoPeriodo}}$$

donde, a su vez, ambas componentes se subdividen en:

$$\begin{aligned} P_{\text{LargoPeriodo}} &= P_{\text{Hidrostática}} + P_{\text{NivelMar}} + P_{\text{Atmosférica}} \\ P_{\text{CortoPeriodo}} &= P_{\text{oleaje}} + P_{\text{ruido}} \end{aligned}$$

La presión debida al oleaje es la solicitación que más condiciona la estabilidad de la estructura; y para determinar su valor es necesario utilizar diversas técnicas para eliminar las contribuciones que no sean debidas al oleaje.

A estos efectos se emplean los siguientes métodos:

- La Presión atmosférica no se registra en la medida ya que con el uso de un tubo de venteo se compensa la misma.
- La presión de la columna de agua ( $P_{\text{NivelMar}}$  y  $P_{\text{Hidrostática}}$ ) se extrae del intervalo registrado mediante el empleo de un filtro de media móvil, con una ventana de tiempo de un minuto.
- El ruido blanco presente en todos los sistemas electrónicos se elimina mediante un filtro basado en la transformada wavelet, que es más efectivo que la utilización de la transformada de Fourier.

Filtradas las contribuciones que no son objeto de este estudio, se tiene una serie temporal de presiones instantáneas en cada uno de los sensores, con valores nulos cuando no existe oleaje, valores positivos cuando sobre paramento se ejerce la acción de la cresta de una ola y, valores negativos cuando la ola se refleja y alcanza el seno de la ola.

A partir de la serie temporal de presiones filtrada de cada uno de los sensores se puede realizar un cálculo estadístico completo, calculando su valor medio, desviación típica, máximo, mínimo, etc. Analizando estos parámetros estadísticos se

puede hacer un primer análisis de calidad cualitativo de la señal, obteniéndose las siguientes conclusiones:

- En cada sensor, el valor medio de la serie temporal de presiones dinámicas debidas al oleaje es cero o muy próxima a cero, dependiendo de la relación entre las crestas y senos de la serie.
- La desviación típica de la serie de presiones está correlacionada con la altura de ola significativa. Así, cuando se incrementa el valor de la altura significativa del oleaje se aumenta la desviación típica de la serie de presiones dinámicas del oleaje. En la figura 1 se compara el valor de la desviación típica (hora a hora) de la serie temporal de presiones en un sensor del paramento del dique de Levante (izquierda) con los datos de altura de ola significativa proporcionados por la boya de Málaga (derecha), fondeada en las inmediaciones de dicho dique.

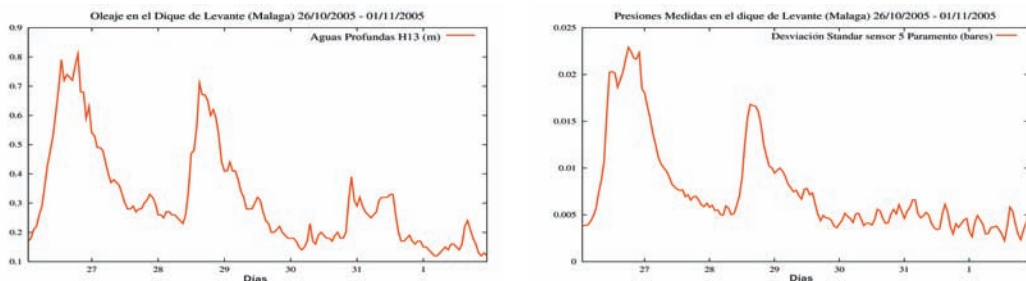


Figura 1. Comparación de la desviación típica de la presión dinámica con la altura de ola significativa.

- La distribución de valores máximos y mínimos de la onda de presión dinámica del oleaje esta influenciada por los posibles efectos de la rotura de la ola sobre la estructura (impactos). Para un sensor determinado el valor de la presión dinámica máxima y mínima no tienen que coincidir en la misma ola.

A modo de ejemplo, si se representa el valor medio de la señal medida (promediado cada hora), se obtiene prácticamente sólo la contribución debida al nivel del mar e hidrostática. Así en la parte izquierda de la figura 2 se muestra la señal medida de presión en el paramento del dique de Levante (Málaga), en la que el valor medio es debido fundamentalmente a la profundidad a la que está ubicado el sensor y su oscilación es análoga a la registrada por el mareógrafo de Málaga (parte derecha de la figura 2).

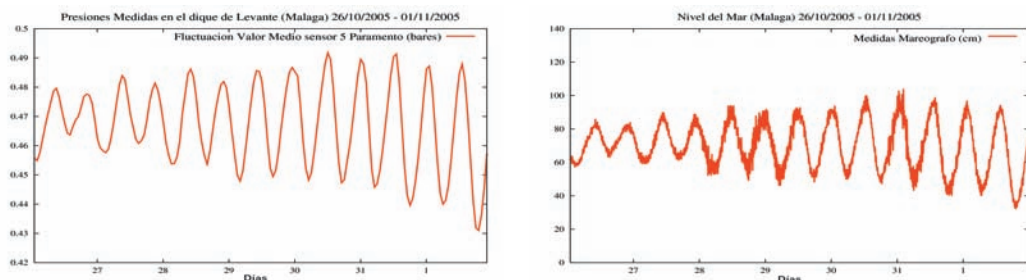


Figura 2. Oscilaciones del nivel del mar.



## Control de calidad

A pesar de que con comparaciones como las realizadas en las figuras 1 y 2 se puede intuir que las monitorizaciones actuales miden bien, se considera necesario desarrollar un control de calidad que cuantifique el grado de calidad de estas instrumentaciones.

Para realizar un control de calidad cuantitativo de las señales de presión medidas en cada uno de los sensores sería óptimo poderlas comparar con series de presión determinadas a partir de alguna otra fuente independiente de datos. Pero, de momento, no se han podido obtener series temporales de presiones sobre una estructura debido a diversas limitaciones. Entre ellas destaca la ausencia de datos de oleaje incidente (serie temporal de superficie libre) ya sea debido a las limitaciones de los métodos de propagación o a que no hay registros reales de superficie libre adecuados. Si se tuviesen series temporales de oleaje incidente se podrían generar series de presiones con modelos como el MAR-IFE.

A pesar de que aún no se ha conseguido obtener las series de oleaje incidente sobre las estructuras, es posible caracterizar los estados de mar incidentes, hora a hora. Por lo tanto y gracias a que las formulaciones semi-empíricas actuales permiten obtener estadísticos de presiones sobre una estructura en función del estado de mar incidente, se pueden hacer comparaciones entre distintos estadísticos de las series de presiones. Con el modelo MAR-IFE también se podría caracterizar las presiones a partir de estadísticos de oleaje, pero esto requeriría un altísimo coste computacional.

Por lo tanto, el control de calidad que se está realizando actualmente consiste en realizar comparaciones entre estadísticos de presiones monitorizadas y los determinados con formulaciones. Las formulaciones semi-empíricas de la acción del oleaje sobre diques verticales (Goda, 1985 y Oumeraci *et. at.*, 2001) proporcionan las leyes de presiones máximas sobre el paramento, o las fuerzas que producen, en función del estado de mar incidente en su emplazamiento y la configuración geométrica del dique. Es por ello necesario caracterizar el estado de mar incidente en los diques de estudio, que se realiza a partir de la información suministrada por las boyas o modelos de previsión existentes de Puertos del Estado.

Las boyas o modelos de previsión de oleaje proporcionan el espectro direccional horario del oleaje incidente en un punto alejado del emplazamiento de la estructura a estudiar, generalmente en profundidades indefinidas. La integral de cada espectro proporciona la energía correspondiente a cada estado de mar:

$$E_0 = \iint S_0(f, \theta) df d\theta \quad (1)$$

siendo  $S_0(f, \theta)$ , el espectro direccional inicial.

Debido a que el oleaje incidente en el emplazamiento de la estructura ha sido transformado debido a los efectos de refracción, difracción, asomeramiento, etc... el espectro inicial,  $S_0(f, \theta)$ , es distinto al espectro incidente en el emplazamiento de la

obra,  $S(f, \theta)$ . La modificación del espectro direccional puede ser obtenida con ayuda de una propagación espectral mediante un modelo parabólico:

$$E = \iint S(f, \theta) df d\theta = \iint S_o(f, \theta) K_S^2(f) K_R^2(f, \theta) df d\theta = E_o K_{Se}^{*2} K_{Re}^{*2} \quad (2)$$

donde  $K_S(f)$  y  $K_R(f, \theta)$  son los coeficientes de asomeramiento y refracción respectivamente y  $K_{Se}$  y  $K_{Re}$  son los coeficientes de asomeramiento espectral y refracción espectral respectivamente.

Así mismo, los efectos de laminado del espectro por rotura de fondo se tienen en cuenta con el modelo de *surf* de Goda (Goda, 1985), una vez determinado el coeficiente de refracción espectral.

Finalmente se obtiene el espectro de oleaje incidente sobre el dique, en la profundidad de la estructura. A partir de parámetros del espectro como la altura de ola significativa o la máxima altura de ola y las condiciones geométricas del fondo y la estructura se aplican las formulaciones clásicas para estimar las fuerzas totales máximas en horizontal y vertical con una frecuencia horaria.

Una vez determinadas las máximas fuerzas horizontales y verticales a partir de las formulaciones, se calculan los máximos de las fuerzas a partir de los datos de presión medidos. Para ello, primeramente se integra, en cada instante, las presiones dinámicas del oleaje sobre el paramento a barlovento del oleaje (fuerza horizontal) y la solera del cajón (fuerza vertical), obteniéndose las series temporales de fuerzas instantáneas. A partir de las series temporales de fuerzas, se hace el cálculo estadístico de los máximos horarios.

Como se ha explicado, el control de calidad de la instrumentación se realiza comparando las fuerzas máximas horarias calculadas a partir de las medidas de presión con las fuerzas máximas horarias determinadas por las formulaciones clásicas a partir de los estados de mar incidentes propagados desde profundidades indefinidas hasta el dique. A modo de ejemplo del control de calidad realizado, a continuación se muestran algunos resultados obtenidos en las instalaciones de Las Palmas.

En la figura 3 se presenta la evolución de las fuerzas máximas horizontales medidas y las obtenidas mediante las formulaciones de Goda (Goda, 1985) utilizando el espectro de oleaje propagado desde profundidades indefinidas hasta el dique de Reina Sofía. Se puede comprobar que hay menos error cuanto más perpendicular es la dirección del oleaje en indefinidas a la dirección del dique. Esto es debido a errores cometidos en la propagación y no a la instrumentación realizada, como se comprueba en la figura 4.

En la figura 4 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos con la propagación del espectro direccional desde profundidades indefinidas hasta el dique y lo registrado por un ADCP instalado en las cercanías de la estructura. Las diferencias entre la evolución de ambos estados de mar reflejan las limitaciones en el modelo de propagación utilizado, pues no representa correctamente la difracción del oleaje. Es por eso que los resultados son mucho mejores cuando la dirección del oleaje en profundidades indefinidas tiende a ser ortogonal a la orientación del dique.

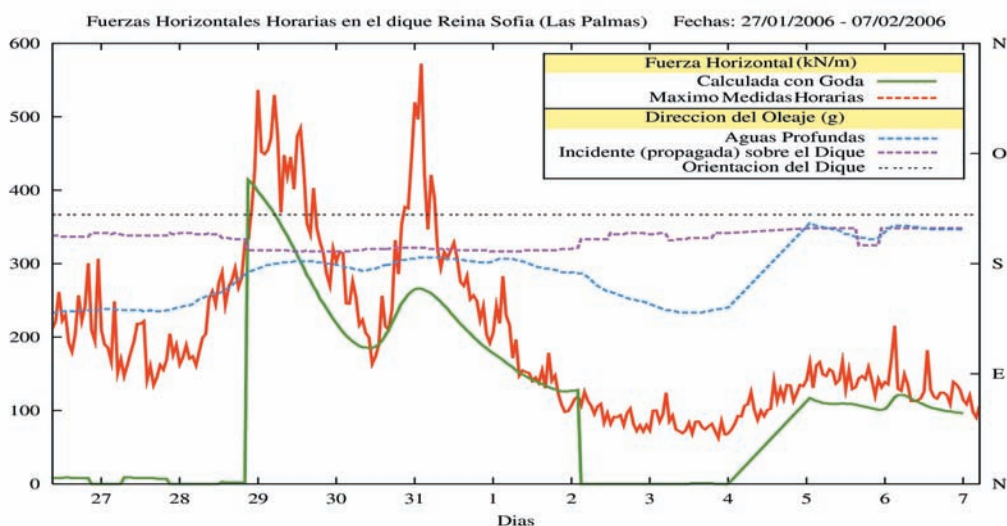


Figura 3. Fuerzas Horizontales máximas.

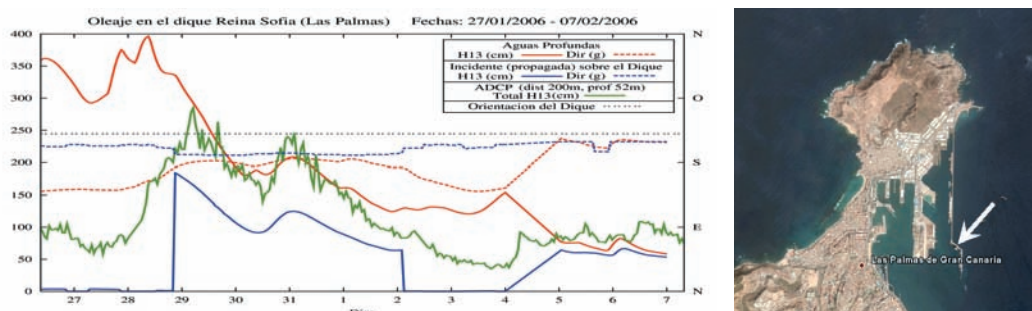


Figura 4. Dirección y altura de ola significativa (izquierda) y zona de estudio (derecha).

Se puede concluir que la mayor tasa de error cometida en la comparación de las fuerzas máximas medidas y las determinadas con las formulaciones es debida al cálculo del oleaje incidente frente a la estructura, y no por una incorrecta monitorización de los diques.

## Resultados destacables

A continuación se presentan una serie de ejemplos de presiones medidas en varias de las ubicaciones de la estructura más características, es decir en la solera del cajón (subpresiones), en el paramento del cajón a barlovento del oleaje y en el espaldón. Se han seleccionado distintos casos que merecen una especial atención ya sea por su peculiaridad, repercusión o para verificar los procesos hidrodinámicos de interacción entre oleaje y estructura.

### Subpresiones

En la figura 5 se presentan las ondas de presión en cuatro sensores situados bajo el cajón. Las cuatro líneas (a, b, c y d) representan los registros de los sensores situados respectivamente a 2,65, 6,40, 14,73, 20,33 m del paramento del cajón a barlovento del oleaje.

Se puede comprobar como a medida que la onda se propaga atravesando la estructura, ésta se amortigua (disminuye su amplitud) y se produce un pequeño retardo entre las señales (debido a la propagación a través del medio poroso).

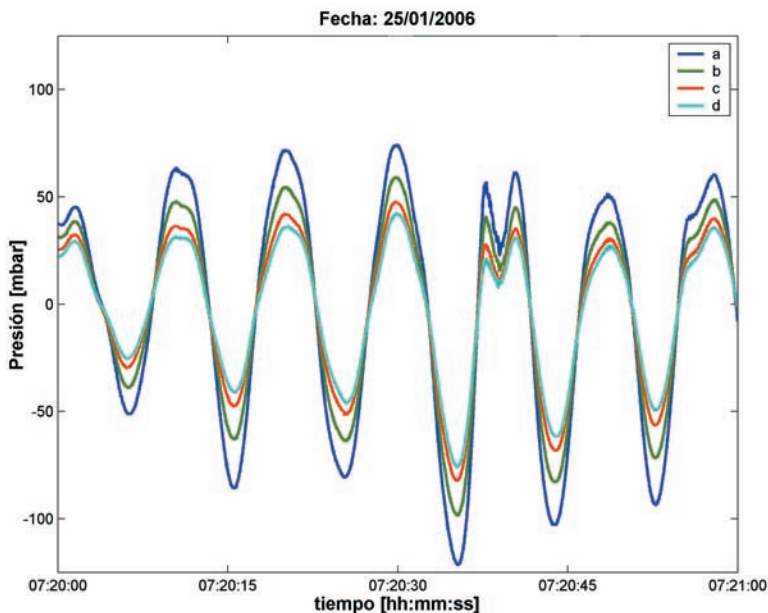


Figura 5. Evolución temporal de las subpresiones en el cajón.

Nótese como los senos son mayores que las crestas, así como una de éstas presenta una forma irregular que es debida al impacto que produce esta ola sobre el cajón; más adelante se comentarán ambos fenómenos.

### Presiones en paramento

En la figura 6 se muestra una gráfica de la evolución de la onda de presión sobre el paramento del cajón en la que se puede observar como los senos de dicha onda de presión son mayores que las crestas.

Cuando un dique es construido en aguas relativamente profundas, existe la posibilidad de que la presión debida al oleaje durante el seno de la onda llegue a ser el fac-

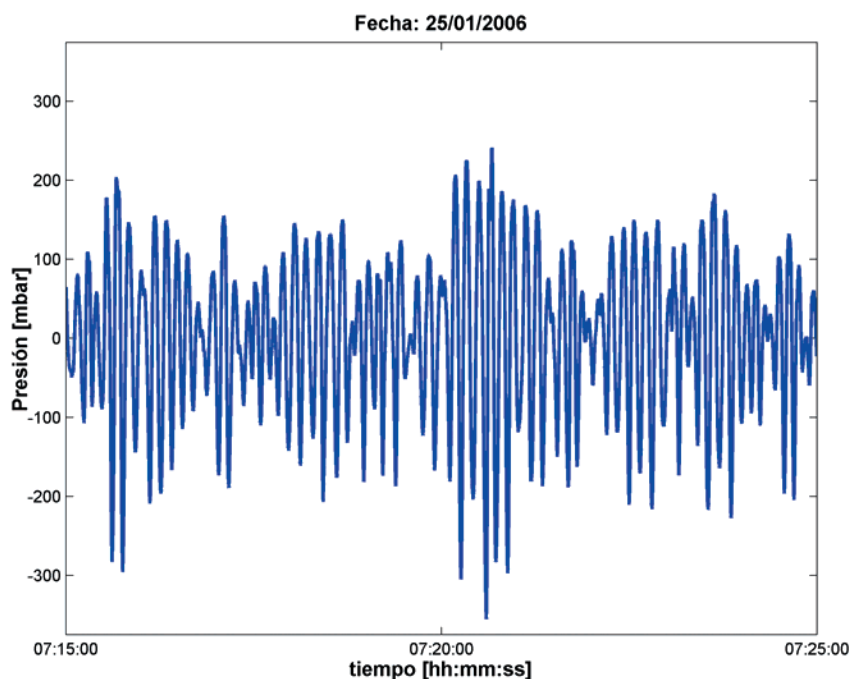


Figura 6. Evolución temporal de la onda de presión en el paramento a barlovento del oleaje.

tor crítico de diseño más que la presión ejercida durante la cresta de la onda. La justificación matemática de estos fenómenos fue iniciada por Goda y, finalmente desarrollada por Tsai y Jeng (1990). En dicha formulación se cuantifican los valores de las fuerzas horizontales positivas y negativas del oleaje sobre un dique vertical, así como los casos en los que las negativas (debidas a los senos) son mayores que las positivas (debidas a las crestas). Así mismo, simulando con el modelo MAR-IFE se obtienen resultados análogos a los medidos (ver figura 14), en los que la onda de presión en el paramento tiene mayores las crestas que los senos.

En los casos de estudio ocurre esta circunstancia, debido a que una berma de pequeño tamaño unida a una altura de banquetta relativamente elevada, hace que el sistema se comporte como un dique vertical de mayor tamaño construido directamente sobre el fondo.

### ***Presiones en paramento a nivel medio***

Durante el tiempo que llevan operativas las monitorizaciones se han registrado dos temporales en Málaga el 22/12/2005 y el 25/01/2006 con alturas significantes, periodos de pico y dirección respectivamente de  $H_s = 2.9 - 2.6$ ,  $T_p = 8.4 - 8.3$  y dirección  $S18^\circ E - S23^\circ E$  en profundidades indefinidas; durante los cuales se produjeron impactos sobre la estructura.

Como puede observarse en la figura 7, del temporal del 25/01/2006, es fácilmente identificable el pico de presión debido al impacto de la ola sobre el cajón (30 ms de tiempo de subida), así como las oscilaciones debidas a la burbuja de aire atrapada por la masa de agua.

Cabe señalar que según el PROVERBS (Oumeraci *et. at.*, 2001) para el dique de Málaga (dique vertical) se empezaría a producir impactos con oleajes incidentes de  $H_s > 7$  m.

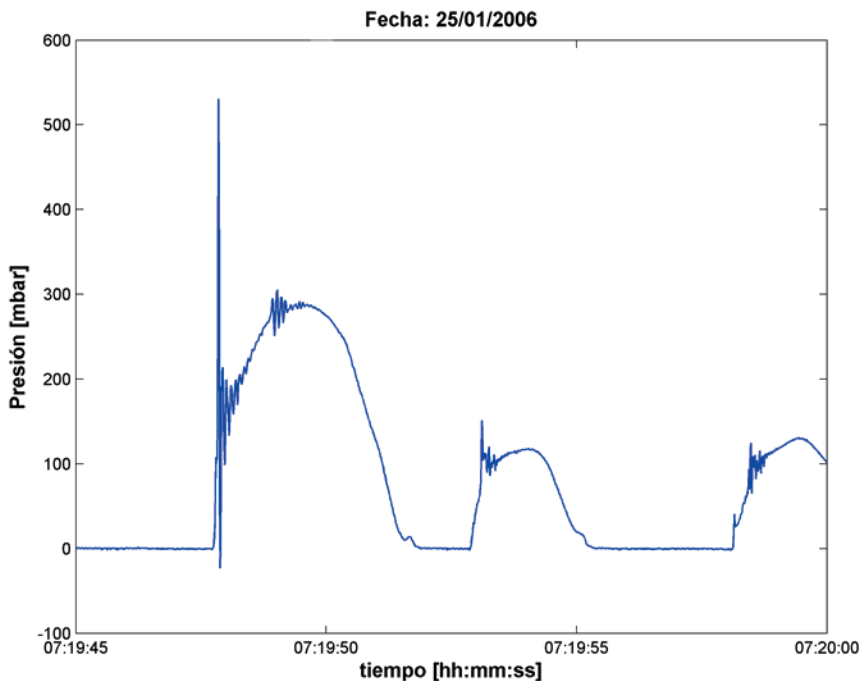


Figura 7. Impacto sobre el cajón.

### Presiones en el espaldón

Como ejemplo de presiones en el espaldón se ha elegido mostrar los registros del dique de Málaga, por las repercusiones que su geometría tiene en las medidas de presión. En el Dique de Levante (A.P. Málaga) el espaldón está retranqueado unos 80 cm respecto del paramento a barlovento del oleaje. Esto produce una serie de efectos, entre los cuales se destaca el retardo en la llegada de la ola a los sensores del espaldón (a, b, c) respecto a los sensores de paramento (d, f, g). Este desfase entre las presiones máximas reduce la presión máxima instantánea sobre la estructura. En la figura 8 los sensores a, b, c, d, f y g están ubicados sucesivamente desde arriba hacia abajo.

Si se comparan los registros del espaldón se puede comprobar como existe un pequeño desfase entre ellos, llegando la ola primero al sensor más alto y finalmente al más bajo del espaldón retranqueado, esto es debido a un efecto conjunto de la forma curva del espaldón, su retranqueo y el gran peralte de la ola.

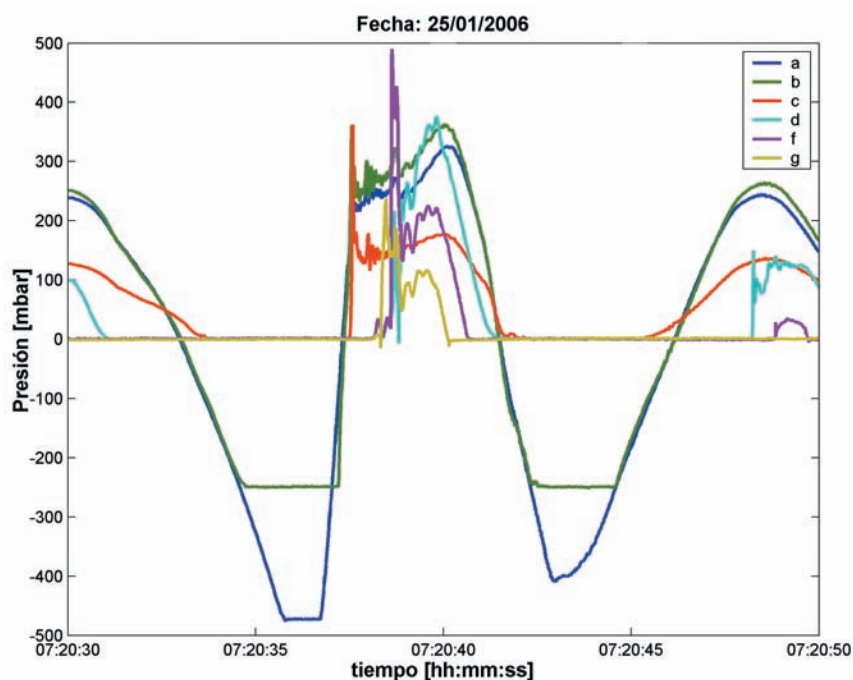


Figura 8. Impacto sobre el cajón.

Otro efecto que se puede observar en la figura 8 es que tras el impacto de un ola sobre el cajón, en todas los registros se introduce una señal de alta frecuencia que se va disipando y atenuando, esto puede ser debido muy posiblemente a la vibración del cajón por el impacto.

## MODELIZACIÓN NUMÉRICA

### Descripción del modelo MAR-IFE

El modelo MAR-IFE (Modelo Avanzado RANS para la Interacción Flujo Estructura) es un modelo bidimensional en diferencias finitas, basado en las ecuaciones RANS para la resolución del flujo en el medio fluido, que considera tanto los efectos no lineales como el carácter turbulento de la interacción del oleaje con la estructura.

Para parametrizar el flujo en el interior del medio poroso se utiliza las ecuaciones VARANS (Volume Averaged Reynolds-Navier-Stokes), adecuadas para tener en cuenta la disipación y procesos turbulentos en el interior del medio permeable (Hsu *et. al.*, 2002). Permitiendo la simulación de estructuras multicapa.

El modelo de turbulencia utilizado es un modelo de cierre  $k - \epsilon$  algebraico no lineal de segundo orden (Lin y Liu, 1998) que considera las características anisótropas del flujo tal y como ocurre en procesos como la rotura o propagación de la onda dentro de un medio permeable.

La superficie libre se obtiene mediante una técnica VOF (Volume Of Fluid), que permite la simulación de procesos de transformación del oleaje en el cual aparecen superficies multiconexas (rotura del oleaje, salpicaduras...). Ésta es una técnica idónea en el estudio de procesos físicos como el rebase.

La implementación en el modelo de un generador de oleaje interno (Lin y Liu, 1999) permite una adecuada caracterización del oleaje dentro del canal numérico (regular o irregular, lineal o no lineal, grupos, ondas solitarias, etc.) sin la interferencia entre la generación y el oleaje reflejado. También se posibilita la absorción del oleaje con una capa esponja.

Mediante el desarrollo de una interfaz para la generación de mallas (con contorno exterior rectangular) y geometrías complejas, se pueden simular obras marítimas de cualquier tipología (diques verticales y mixtos, diques en talud, estructuras tipo Jarlam, pantallas perforadas, etc.).

La robustez actual del código del modelo MAR-IFE permite ejecuciones de más de 300 olas (otros códigos ejecutan series máximas de 20 olas) y la velocidad del código permite largas ejecuciones en tiempos muy razonables (una hora de ejecución por cada 10 segundos de tiempo real, dependiendo de la resolución de la malla).

Por lo tanto, gracias al carácter transitorio de las ecuaciones y la flexibilidad del modelo, puede utilizarse como un canal numérico en el que se incluye todos los procesos que tienen lugar en la interacción del oleaje con obras marítimas: reflexión, transmisión, ascenso-descenso, rebase, flujo a través de la escollera, rotura, turbulencia, disipación, etc., excepto el aire. Y gracias a su versatilidad, se puede situar sensores de cualquier tipo (superficie libre, presión, velocidades, turbulencia) en cualquier punto de la malla que define el canal numérico.

### **Calibración y validación actual del modelo**

El modelo MAR-IFE tiene una extensa actividad de validación a partir de datos experimentales para diferentes tipologías, y de forma intensiva para diques verticales y mixtos, para los cuales se ha realizado una campaña experimental específica con resultados altamente satisfactorios para todas las magnitudes evaluadas.

Inicialmente se realizó una calibración del procedimiento de generación de oleaje regular, irregular y grupos de ondas implementado. Con una serie de ensayos en el canal de oleaje-corriente del laboratorio de la Universidad de Cantabria, sin la colo-



cación de ninguna estructura en el interior, activando la absorción activa de oleaje y con una rampa disipadora de oleaje al final del canal. También se utilizaron los ensayos realizados por Mase (1994) de oleaje bicromático rompiendo sobre una rampa impermeable (Losada *et al*, 2005) aprovechando para validar el proceso de rotura (ver figura 9).

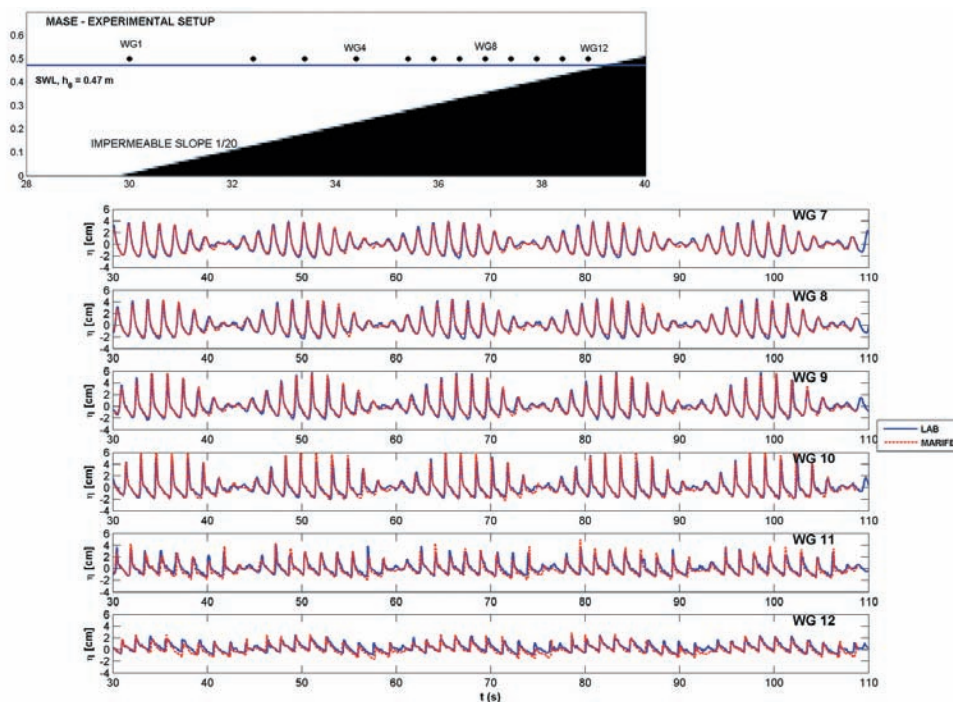


Figura 9. Grupos de ola con rotura (Ensayos MASE)

A continuación se calibró y validó el modelo para diferentes condiciones de interacción onda-estructura para oleaje regular e irregular para diques de escollera multicapa. Se realizaron una serie de ensayos dentro del marco del proyecto DELOS. Se realizaron dos tipos de ensayos, los primeros a pequeña escala (1/20) en el laboratorio de la Universidad de Cantabria (Lara *et. al.*, 2006) y otros en el Laboratorio de Ingeniería Marítima (UPC), a gran escala (1/5). Los primeros se utilizaron para calibrar los modelos de turbulencia y del flujo dentro del medio poroso (ver figura 10). Los ensayos de la UPC sirvieron para validar el modelo a gran escala (Lara *et. al.*, 2005).

Finalmente se realizaron una serie de ensayos específicos para la calibración y validación del modelo para oleaje regular e irregular para diques verticales y mixtos. Se realizaron en el canal de oleaje de la Universidad de Cantabria. La validación se realizó considerando la superficie libre, distribución de presiones y esfuerzos resultantes sobre la estructura, así como otros parámetros clásicos asociados a la funcionalidad de las estructuras verticales y mixtas tales como reflexión, transmisión y rebase. En la figura 11 se presenta la comparación del registro de nivel y presión del laboratorio con lo simulado con el modelo MAR-IFE en varias posiciones para un caso de oleaje irregular del dique vertical.

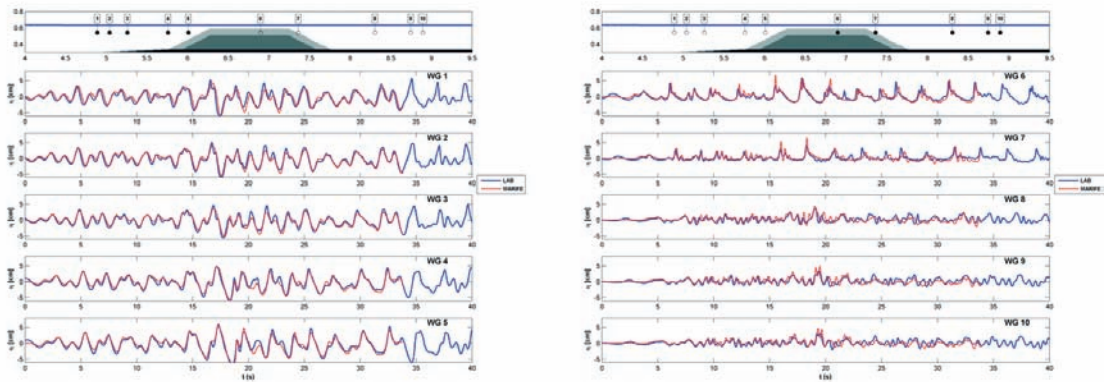


Figura 10. Oleaje irregular con dique de escollera multicapa (pequeña escala).

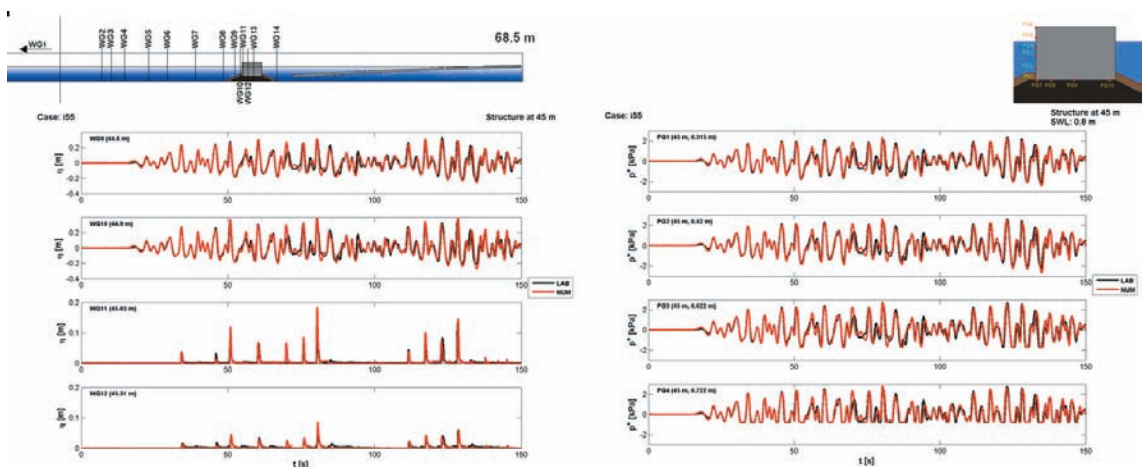


Figura 11. Oleaje irregular con dique vertical: sup. libre (izquierda) y presión (derecha).

## Explotación del modelo MAR-IFE

Como ya se ha comentado, el modelo MAR-IFE es capaz de simular todos los procesos bidimensionales que intervienen en la interacción del oleaje con los diques verticales. Por lo tanto, el modelo MAR-IFE es un excelente complemento para la metodología habitual utilizada en el diseño de obras marítimas pues se combina muy adecuadamente con el trabajo experimental y la aplicación de las fórmulas semiempíricas. Así, esta nueva herramienta, complementada con los datos experimentales en prototipo, está destinada a mejorar el estudio funcional y la estabilidad de las estructuras.

Gracias al estado actual del modelo MAR-IFE, se están realizando simulaciones tanto del dique de Levante (Málaga), véase ejemplo de malla de cálculo del dique de Málaga de la figura 12, como el de Reina Sofía (Las Palmas), para estudiar, interpretar y caracterizar los fenómenos de interacción oleaje-estructura registrados por las instrumentaciones. De momento, el modelo está validado para este tipo de estructuras,

pero sólo con datos de laboratorio, no con datos reales a escala de prototipo. Por lo que los resultados del modelo, de momento, se están considerando sólo cualitativamente para compararlos con los datos de presiones monitorizados.

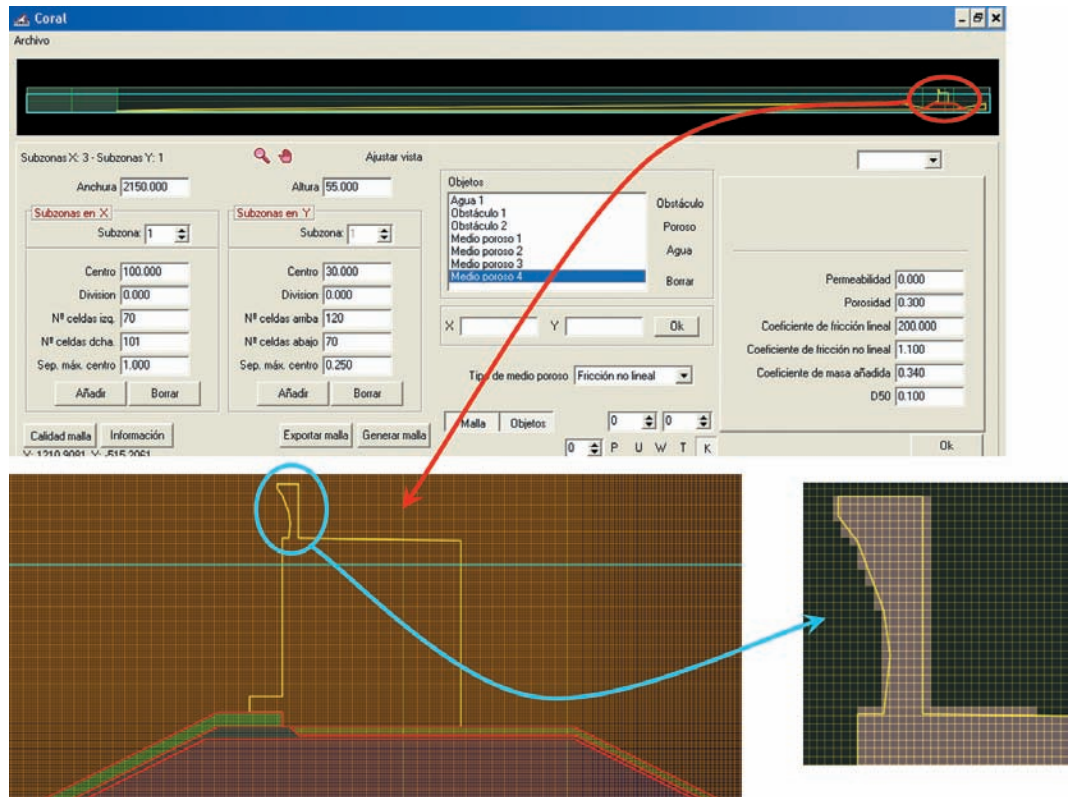


Figura 12. Malla de cálculo del dique.

En la figura 13 se muestra la serie temporal de la superficie libre (arriba) y de la presión dinámica del oleaje (abajo) de una ejecución para el dique de Levante. La serie de superficie libre está medida en la posición del paramento del cajón a barlovento del oleaje; y las series temporales de presión dinámica se miden bajo esa posición 0, 5, 10, y 15 metros respectivamente. En la figura 13 se marcan dos zonas que se amplían en la figura 14, desde el segundo 180 al 210. En dicha figura 14 se puede apreciar resultados análogos a los mostrados en la figura 6 (medidos en el dique), en los que la cresta de la onda de presión es menor que el seno, a pesar de que la cresta de la superficie libre es mayor que su seno. También puede comprobarse como esta reducción de las crestas de la onda de presión se presenta a lo largo de toda la columna de agua.

Debido al potencial de aplicación del modelo MAR-IFE, sería muy productivo validar el modelo con datos reales de prototipo para poder hacer comparaciones cuantitativas con los datos reales medidos y no sólo cualitativos, como se hace en la actuali-

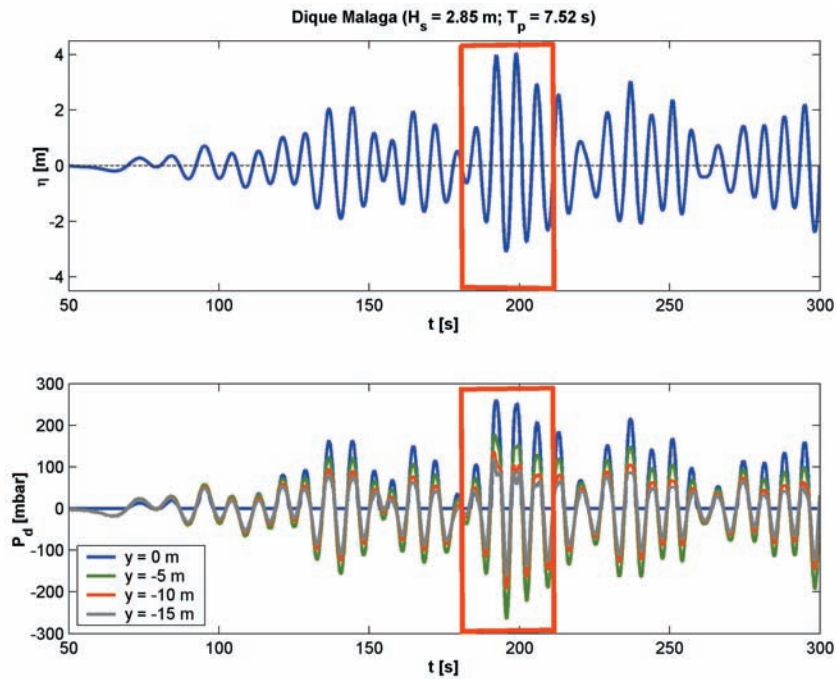


Figura 13. Ejecución del dique de Málaga ( $H_s = 2.85$  m  $T_p = 7.52$  s).

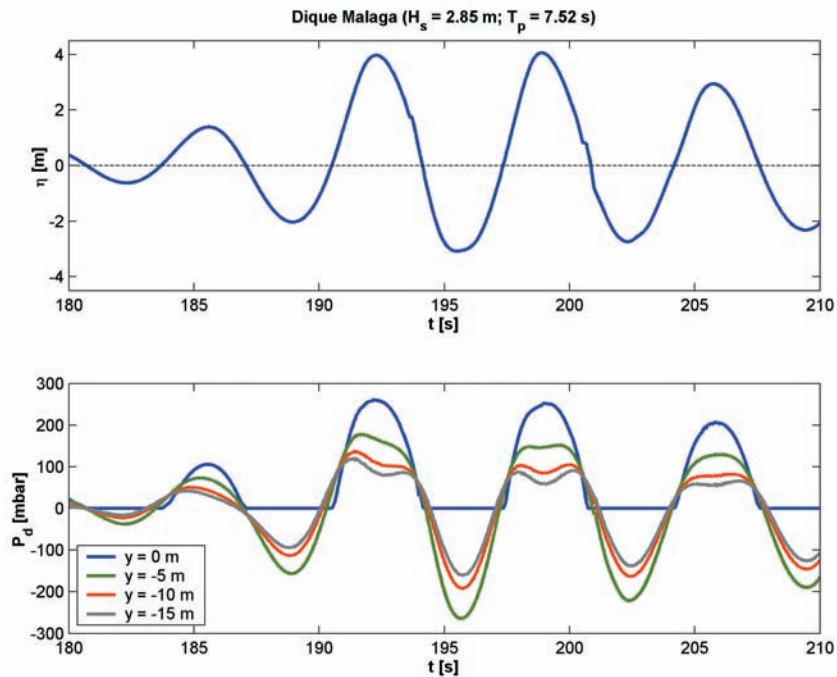


Figura 14. Ejecución del dique de Málaga desde 180 s hasta 210 s ( $H_s = 2.85$  m  $T_p = 7.52$  s).

dad. Pero para realizar una correcta validación o calibración, a escala real, del modelo MAR-IFE, la calidad de los datos utilizados y la selección de los casos es fundamental. Para ello hay que tener en consideración una serie de aspectos:

- El modelo es bidimensional, es decir que no simula los efectos tridimensionales del oleaje ni de la configuración de la estructura.
- Hay que tener perfectamente caracterizados los datos de entrada del modelo, tanto el oleaje, como la estructura (incluyendo la batimetría).
- Los datos de salida del modelo deben compararse con datos de calidad registrados en el mismo instante que los datos de entrada.
- Cuanto más variados sean los casos utilizados para la validación del modelo, mayor será el grado de validación del mismo.

Teniendo en cuenta estos aspectos, se analiza la información actual existente del dique de Levante (Málaga) y del dique de Reina Sofía (Las Palmas):

- El oleaje que incide perpendicularmente al dique de Las Palmas llega con dirección N45°E.
- Los oleajes que llegan perpendiculares al dique de Málaga lo hacen con orientación S81.5°E.
- En la instalación de Las Palmas existe un ADCP (a 400 m frente al dique) que registra el oleaje incidente y reflejado.
- La información de oleaje más próxima que se dispone de las instalaciones de Málaga proviene de la boya REMRO de Málaga, fondeada a unos 5 km al Sur-Suroeste del morro del dique y aproximadamente a la misma profundidad.
- Se dispone de la información geométrica y de los materiales de las secciones tipo de las dos instrumentaciones (Las Palmas y Málaga).
- En ninguno de los dos instrumentaciones se dispone de batimetría de detalle de la zona.
- En las dos instalaciones existen registros continuos de presión y de calidad, pero sólo de 18 meses de duración, con lo que se tienen pocos tipos de oleajes.

Por lo tanto, en la situación actual, no es posible realizar una validación rigurosa y completa del modelo MAR-IFE en prototipo, por lo que se plantean varias tareas necesarias para la validación de los datos simulados:

- Instalar ADPC que registre el oleaje frente al dique de Málaga.
- Implementar algoritmos que separen el oleaje incidente del reflejado a partir de los registros de oleaje direccional de un ADCP.
- Conseguir batimetrías de detalle de todos los casos.
- Esperar a que existan oleajes lo más perpendiculares posible a los diques y que cubran el mayor rango posible de niveles energéticos.

Tras la futura validación del modelo para escala de prototipo, este puede utilizarse como canal numérico, siendo sumamente útil cuando el diseño no está dentro de los rangos aconsejados de la formulación o cuando la tipología de la estructura es tal que el número de ensayos experimentales es muy reducido o para obtener información relativa a magnitudes que no pueden ser medidas directamente en laboratorio.

## CONCLUSIONES

El diseño de los procedimientos de instrumentación y de mantenimiento ha sido optimizado para obtener el mayor rendimiento posible del sistema, solucionando los problemas de adquisición de datos en subpresión, evitando los frecuentes problemas de aterramiento y generándose el menor número posible de huecos en las medidas.

Los sistemas de comunicación permiten que los datos lleguen en tiempo real a Puertos del Estado para su análisis y control. La señal que se obtiene de cada sensor es la composición de diferentes señales de presión, de modo que ha sido necesario realizar un tratamiento de datos en tiempo real, que consiste en una serie de algoritmos de filtrado de la señal de presión dinámica del oleaje y cálculo de sus parámetros integrados.

Tras el tratamiento de las señales se hace una verificación de la calidad de los mismos, comparando los datos de presión medidos con los determinados a partir de las formulaciones actuales. Para poder hacer esta verificación con rigor suficiente es necesario tener datos de oleaje de calidad frente a los diques, para ello se están desarrollando distintas metodologías de propagación del oleaje con modelos numéricos desde la fuente de datos disponible hasta la zona de interés o instalando instrumentación destinada a medir dicho oleaje frente a la obra.

A pesar de que el método de verificación de la calidad de los datos puede ser optimizado, en este momento se puede visualizar los datos tratados en tiempo real en la página web [www.puertos.es](http://www.puertos.es) y a su vez se está guardando toda esta información generando una base de datos de presiones histórica.

La base de datos de presiones reales tiene un gran potencial, puede ser utilizada como referencia o para calibrar los modelos numéricos que son capaces de simular estos procesos de interacción oleaje-estructura. También, a partir de una base de datos histórica de presiones suficientemente larga se puede calcular las funciones de distribución de probabilidad de presiones, con objeto de intentar de reducir ciertas incertidumbres existentes en las formulaciones semi-empíricas o acotar los efectos de escala del modelado físico.

A partir de los registros de presiones, se han identificado una serie de fenómenos de los que no se tienen evidencias anteriores, con diversas posibles explicaciones. Para estudiar estos fenómenos, sus causas, caracterizarlos o desechar que sean problemas inherentes a la instrumentación se ha considerado como mejor opción la utilización de modelos numéricos que sean capaces de representarlos y así esclarecer sus explicaciones. De entre los existentes se ha optado por utilizar el modelo MAR-IFE, que se encuentra entre los más avanzados debido a su gran capacidad de aplicación a problemas ingenieriles reales. Así, es posible estudiar y caracterizar el comportamiento de los diques verticales, sin escalar, con modelo numérico y datos reales.

El modelo numérico MAR-IFE es capaz de analizar la interacción oleaje-estructura considerando cualquier tipo de oleaje a cualquier orden de no linealidad, el proceso de rotura sin parametrización o el flujo en el interior de los mantos de escollera. Es

relevante remarcar que el modelo puede considerar cualquier tipo de geometría de la estructura y cualquier número de capas de materiales sueltos o combinación materiales sueltos y estructuras rígidas, siendo una herramienta muy polivalente.

Otro aspecto muy importante es el intenso y detallado trabajo de validación al que ha sido sometido el modelo. Se han considerado estructuras de muy diferente tipología, con oleajes tanto regular como irregular, validando el modelo frente a diferentes variables obtenidas directamente del laboratorio tales como superficie libre, velocidad o presiones. Dicha validación del modelo se ha desarrollado únicamente con resultados del laboratorio a escala, con lo que para completar la validación del modelo es necesario contrastar los resultados numéricos con datos experimentales en prototipo. Esto último es una de las líneas en las que se trabaja actualmente.

Así, ya que existe un modelo capaz de simular diques verticales a escala de prototipo y datos reales medidos con una calidad suficiente, se tiene la oportunidad de validar dicho modelo para todas las escalas de trabajo. Pero para hacer una correcta validación, es necesario cumplir con otras premisas como son tener perfectamente caracterizado el oleaje incidente, la batimetría, o que el oleaje utilizado incida perpendicularmente al dique, pues el modelo es bidimensional.

Por lo tanto, y debido a que el modelo aún no está validado a escala de prototipo, de momento, los resultados que se obtienen con el modelo MAR-IFE se interpretan cualitativamente para estudiar los procesos que intervienen en la interacción del oleaje con los diques verticales. A pesar de esto, dicha información es muy útil, pues se pueden estudiar distintas alternativas geométricas de diques con facilidad, medir resultados que no se pueden medir en la realidad u otras aplicaciones que ayuden a entender el comportamiento de los diques verticales en prototipo. Todo esto servirá para optimizar el diseño de los diques verticales y otras estructuras.

Finalmente, y pese a que la versión actual del modelo MAR-IFE es una herramienta capaz de representar con suficiente exactitud la interacción oleaje-estructura, aún se pueden mejorar ciertos aspectos, de los que se destaca uno, la implementación las ecuaciones de flujo en dos fases, esto permitiría analizar el efecto del aire en algunos de los procesos de la interacción del oleaje con la estructura, como por ejemplo los impactos.

## BIBLIOGRAFÍA

CEDEX-CEPYC (2001): Instrumentación del Dique de Reina Sofía (Puerto de Las Palmas). Funcionamiento y estado de la instrumentación hasta octubre de 2001, Informe técnico para Puertos del Estado.

LARA, J. L.; GARCÍA, N. and LOSADA, I. J. (2006): RANS modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures. Coastal Engineering. ELSEVIER, Vol. 53, 395-417.

GIOC (2006): Desarrollo y explotación de un modelo numérico de interacción fluido-estructura para el estudio de de la funcionalidad y estabilidad de diques verticales y mixtos. Informe Técnico para Puertos del Estado.

- GODA, Y. (1985): Random seas and design of maritime structures. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.
- HSU, T.-J.; SAKAKIYAMA, T.; LIU, P.L.-F. (2002): A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coastal Engineering*, 46. pp. 25-50.
- LIN, P. y LIU, P.L.-F. (1998): A numerical study of breaking waves in the surf zone. *Journal of fluid Mechanics*. 359, 239-264.
- LIN, P. y LIU, P.L.-F. (1999): Internal wave-maker for Navier-Stokes equations models. *Journal of Waterways, Port; coastal and Ocean Engineering, ASCE*, 125(4). pp. 207-217.
- LÓPEZ, J. D. y RODRÍGUEZ, I. (2005): Instrumentación para la medida de Presiones de Diques Verticales. IV Jornadas Sobre Proyectos y Obras en las Autoridades Portuarias. Ponencia 8. pp. 125-140.
- LOSADA, I.J.; LARA, J.L.; LIU, P.L.-J. (2005): Numerical simulation based on RANS model of wave groups on an impermeable slope. *Proceedings of the Fifth International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis. WAVES 2005*.
- MARTÍN, F.L.; VIDAL, C.; LOSADA, M. A.; DÍAZ RATO, J. L. (1997): Campaña de medidas en el dique Príncipe de Asturias del puerto de Gijón. IV Jornadas Españolas de Puertas y Costas, Cádiz.
- MASE, H. and TAKEBA, K. (1994): Bragg scattering of waves over porous rippled bed. *Proceedings of the 24<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, ASCE*. pp. 635-649.
- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, W.; DE GROOT, M.; CROUCH, R.; VRIJLING, H.; VOORTMAN, H. (2001): *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*, Balkema Publishers.
- TSAI, C.-P.; JENG, D.-S. (1990): Pressures of short-crested waves on vertical breakwaters. *Proceedings of 12<sup>th</sup> Conference on Ocean Engineering in ROC* (352-368).





# DISEÑO DEL ESPALDÓN DE LOS DIQUES ROMPEOLAS



José María Berenguer<sup>1</sup>, Antonio Baonza<sup>2</sup>

## RESUMEN

En este artículo se presentan los resultados obtenidos a partir de un extenso programa de investigación para analizar la estabilidad de los espaldones y el rebase de los diques rompeolas complementariamente con un estudio paramétrico y un análisis detallado del comportamiento de los diques españoles de esta tipología. Este estudio ha tenido en cuenta más de 200 casos de puertos españoles con diques diseñados con un espaldón en la coronación. Para la aplicación de resultados y deducción de conclusiones, se han tenido en cuenta los resultados de ensayos sistemáticos anteriores encaminados a analizar el remonte de la ola y la estabilidad de los elementos del manto exterior del tronco de los diques rompeolas construidos con un espaldón en su coronación.

El estudio experimental se ha realizado sobre diques en talud con espaldón cuyo manto de protección está constituido por dos tipos de elementos: CUBOS DE HORMIGÓN y ESCOLLERA NATURAL. Se ha llevado a cabo un extenso programa de ensayos sistemáticos en modelo físico, realizados durante el año 1995 en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, que incluían ensayos 2-D para analizar la estabilidad y el comportamiento hidráulico de las secciones del tronco de un dique rompeolas. Como aplicación, se proponen unas fórmulas útiles para el prediseño de los espaldones de los diques rompeolas en lo que se refiere a su estabilidad y a la tasa de rebase esperable en los casos en los que el manto de protección esté constituido por los tipos de elementos antes mencionados.

## INTRODUCCIÓN

Dos son los criterios más utilizados para diseñar la coronación de los diques rompeolas. El primero consiste en prolongar el manto exterior de protección todo el ancho

---

<sup>1</sup> Berenguer Ingenieros, S.L.

<sup>2</sup> CEPYC (CEDEX).

de la coronación incluso por el lado abrigado hasta una cierta cota. El otro se basa en la construcción de una estructura monolítica de hormigón que actúa como un parapeto contra la masa de agua que supera la cota de coronación del manto exterior del dique.

La segunda solución presenta diversas ventajas respecto a la anterior, unas relativas a la funcionalidad y otras al comportamiento estructural. Permite el acceso al público a la parte superior del dique al incorporar un paseo a lo largo de la coronación de la estructura, en ocasiones como prolongación del paseo marítimo. Este paseo, también puede permitir utilizar maquinaria desde tierra para reparar los daños que pudieran producirse en el dique. Otra ventaja adicional es la de facilitar la operatividad y funcionalidad en el lado abrigado. Desde un punto de vista ingenieril, la reducción del rebase de las olas debido a la presencia del espaldón permite realizar un diseño más seguro y más económico de la coronación del dique.

Durante las últimas décadas, la disposición de un espaldón en la coronación de los diques en talud se ha adoptado habitualmente en el diseño de los diques rompeolas en España.

En los últimos años se han publicado diversos estudios referidos a este tipo de diques. Se han llevado a cabo trabajos de investigación con la intención de proporcionar una descripción general de como se deben evaluar las fuerzas de diseño que actúan contra el espaldón. Se pueden citar, entre otros, los siguientes autores: O.J. Jensen (1984); J. Pedersen and H. Burcharth (1992); D. Hamilton and K. Hall (1992); F.L Martín (1994, 1997); M. Muttray and A. Kortenhaus (1999). Las fórmulas de diseño desarrolladas por estos investigadores se han obtenido principalmente en base a resultados experimentales pero en ninguna o en pocas ocasiones se han verificado a través del comportamiento real mostrado por diques existentes.

Han sido muchos los diques rompeolas que al estar sometidos a condiciones de oleaje muy intensas, han llegado a sufrir serios daños en su manto de protección o en el espaldón. En referencia a esta parte estructural del dique, el fallo se puede producir de varias formas según la categoría que se considere: estados límites últimos o estados límites de utilización. Se suelen considerar cinco tipos de avería que pertenecen a los estados límites últimos: deslizamiento, vuelco, desplazamiento y vuelco hacia delante por fallo de la cimentación o hacia atrás y, por último, la rotura estructural del espaldón. En cuanto a los estados límites de utilización, las averías más importantes residen en el rebase de las olas por encima del espaldón y en la transmisión de la energía del oleaje por el cuerpo del dique donde se apoya la base del espaldón. La presente ponencia hace referencia, únicamente, a los casos de deslizamiento y vuelco, pertenecientes a los estados límites últimos.

## **ESTUDIOS EXPERIMENTALES 2-D DE REMONTE Y ESTABILIDAD DEL MANTO**

Se han realizado ensayos sistemáticos bidimensionales con objeto de analizar el ascenso de la ola por el talud y la estabilidad de los elementos que conforman el

manto exterior de los diques rompeolas, cuando dicho manto está constituido por dos tipos de elementos masivos perforados P-CUBO Y P-ANTIFER.

Los estudios de estabilidad se han desarrollado sobre dos tipos de secciones, sin espaldón y con espaldón, de manera que se pudiera conocer la influencia de éste en el grado de averías de los elementos del manto exterior.

Los ensayos se llevaron a cabo en un tanque de oleaje de 36,20 m de longitud, 6,50 m de anchura y con una profundidad máxima de agua en paletas de 0,80 m. Con el propósito de ensayar dos secciones simultáneamente, se construyeron en la zona central del tanque dos canales de 0,80 m de anchura en los que se ubicaron ambas secciones. En el extremo opuesto al generador de oleaje se dispuso una rampa de grava de manera que se atenuara el oleaje incidente evitando, en lo posible, la aparición de oleaje reflejado.

Previamente a los ensayos, se construyeron más de 2.000 unidades a escala de cada tipo de bloque por medio de unos moldes que hacían de encofrado y cuyas características más importantes se presentan en la tabla 1 y en la figura 1.

	<b>P-CUBO</b>	<b>P-ANTIFER</b>
Volumen (V)	113,0 cm <sup>3</sup>	112,0 cm <sup>3</sup>
Densidad ( $\rho_a$ )	2,23 g/cm <sup>3</sup>	2,23 g/cm <sup>3</sup>
Peso (W)	252,0 g	249,8 g
Diámetro Nominal ( $D_{n50}$ )	4,83 cm	4,82 cm

**Tabla 1. Características de los bloques**

Las secciones de ensayo se construyeron en seco. El núcleo y las capas de filtro se compactaron manualmente aunque estas últimas sólo se compactaron hasta un grado moderado. La colocación de los bloques del manto principal se realizó siguiendo los criterios siguientes:

- Disposición en manto de doble capa.
- Colocación de los bloques en el modelo de modo manual, uno a uno y progresando desde la berma de pie hacia la parte superior de la estructura.
- Disposición aleatoria, pero tratando de que cada bloque esté en contacto con uno (capa interior) o dos (capa exterior) elementos adyacentes y evitando, en lo posible, la formación de grupos de elementos con sus caras adosadas

En general, y de acuerdo con el objetivo del estudio, se han tenido en cuenta en los ensayos las siguientes variables:

- Tipo de elemento: 2 (P-CUBO, P-ANTIFER)
- Superestructura: 2 (con y sin espaldón)
- Taludes: 2 (1,5:1 y 2:1)
- Profundidad de agua a pie de dique: 0,50 m

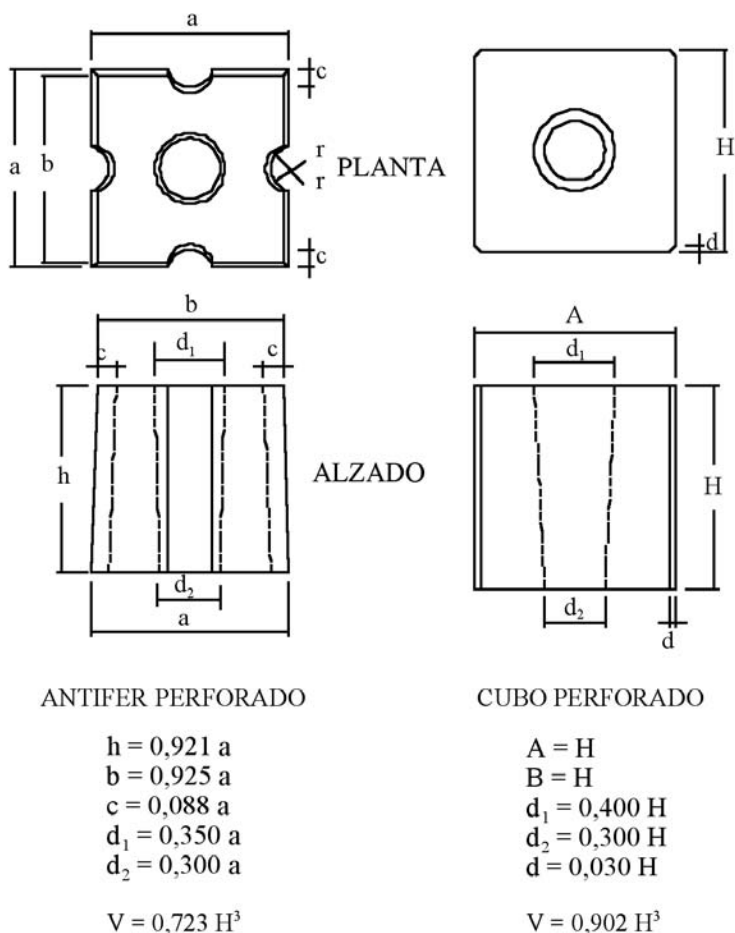


Figura 1. Características de los bloques perforados.

Se utilizó oleaje irregular ajustado a un espectro tipo JONSWAP con un factor de apuntamiento  $\gamma = 3,3$ . Las alturas de ola se controlaban midiendo los desplazamientos de la superficie libre del agua mediante dos sondas de resistencia situadas una frente al generador en una profundidad equivalente a aguas de transición y la otra en el exterior del canal de encauzamiento a una profundidad equivalente a la del pie de la sección del modelo. Los resultados se refieren a las medidas registradas por esta última sonda, de manera que no se vean afectados por la presencia de las estructuras. Todos los ensayos se realizaron en condiciones de no rotura del oleaje antes de alcanzar el dique.

En el caso de los ensayos de remonte de la ola por el talud del manto exterior del dique rompeolas, se situó otra sonda resistiva sobre el manto exterior del dique para registrar el ascenso de la ola. El oleaje no llegaba, en ningún caso, a sobrepasar la cota de coronación del dique.

Las características particulares de los ensayos de remonte (run-up) fueron las siguientes:

- 2 tipos de elementos (P-CUBO y P-ANTIFER).
- 3 periodos: 1,6 - 2,2 - 2,8 s.
- 8 escalones de altura de ola entre: 0,08 - 0,22 m.
- 2 taludes:  $\cotg \alpha = 1,5 - 2,0$ .
- Condiciones de no rotura del oleaje antes de alcanzar el dique.

lo que determina un total de 96 ensayos.

Los ensayos se llevaron a cabo mediante series de oleaje de alturas crecientes para cada período en el rango  $H_s = 0,08 - 0,22$  m (incrementos de 0,02 m) con incidencia normal, por tanto, cada ensayo incluía 7-8 series de cada una de ellas con una duración mínima de 3.000 olas irregulares. Se consideraron tres períodos de pico:  $T_p = 1,6 - 2,2 - 2,8$  s, por lo que el rango de valores del número de Iribarren fue  $\xi_p = 1,9 - 5,7$ .

## ESTUDIOS EXPERIMENTALES 2-D DE ESFUERZOS Y REBASES SOBRE EL ESPALDÓN

Para conocer el comportamiento de los espaldones, tanto estructural como funcional, se han realizado ensayos bidimensionales sobre secciones de diques rompeolas cuyo manto de protección está constituido por dos tipos de elementos: BLOQUES DE HORMIGÓN y ESCOLLERA NATURAL, con un espaldón en su parte superior. Se han tenido en cuenta los resultados obtenidos en los ensayos mencionados en el apartado 2, sobre remonte y estabilidad del manto de los diques rompeolas con espaldón, con objeto de analizar, entre otras, la influencia del grado de avería del manto en la intensidad del impacto de las olas en el espaldón.

Los ensayos se llevaron a cabo en un tanque de oleaje de 40 m de longitud, 3 m de anchura y con una profundidad máxima de agua en paletas de 0,94 m. Se ensayaron simultáneamente dos secciones de anchura 0,80 m situadas en ambos bordes del canal dejando libre el canal central donde se situó la sonda que registraba la altura de ola incidente. Cada una de las secciones estaba constituida por un tipo de elemento en el manto exterior, y mientras en una de ellas se medían presiones en la otra se medían los caudales de rebase. En el extremo opuesto al generador de oleaje se dispuso una rampa de grava con objeto de reducir, lo máximo posible, la reflexión del oleaje.

Se utilizaron, para constituir el manto de protección de las secciones de los diques, bloques de cemento y escollera natural cuyas características más importantes se presentan en la tabla 2.

	CUBO	ESCOLLERA
Densidad ( $\rho_g$ )	2,23 g/cm <sup>3</sup>	2,65 g/cm <sup>3</sup>
Peso (W)	2,0 kg	2,5 kg
Diámetro Nominal ( $D_{n50}$ )	9,65 cm	9,80 cm

**Tabla 2. Características de los elementos del manto**

Las secciones de ensayo se construyeron en seco. El núcleo y las capas de filtro se compactaron manualmente. La colocación de los bloques del manto principal se realizó siguiendo los criterios antes indicados e, en los casos oportunos, colocando los elementos de manera que reflejaran un grado determinado de averías.

Este último criterio se realizó a partir de unos perfiles definidos previamente que correspondían a 5 grados de averías del manto de protección y que fueron los siguientes:

- $N_o = 0,0$  (sin daño).
- $N_o = 2,0$  (daño severo).
- $N_o = 5,0$  (fallo total) (dos casos).
- Asiento generalizado del manto una longitud del orden del 50% del lado equivalente de los elementos.

siendo  $N_o$  el número de bloques desplazados de su posición inicial en una franja de ancho igual al lado equivalente del elemento.

Se han tenido en cuenta, tanto en los ensayos de esfuerzos sobre el espaldón como en los de rebases, las siguientes variables:

- Tipo de elemento: 2 (BLOQUES, ESCOLLERA)
- Superestructura: 2 alturas de espaldón (0,27 - 0,61 m)
- Taludes: 1 (1,5:1)
- Cota de la berma de coronación del manto: 3 (0,21 - 0,27 - 0,31 m)
- Anchura de la berma: 2 (0,30 - 0,45)
- Profundidad de agua a pie de dique: 2 (0,90 - 0,94 m)

Se colocaron en el espaldón 13 sensores de presión, 11 de los cuales en el paramento vertical y los otros 2 en la base (figura 2). A partir de las distribuciones de presiones obtenidas, se calcularon las fuerzas horizontales y verticales que actuaban sobre el espaldón. La frecuencia de muestreo considerada, para la toma de datos por los sensores de presión, fue de 100 Hz.

La toma de datos de los ensayos de rebases se realizó cubicando el volumen de agua que superaba la coronación de las secciones durante una serie completa de ensayo a través de una canaleta de 15 cm de anchura.

Se utilizó oleaje irregular ajustado a un espectro tipo JONSWAP con un factor de apuntamiento  $\gamma = 3,3$ . Las alturas de ola se controlaban midiendo los desplazamientos de la superficie libre del agua mediante dos sondas de resistencia situadas una frente al generador en una profundidad equivalente a aguas de transición y la otra en el canal central a la altura del pie de las secciones del modelo. Los resultados se refieren a las medidas registradas por esta última sonda, de manera que no se vean afectados por la presencia de las estructuras.

Los ensayos se llevaron a cabo mediante series de oleaje de las siguientes características:

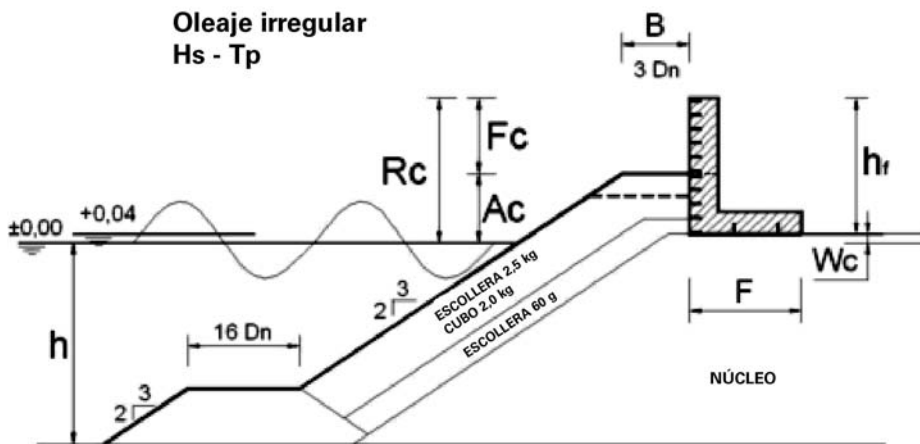


Figura 2. Esquema de la sección tipo utilizada en los ensayos.

- Alturas de ola:  $H_s = 0,20 - 0,29 - 0,36$  m
- Periodos de oleaje:  $T_p = 1,8 - 2,3 - 2,8 - 3,3$  s
- Número de olas:  $> 300$  olas
- Número de Iribarren:  $2,3 < \xi_{dp} < 4,6$

Todos los ensayos se realizaron en condiciones de no rotura del oleaje antes de alcanzar el dique salvo cuando ésta se producía por excesivos peraltes de las olas, generalmente con el oleaje de menor periodo.

## ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

### Remonte del oleaje

El valor del ascenso de la ola por el talud del manto de protección de un dique rompeolas es importante para establecer su cota de coronación, pues la cantidad de agua que puede rebasar al dique depende directamente de ella, especialmente en los casos de secciones sin espaldón.

Para las secciones ensayadas, el cálculo del remonte superado por el 2% de las olas se ajustó, mediante la estimación central de los resultados, a la siguiente ecuación:

$$R_{u2\%} / H_s = 0,77 A \xi_{dp}^{0,47}; \text{ (Desviación estándar: } \sigma = 0,14 \text{)}$$

Ahora bien, debido al limitado número de ensayos llevados a cabo en el estudio, se recomienda utilizar una banda de confianza cuando se vaya a aplicar la fórmula. Asumiendo que los resultados pueden ajustarse a una distribución gaussiana para cada valor de  $\xi_{dp}$ , la ecuación recomendada para prediseño de la sección, considerando una banda de confianza del 85%, toma, entonces, la forma siguiente (figura 3):

$$R_{u2\%} / H_s = 0,86 \xi_p^{0,54}$$



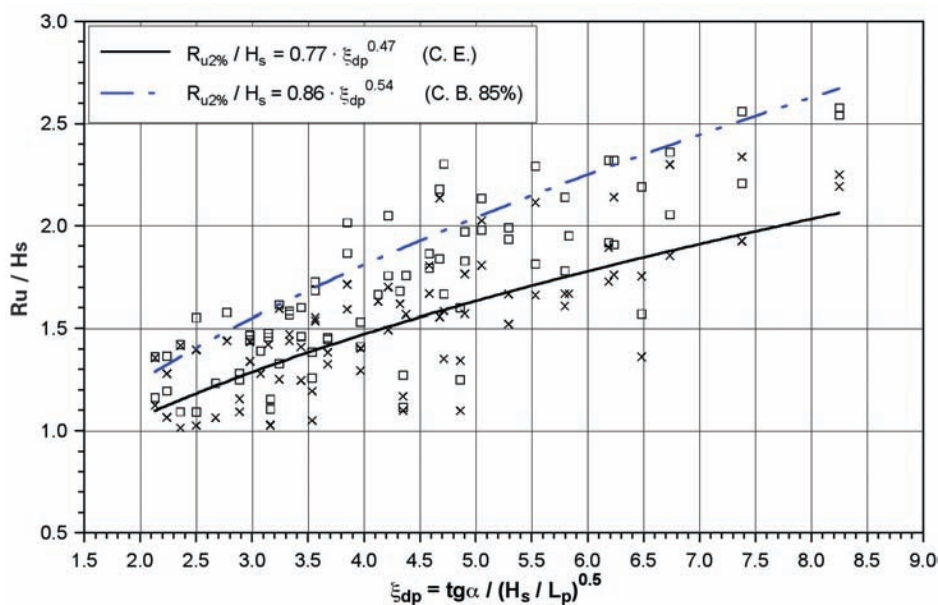


Figura 3. Remonte de la ola (run-up) por el talud del manto exterior del dique.

## Influencia del espaldón en la estabilidad de los elementos del manto exterior

Los ensayos se realizaron en las mismas condiciones que los de remonte de la ola, con la excepción del intervalo de variación de las alturas de ola, que en este caso, osciló entre  $H_s = 0,10 - 0,22$  m y que sólo se aplicaron a la sección de cubos perforados (P-CUBO) pero a dos secciones simultáneamente, por lo que el número total de ensayos fue de 84. Al ensayar dos secciones a la vez, bajo las mismas condiciones de oleaje, las desviaciones obtenidas en los resultados de las averías se deben a los diferentes procedimientos de colocación de los elementos.

Los daños se determinaron registrando los elementos desplazados mediante observaciones visuales durante los ensayos y utilizando, además, las fotografías tomadas al final de cada una de las series. Sólo se reconstruían las secciones al final de cada ensayo, por lo que el número de bloques desplazados registrados al final de cada serie corresponde al daño acumulado.

El criterio seguido para estimar el daño fue adoptado en función del nivel de degradación sufrido por el manto al final del ensayo.

- $N_o = 0,0$  (sin daño).
- $N_o = 0,5$  (inicio de averías).
- $N_o = 2,0$  (daño severo).
- $N_o = 5,0$  (fallo total).

donde,  $N_o$  representa el número de bloques desplazados de su posición inicial en una franja de ancho igual al lado equivalente del elemento.

Comparando los resultados obtenidos y teniendo en cuenta el número limitado de ensayos realizados con este parámetro no es posible extraer conclusiones muy generales sobre el efecto del espaldón en la estabilidad de los elementos P-CUBO del manto. Sí se puede observar, que en el caso de talud  $\text{cotg } \alpha = 1,5$ , la presencia del espaldón produce una mayor inestabilidad en los elementos del manto (figuras 4 y 5).

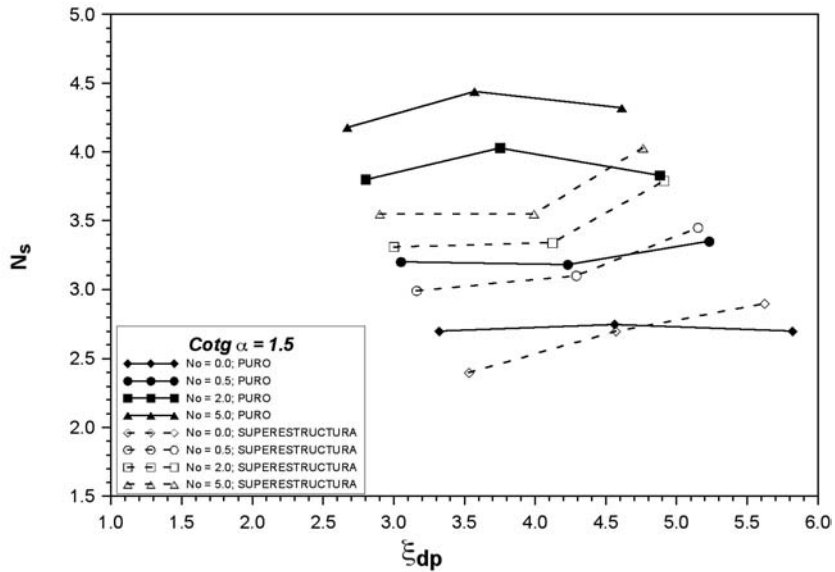


Figura 4. P-CUBO. Influencia del espaldón en la estabilidad. Cotg  $\alpha = 1,5$

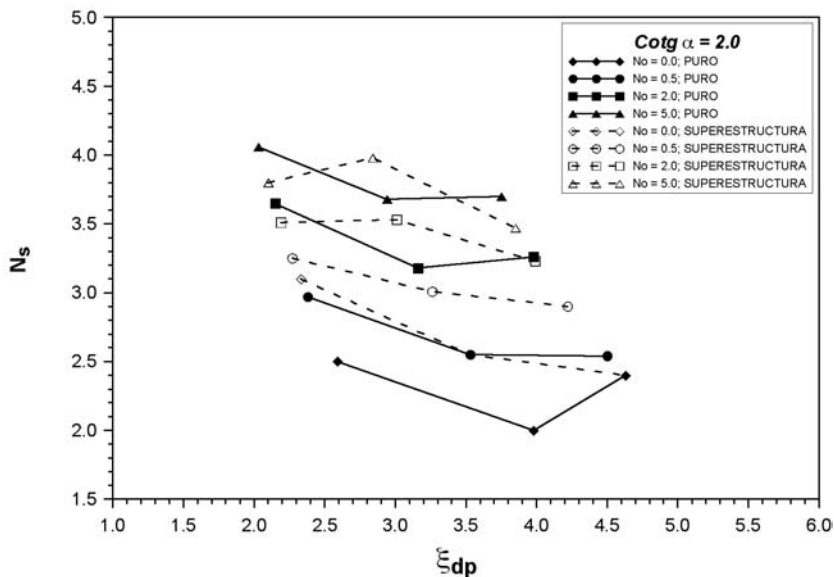


Figura 5. P-CUBO. Influencia del espaldón en la estabilidad. Cotg  $\alpha = 2,0$

Sin embargo, en ambos casos el nivel de fallo total de la sección se alcanza para valores bajos del número de estabilidad,  $N_s$ . Esto es debido a que la masa de agua reflejada por el paramento vertical del espaldón contribuye a acelerar la destrucción del manto una vez iniciado el proceso. Este hecho parece ser más evidente cuanto mayor es el ángulo del talud.

## Rebase

Los resultados obtenidos en los ensayos han permitido desarrollar una fórmula para evaluar la tasa de rebase en función de diversos parámetros relacionados con el diseño de secciones de diques rompeolas con espaldón y con el manto de protección constituido por elementos de escollera natural o bloques de hormigón de tipo masivo entre los que se encuentra, por ejemplo, el Antifer. Los principales parámetros que intervienen en el rebase son el remonte de la ola por el talud (run-up) que, a su vez, depende de la altura y el periodo del oleaje; la cota de coronación del espaldón; y la cota y anchura de la berma de coronación.

En las figuras 6 y 7 se representan los gráficos de ajuste obtenidos en los ensayos, que definen las ecuaciones para el cálculo del caudal de rebase en función de los parámetros con mayor influencia en el desarrollo del mismo, para los casos de manto exterior de bloques masivos o de escollera natural.

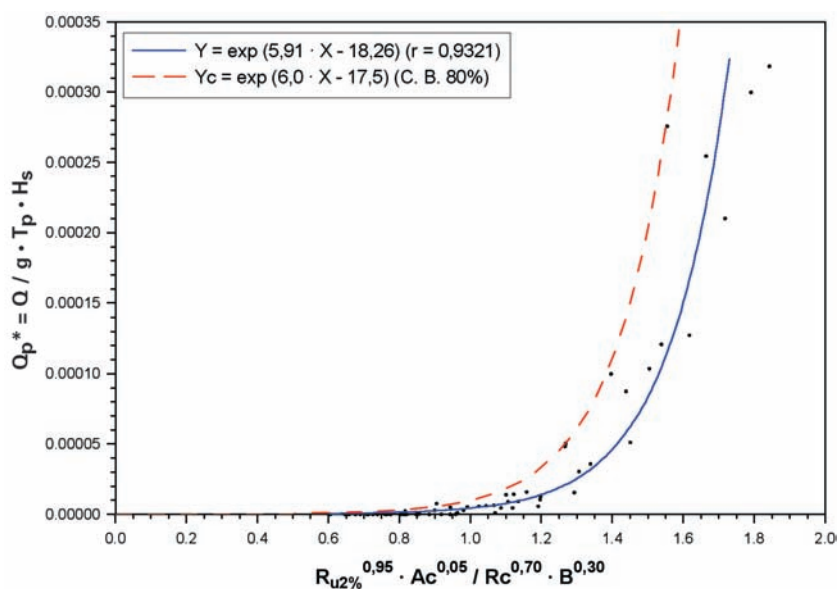


Figura 6. BLOQUES MASIVOS. Caudal adimensional en función de las principales variables que influyen en el rebase

La fórmula difiere según se trate de diques con manto exterior de bloques masivos o de escollera natural y sus expresiones son para cada caso y para un nivel de confianza del 80%:

- Bloques masivos:  $Q = g \cdot T_p \cdot H_s \cdot e^{(6,0 \cdot X - 17,5)}$  (B. C. 80%)

- Escollera:  $Q = g \cdot T_p \cdot H_s \cdot e^{(5,2 \cdot X - 17,8)}$  (B. C. 80%)

donde,  $X = R_{u2\%}^{0,95} \cdot Ac^{0,05} / Rc^{0,70} \cdot B^{0,30}$

y,  $R_{u2\%}$  = Ascenso de la ola por el talud superado por el 2% de las olas, en metros.

$Ac$  = Cota de la berma de coronación referida al nivel de agua considerado, en metros.

$Rc$  = Cota de coronación del espaldón referida a nivel de agua considerado, en metros.

$B$  = Anchura de la berma de coronación, en metros.

$g$  = Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>.

$T_p$  = Periodo de pico, en segundos.

$H_s$  = Altura de ola significativa, en metros.

Según las variables tenidas en cuenta en los ensayos, el rango de aplicación de la expresión anterior es el siguiente:

- $2,0 < \xi_{dp} < 8,5$
- $0,7 < H_s / Ac < 1,7$
- $1,0 < Rc / Ac < 3,1$
- $0,4 < Ac / B < 1,0$
- $\text{Cotg } \alpha = 1,5 - 2,0$

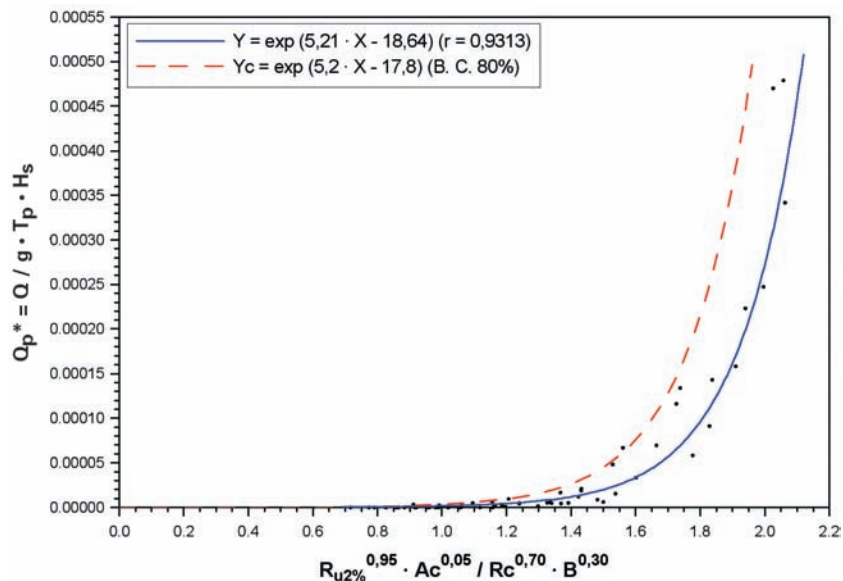


Figura 7. ESCOLLERA NATURAL. Caudal adimensional en función de las principales variables que influyen en el rebase

En la figura 8 se presenta un gráfico comparativo, según diversas las formulaciones del cálculo de la tasa de rebase sobre el espaldón propuestas por diversos investigadores, aplicadas al caso particular del dique de abrigo de la bocana norte del Puerto de Barcelona.

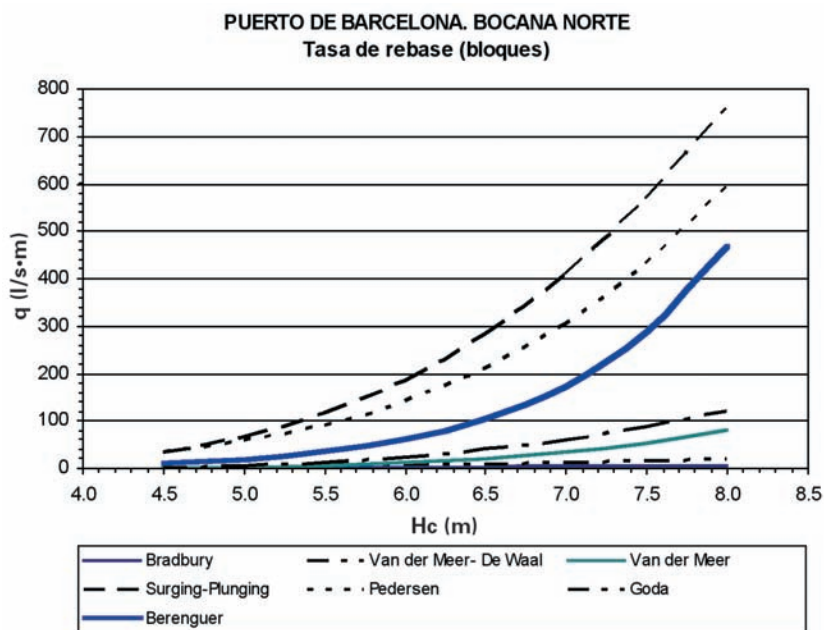


Figura 8. Evolución de la tasa de rebase según diversos autores.

## Estabilidad del espaldón

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de presiones, se pueden analizar los diagramas de presiones provocados por el impacto de las olas sobre el paramento vertical y la base del espaldón. Hay que tener en cuenta que la subpresión debida a un determinado impacto se produce con un cierto retraso respecto al instante en que dicho impacto actúa sobre el paramento vertical, por lo que estaremos del lado de la seguridad si admitimos la simultaneidad de ambas acciones. En la figura 9 se puede observar este hecho para un ensayo concreto, en el que la integración del máximo valor permite obtener el valor de las fuerzas máximas que actúan sobre el espaldón y que, para este mismo caso, se representan en la figura 10.

Estas acciones actuantes sobre el espaldón se pueden relacionar con diversos parámetros relativos al oleaje y a las características geométricas de la sección de ensayo. De esta manera, se pueden representar de forma gráfica los puntos que relacionan determinadas variables adimensionales y ajustar una función analítica que permita ser utilizada para el prediseño de los espaldones de los diques rompeolas.

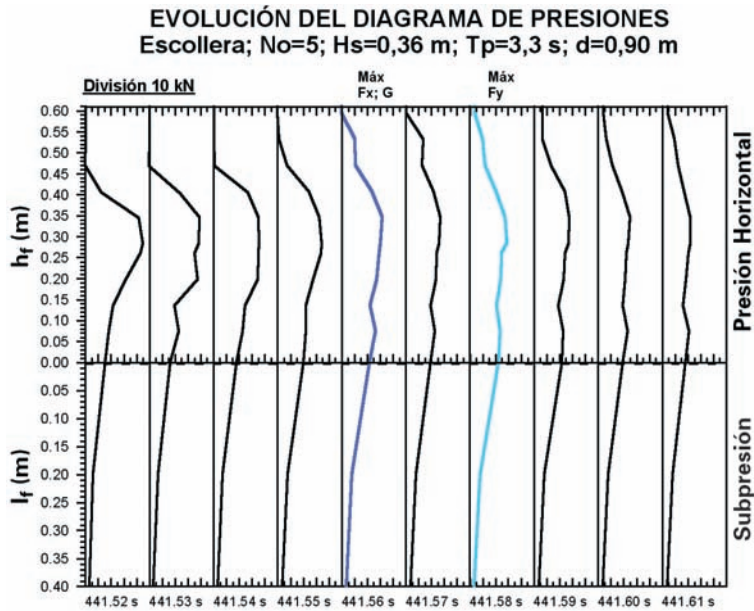


Figura 9. Diagrama de presiones horizontales y verticales en el caso del ensayo indicado.

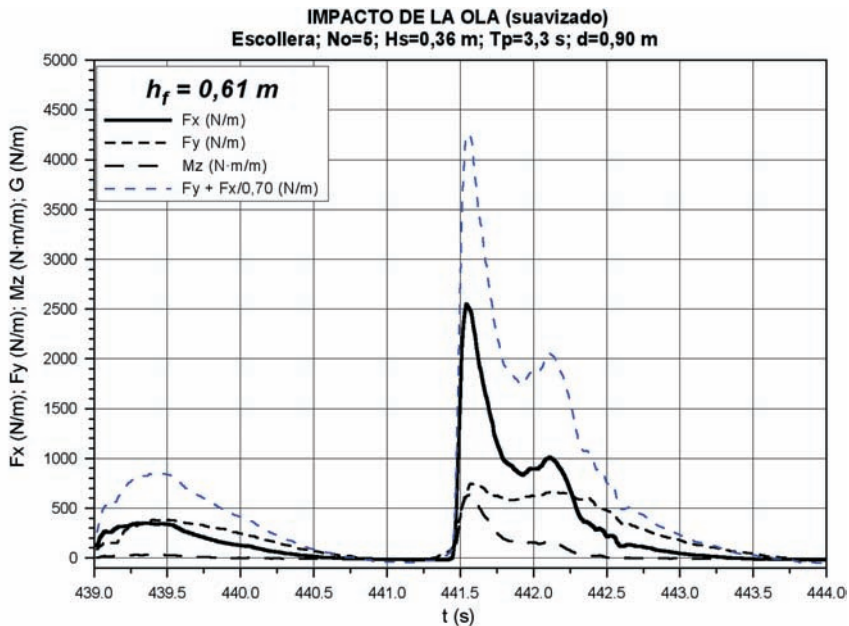


Figura 10. Valores de las acciones que actúan sobre el espaldón en el caso del ensayo indicado

En el presente estudio, el análisis de los resultados se ha llevado a cabo diferenciando diversos criterios de aplicación relativos al oleaje y a las características de los elementos que constituyen el manto de protección del dique, como son:

- $R_{u2\%} > R_c$  (rebases).
- $R_{u2\%} \leq R_c$  (no rebases).
- $\xi_{dp}^r \leq 3,25$ .
- $\xi_{dp}^r > 3,25$ .
- Rotura.
- No rotura.
- Bloques masivos.
- Escollera natural.

A modo ilustrativo, en las figuras 11, 12 y 13 se representan los ajustes para la estimación central de las relaciones entre las variables adimensionales que definen las ecuaciones para el cálculo de la fuerza horizontal, la fuerza vertical (subpresión) y el momento debido a la fuerza horizontal, para el caso particular de diques con bloques masivos en el manto exterior, en condiciones de no rotura del oleaje antes de abordar el dique y para un número de Iribarren,  $\xi_{dp} > 3,25$ .

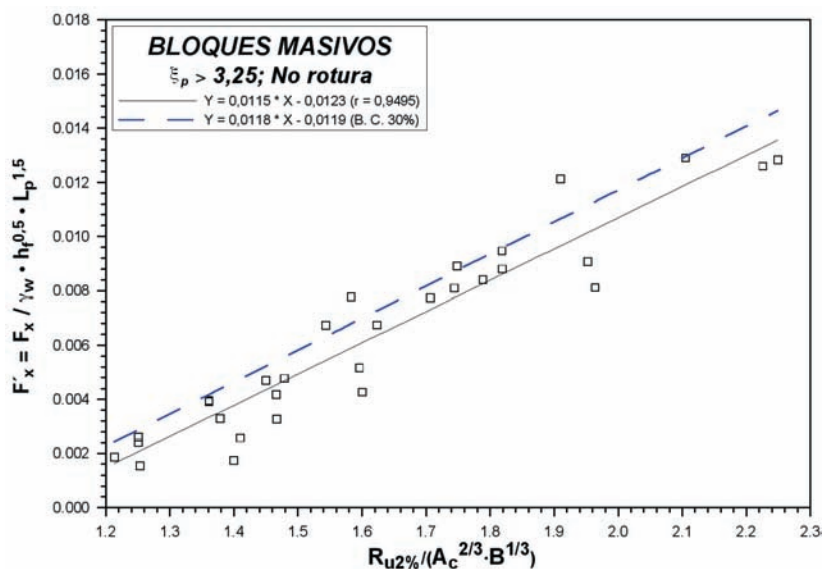


Figura 11. Fuerza Horizontal.

Las ecuaciones resultantes del estudio, útiles para el prediseño de los espaldones, son las siguientes:

### Fuerza horizontal

Si la lámina de agua supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} > R_c$$

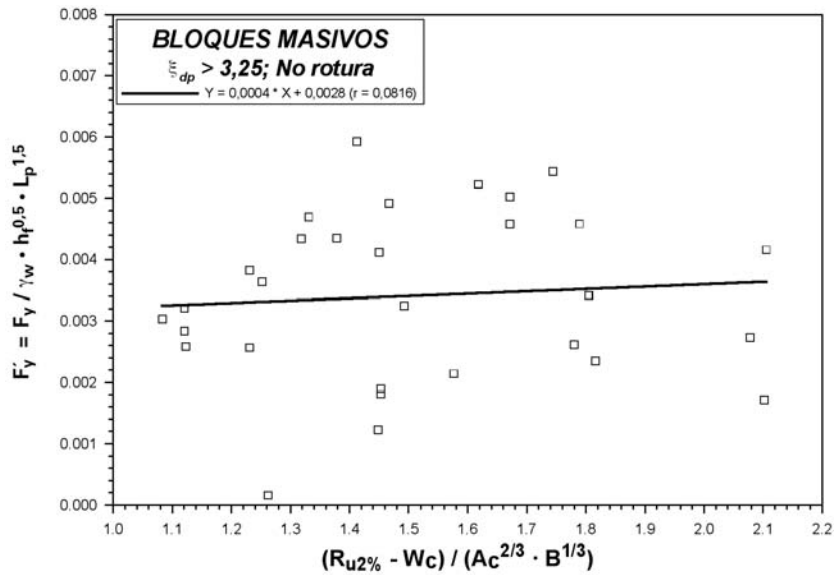


Figura 12. Fuerza vertical. Estimación central.

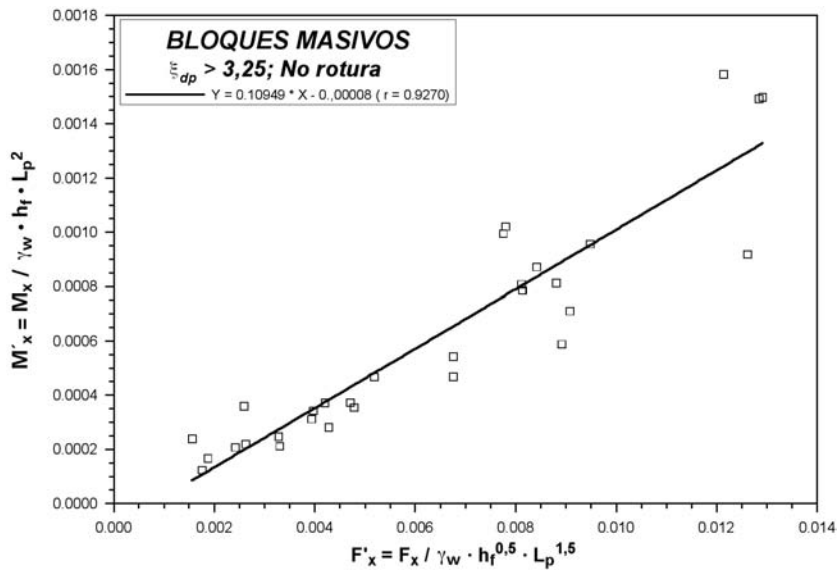


Figura 13. Momento debido a la fuerza horizontal.

entonces,

$$F_x = \gamma_w \cdot h_f^{0,5} \cdot L_p^{1,5} \cdot \left( a \cdot \frac{R_{u2\%}}{A_c^{2/3} \cdot B^{1/3}} + b \right)$$



Si la lámina de agua no supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} \leq R_c$$

entonces,

$$F_x = \gamma_w \cdot (R_{u2\%} - W_c)^{0,5} \cdot L_p^{1,5} \cdot \left( a \cdot \frac{R_{u2\%}}{A_c^{2/3} \cdot B^{1/3}} + b \right)$$

Los coeficientes a y b de las expresiones anteriores, para cada caso, vienen reflejados en la siguiente tabla:

Coeficiente	Bloques masivos				Escollera natural			
	No rotura		Rotura		No rotura		Rotura	
	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$
a	0,0121	0,0118	0,0100	0,0093	0,0118	0,0103	0,0114	0,0044
b	-0,0094	-0,0119	-0,0067	-0,0084	-0,0115	-0,0129	-0,0103	-0,0024

**Tabla 3. Fuerza Horizontal,  $F_x$**

### **Fuerza vertical (subpresión)**

#### **ESTIMACIÓN CENTRAL DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS**

Si la lámina de agua supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} > R_c$$

entonces,

$$F_y = \gamma_w \cdot h_f^{0,5} \cdot L_p^{1,5} \cdot \left( a \cdot \frac{R_{u2\%} - W_c}{A_c^{2/3} \cdot B^{1/3}} + b \right)$$

Si la lámina de agua no supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} \leq R_c$$

entonces,

$$F_y = \gamma_w \cdot (R_{u2\%} - W_c)^{0,5} \cdot L_p^{1,5} \cdot \left( a \cdot \frac{R_{u2\%} - W_c}{A_c^{2/3} \cdot B^{1/3}} + b \right)$$

Los coeficientes a y b de las expresiones anteriores, para cada caso, vienen reflejados en la siguiente tabla:

Coeficiente	Bloques masivos				Escollera natural			
	No rotura		Rotura		No rotura		Rotura	
	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$
a	0,0015	0,0004	0,0001	0,0014	0,0024	0,0014	0,0016	0,0001
b	0,0020	0,0028	0,0037	0,0017	0,0013	0,0012	0,0025	0,0034

**Tabla 4. Fuerza vertical (Subpresión),  $F_y$**

### TÉRMINO ADICIONAL

Si se considera un espaldón de base  $F$ , a la ley de presiones obtenida en los ensayos habrá que sumarle la fuerza resultante de la parte rayada (figura 14), cuyo valor en función de la longitud de onda a pie de dique es:

$$F'_y = \frac{-0,217 \cdot F + 0,022 \cdot L_p + 0,012 \cdot L_p \cdot (F - 0,043 \cdot L_p)}{2}$$

Por tanto la subpresión total será:

$$F_{yT} = F_y + F'_y = F_y + (0,017 \cdot L_p - 0,109 \cdot F) \cdot (F - 0,043 \cdot L_p)$$

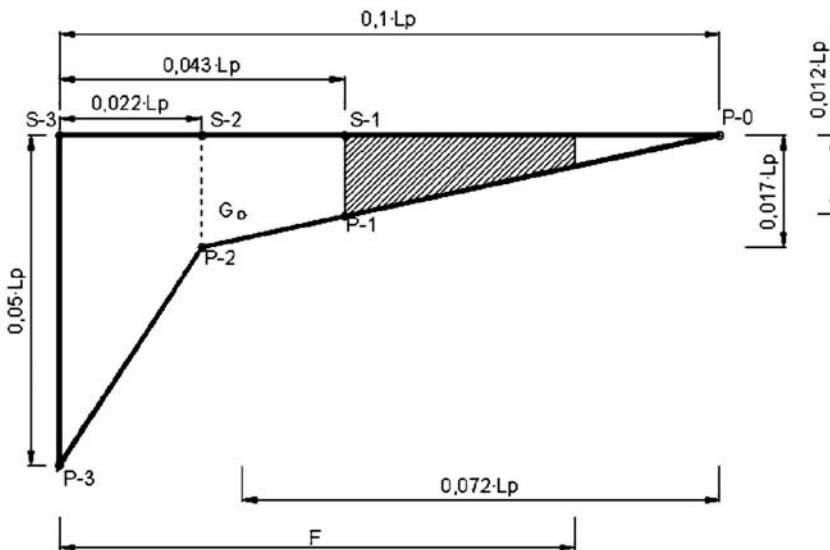


Figura 14. Espaldón de base  $F$

### Momento debido a la fuerza horizontal

Si la lámina de agua supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} > R_c$$

entonces,

$$M_x = \gamma_w \cdot h_f \cdot L_p^2 \cdot \left( a \cdot \frac{F_x}{\gamma_w \cdot h_f^{0,5} \cdot L_p^{1,5}} + b \right)$$

Si la lámina de agua no supera la coronación del espaldón, es decir, si se verifica la condición:

$$R_{u2\%} \leq R_c$$

entonces,

$$M_x = \gamma_w \cdot (R_{u2\%} - W_c) \cdot L_p^2 \cdot \left( a \cdot \frac{F_x}{\gamma_w \cdot (R_{u2\%} - W_c)^{0,5} \cdot L_p^{1,5}} + b \right)$$

Los coeficientes a y b de las expresiones anteriores, para cada caso, vienen reflejados en la siguiente tabla:

Coeficiente	Bloques masivos				Escollera natural			
	No rotura		Rotura		No rotura		Rotura	
	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$	$\xi_{dp} \leq 3,25$	$\xi_{dp} > 3,25$
a	0,113370	0,109490	0,119270	0,062150	0,123997	0,096651	0,121971	0,071884
b	0,000190	-0,000080	0,000040	0,000060	-0,000002	-0,000067	-0,000072	0,000008

**Tabla 5. Momento debido a la fuerza horizontal,  $F_x$**

### **Momento debido a la fuerza vertical (subpresión)**

El momento total será el debido a la fuerza  $F_y$  (estimación central) más el debido al término adicional (parte rayada de la figura 14), es decir:

$$M_{yT} = F_y \cdot \left( F - \frac{5}{12} \cdot 0,043 \cdot L_p \right) + (F_{yT} - F_y) \cdot \left( \frac{1}{3} \right) \left( \frac{0,046 \cdot L_p - 0,217 \cdot F}{0,034 \cdot L_p - 0,217 \cdot F} \right) \cdot (F - 0,043 \cdot L_p) =$$

$$F_y \cdot (F - 0,018 \cdot L_p) + (F_{yT} - F_y) \cdot \left( \frac{0,046 \cdot L_p - 0,217 \cdot F}{0,102 \cdot L_p - 0,651 \cdot F} \right) \cdot (F - 0,043 \cdot L_p)$$

El momento máximo se produce para  $F = 0,1 \cdot L_p$ :

$$M_{m\acute{a}x} = 0,0375 \cdot L_p \cdot F_{yT} + 0,0445 \cdot L_p \cdot F_y$$

La fórmula es válida siempre que se verifique la relación:

$$0,027 \cdot L_p \leq F \leq 0,1 \cdot L_p$$

Si el manto exterior está conformado por bloques, el run-up correspondiente al ascenso de la lámina de agua superado por el 2% de las olas,  $R_{u2\%}$ , se obtiene a partir de la expresión:

$$R_{u2\%} = 0,86 \cdot \xi_{dp}^{0,54} \cdot H_s \cdot \gamma_\theta$$

Se ha tenido en cuenta la oblicuidad del oleaje incidente, con el criterio de De Waal, cuyo factor de oblicuidad,  $\gamma_\theta$ , toma las expresiones siguientes según el tipo de oleaje:

- Oleaje de cresta corta ( $T_p \leq 7$  s):

$$\gamma_\theta = 1 - 0,0022 \cdot \theta$$

- Oleaje de cresta larga ( $T_p > 7$  s):

$$\gamma_\theta = 1 + 0,0004 \cdot \theta - 0,0001 \cdot \theta^2$$

Los parámetros que intervienen en las expresiones anteriores son:

- $F_x$  = Fuerza horizontal ejercida por el oleaje sobre el espaldón, en t/m.
- $F_{yT}$  = Fuerza vertical (subpresión) ejercida por el oleaje sobre el espaldón, en t/m.
- $M_x$  = Momento debido a la fuerza horizontal ejercida por el oleaje sobre el espaldón, en t/m.
- $M_y$  = Momento debido a la fuerza vertical ejercida por el oleaje sobre la base del espaldón, en t/m.
- $\gamma_w$  = Peso específico del agua del mar, en t/m<sup>3</sup>.
- $R_{u2\%}$  = Ascenso de la lámina de agua superado por el 2% de las olas, en m.
- $W_c$  = Cota de cimentación del espaldón referida al nivel del mar considerado, en m.
- $R_c$  = Cota de coronación del espaldón referida al nivel del mar considerado, en m.
- $L_p$  = Longitud de onda a pie de dique referida al periodo de pico, en m.
- $A_c$  = Cota de la berma de coronación referida al nivel del mar considerado, en m.
- $B$  = Anchura de la berma de coronación, en m.
- $h_f$  = Altura del espaldón, en m.
- $\xi_{dp}$  = Número de Iribarren referido a  $L_p$ .
- $\text{tg } \alpha$  = Tangente del ángulo del talud del manto exterior con la horizontal.
- $H_s$  = Altura de ola significativa, en m.
- $\theta$  = Ángulo de incidencia del oleaje, en grados sexagesimales.

En el caso de que el manto exterior esté constituido por escollera, el run-up se ha calculado con el criterio de Van der Meer, para un nivel de excedencia del 2%, cuyas expresiones son las siguientes:

$$\text{si } \xi_m < 1,5$$

$$R_{u2\%} = 0,96 \cdot \xi_m \cdot H_s$$

si  $\xi_m \geq 1,5$

$$R_{u2\%} = 1,17 \cdot \xi_m^{0,46} \cdot H_s$$

con la condición de que, en todo caso, se verifica:

$$R_{u2\%} < 1,97 \cdot H_s$$

$\xi_m$  = Número de Iribarren referido a la longitud de onda referida al periodo medio,  $L_m$ .

## CALIBRACIÓN DE LAS FÓRMULAS

Para verificar el grado de fiabilidad de los resultados obtenidos mediante la aplicación de las fórmulas de prediseño de los espaldones, se ha realizado un estudio paramétrico teniendo en cuenta el comportamiento de 201 diques rompeolas con espaldón existentes en la costa española y cuyas características permiten la aplicación de la formulación desarrollada.

Con objeto de disponer de una referencia válida acerca del comportamiento de cada espaldón, se ha realizado un estudio previo de las características de los temporales máximos que han soportado a lo largo de su vida útil.

Se han utilizado los regímenes extremales de la red española REMRO para estimar la máxima altura de ola y el periodo asociado a que ha estado sometido cada dique. Obviamente, durante este proceso de estimación del oleaje real máximo al que han estado sometidos los diferentes diques durante su vida de servicio se han tenido que establecer diversas hipótesis simplificadoras (dirección de incidencia, coeficientes de refracción-difracción, limitación por rotura, etc.). No obstante, considerando de forma global los casos se estima que la representación del conjunto es válida para establecer un análisis de calibración.

La distribución de los diques analizados, en función de la tipología del manto de protección y su situación geográfica según cuatro sectores costeros, es la siguiente:

- Manto exterior con bloques masivos de hormigón: 70 casos
  - Costa Norte y Galicia: 30
  - Costa Suratlántica: 10
  - Islas Canarias: 11
  - Costa Mediterránea: 19
- Manto exterior con escollera natural: 131 casos
  - Costa Norte y Galicia: 32
  - Costa Suratlántica: 5
  - Islas Canarias: 13
  - Costa Mediterránea: 81

Se puede constatar que, en la mayoría de los casos, produce un buen acuerdo entre los resultados obtenidos mediante la aplicación de las fórmulas para los temporales máximos a que han estado sometidos y el comportamiento frente a la estabilidad mostrado por los espaldones de los diques analizados.

En las figuras 15 y 16 se muestran dos ejemplos de casos particulares en los que se puede comprobar este hecho.

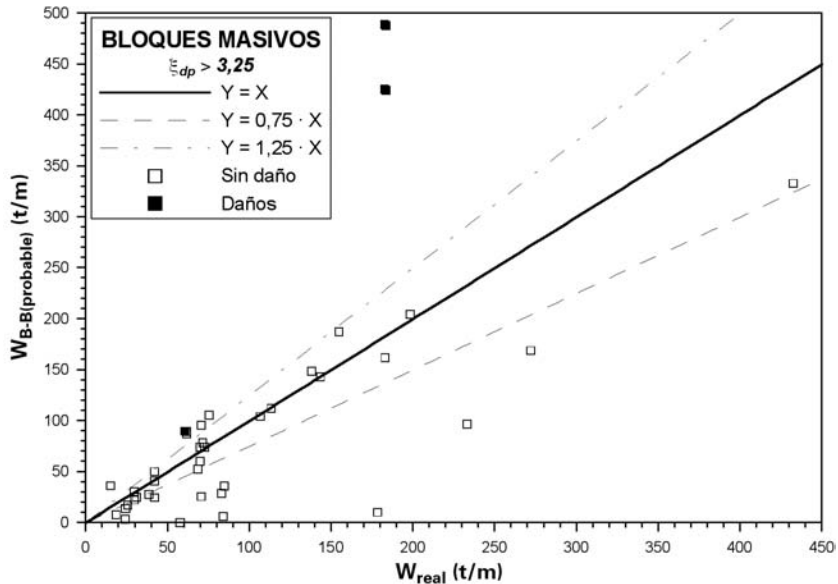


Figura 15. Relación entre el peso obtenido mediante las fórmulas, a deslizamiento estricto, y el peso real de los espaldones de los diques con bloques masivos en el manto exterior.

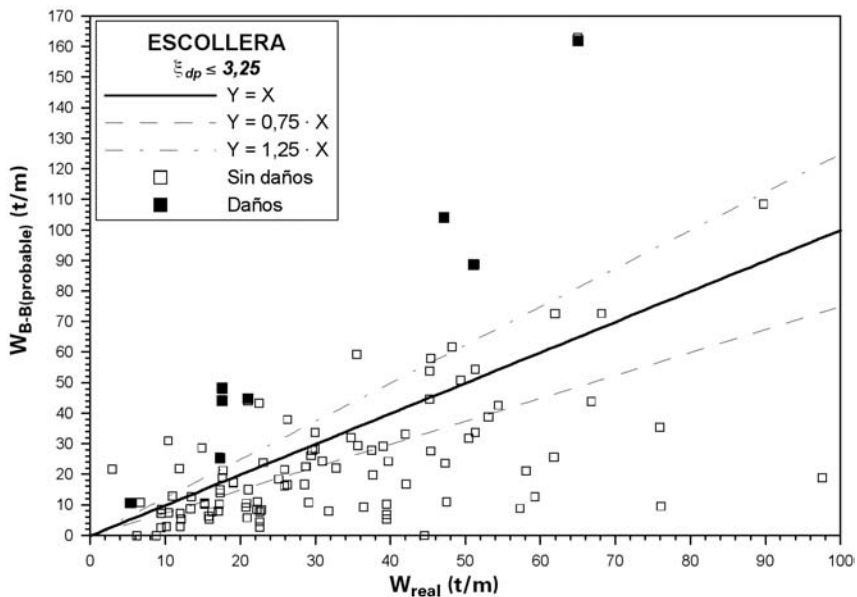


Figura 16. Relación entre el peso obtenido mediante las fórmulas, a deslizamiento estricto, y el peso real de los espaldones de los diques con escollera en el manto exterior.

## CONCLUSIONES

Como resumen de la ponencia presentada se pueden compendiar las siguientes conclusiones:

1. Se ha llevado a cabo un extenso programa de ensayos en modelo reducido con el objetivo de mejorar el conocimiento actual del comportamiento hidráulico y de la estabilidad de los diques rompeolas con espaldón en su coronación.
2. Con base en los resultados de los diferentes grupos de ensayos experimentales llevados a cabo se han obtenido y se presentan nuevas formulaciones para estimar el remonte (run-up) del oleaje sobre los diques con manto de bloques cúbicos, la tasa de rebase (overtopping) sobre ellos y, por otra parte, las fuerzas verticales, horizontales y momentos actuantes sobre la estructura del espaldón.
3. Las formulaciones para el cálculo de estabilidad de los espaldones desarrolladas a partir de los ensayos indicados han sido calibradas analizando los datos obtenidos de un estudio paramétrico y un estudio de comportamiento real sobre un total de 201 diques rompeolas con espaldón existentes en la costa española.
4. Las formulaciones desarrolladas pueden ser constituir bases de cálculo adecuadas para el dimensionamiento de diques en talud cuya configuración entre en el rango de aplicación de los ensayos experimentales en los que se han basado. En cualquier caso, se deben tener presente los factores singulares que concurren en cada proyecto y proceder a los ensayos específicos oportunos para definir el diseño final.

## AGRADECIMIENTOS

Los estudios experimentales descritos han sido desarrollados por los autores en el Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX).

## PRINCIPALES REFERENCIAS

- JENSEN, O.J.: A Monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute.
- PEDERSEN, J.; BURCHARTH, H.: Wave forces on crown walls. ICCE 92. Venice. Italy.
- HAMILTON, D.; HALL, K.: A study of the stability of rubblemound breakwater parapet structures. ICCE 92. Venice. Italy.
- MARTIN, F. L.: Wave induced flux on rubble mound layers. A new method for the calculation of the forces acting on the wave screen. Project MAS3-CT950041.
- BERENQUER, J. M<sup>a</sup>. y BAONZA, A. (1996): Hollowed Cube Research. Final proceedings of Rubble Mound Breakwater Failure Modes. Proyecto MAST, MAS2-CT92-0042.
- BERENQUER, J. M. y BAONZA, A.: Experimental research on hollowed cubes for breakwater protection. Coastal Structures 99. Santander. Spain.

# PROCESOS COSNTRUCTIVOS DE DIQUES EN TALUD EN GRAN PROFUNDIDAD: EL DIQUE DE ABRIGO DE PUNTA LANGOSTEIRA



**Fernando Noya Arquero<sup>1</sup>, Enrique Maciñeira Alonso<sup>1</sup>,  
Pedro Canalejo Rodríguez<sup>2</sup>, Pedro Canalejo Marcos<sup>2</sup>  
y Pablo Molinero Guillen<sup>3</sup>**

## INTRODUCCIÓN

En el momento presente en España y desde hace casi una década se producen una serie de circunstancias coincidentes:

- Crecimiento de los tráficos portuarios.
- Escasez de espacios terrestres y marítimos para la ampliación de los puertos de mayores crecimientos.
- Escasez de espacios litorales en las proximidades comerciales con condiciones de calado y posibilidad fácil de generación de aguas abrigadas.
- Tendencia de la construcción naval internacional, siguiendo las pautas de transporte marítimo, hacia la generación de buques de mayores dimensiones especialmente en los portagraneles y portacontenedores, uniéndose así a la estabilizada flota de los superpetroleros para transporte de crudo de petróleo.

Toda esta serie de factores ha obligado a las Autoridades Portuarias a buscar emplazamientos de mayor riesgo y a veces de mayor impacto para poder solventar sus necesidades de desarrollo. Buen ejemplo de estas situaciones lo constituyen las iniciativas de Cartagena, Barcelona, Coruña, Gijón, Tenerife ,etc.

Las circunstancias de riesgo y dificultad de estos proyectos en nuevos emplazamientos son de diferente tipología:

- Meteorológico-marinas (Coruña, Gijón, Tenerife).
- Topobatimétricas (Cartagena, Coruña, Gijón, etc).

---

<sup>1</sup> Autoridad Portuaria de A Coruña.

<sup>2</sup> ALATEC.

<sup>3</sup> Dragados.



- Naturaleza de los fondos (Barcelona).
- Aprovisionamiento de materiales (Cartagena, Barcelona, Gijón).

Estas circunstancias obligan a dedicar en la fase de proyecto una parte fundamental del esfuerzo del proyectista al análisis de la viabilidad técnico-económica de la construcción, profundizando seriamente en el condicionamiento de las soluciones a adoptar a causa de las metodologías constructivas viables y los equipos disponibles en el mercado de las obras marítimas.

Generalmente las mayores dificultades a abordar suelen derivarse de la ejecución de las “obras de abrigo” es decir de aquellas infraestructuras portuarias responsables de habilitar, con el adecuado grado de seguridad, un espacio protegido para el desarrollo de la futura industria portuaria.

En la presente ponencia se abordará el caso particular del proyecto del Dique de Abrigo del nuevo puerto exterior de La Coruña en Punta Langosteira desarrollado por iniciativa de la A. Portuaria de A Coruña, proyectado por ALATEC y actualmente en construcción por la U.T.E. compuesta por DRAGADOS, SATO y COPASA. Dicha ponencia se estructurará en dos capítulos que expondrán los contenidos que seguidamente se describen:

- I. El análisis del Proceso Constructivo en la fase de proyecto.
- II. La Propuesta de construcción del Contratista de las Obras.

## EL ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LA FASE DE PROYECTO

### General

La llamada “Costa de la Muerte” se caracteriza por sufrir probablemente las condiciones más duras del mundo desde el punto de vista de clima marítimo tanto en el Régimen Extremal como en el Régimen Medio de Oleaje. No obstante no es esta la única dificultad que las condiciones del emplazamiento de Punta Langosteira congregan para llevar a cabo las obras de construcción del dique de abrigo. En una revisión básica de los condicionantes principales del emplazamiento podríamos citar:

- Condiciones meteorológico-marinas.
- Condiciones topobatimétricas:
  - Calados entre 12 m. y 40 m.
  - Abundancia de puntas batimétricas de roca.
- Condiciones geológico-geotécnicas:
  - Suelos rocosos con recubrimientos de estratos arenosos de escasa potencia.
- Alejamiento de puestos próximos para su utilización como albergue de equipos marítimos, implantación de áreas de prefabricación, operaciones de carga/descarga de materiales, etc.
- Ausencia de adecuados accesos terrestres.
- Ausencia de explanadas para implantaciones de instalaciones tales como acopios, prefabricaciones, instalaciones auxiliares, etc.
- Canteras ocupando las futuras explanadas portuarias.

## Descripción general de la obra

Se trata de un dique de abrigo en talud con espaldón, de 3.400 m de longitud, que discurre a profundidades variables que alcanzan los 40 m, y que se remata por un morro vertical de 144 m de largo, formado por 5 cajones prefabricados de 29 m de puntal cimentados a la cota  $-24,0$  m.

La sección tipo del dique esta compuesta por un núcleo de todo uno protegido por mantos de escolleras y bloques, con inclinaciones 2H:1V en talud exterior y 1.5H:1V en el talud interior.

En los **primeros 690 m desde el arranque**, en los que la profundidad máxima alcanza los 10 m, la coronación del talud exterior de bloques se sitúa a la cota  $+14,7$  m, y la del espaldón a la cota  $+19,0$  m.

El talud exterior se protege mediante dos capas de filtro a base de escolleras de 0,5 t y 5 t respectivamente, y un manto principal de bloques cúbicos de hormigón de 70 t.

El talud interior, se protege mediante una capa de filtro de escollera de 0,5 t y un manto de escollera de 5 t cuya coronación se sitúa a la cota  $+9,0$  m.

La sección transversal del espaldón queda definida por un muro rectangular de 11 m de base y 15 m de altura, cimentado a la cota  $+6,0$  m, al que se adosa un camino de rodadura a la cota  $+9,0$  m, de 11 m de anchura, constituido por una losa de hormigón de 3 m de espesor.

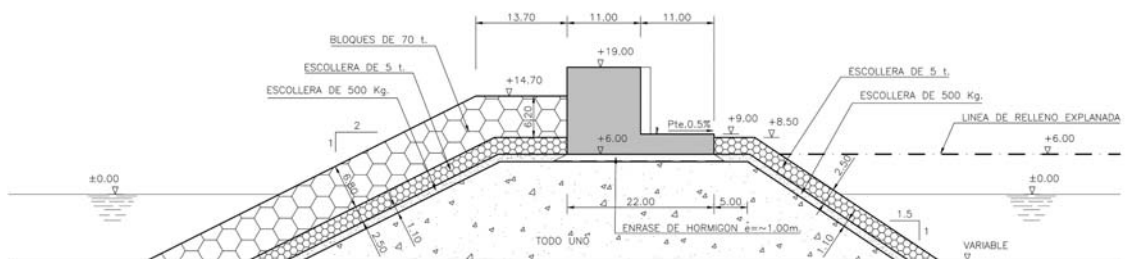


Figura 1. Sección Tipo Tramo de Arranque.

En el **tramo principal del dique**, en el que se alcanzan profundidades superiores a los 40 m, tanto la coronación del talud exterior de bloques, como la del espaldón, se sitúan a la cota  $+25,0$  m.

El talud exterior queda protegido mediante dos capas de filtro a base de escollera de 1 t y bloques cúbicos de hormigón de 15 t respectivamente, y un manto principal de bloques cúbicos de hormigón de 150 t.

En el tramo en el que queda parcialmente cubierto por las explanadas portuarias, el talud interior se protege mediante una capa de filtro de escollera de 0,5 t y un manto

de escollera de 5 t cuya coronación se sitúa a la cota +12,5 m, mientras que en el tramo expuesto, el manto de escollera de 5 t se sustituye, entre las cotas -7 m y +10 m, por una capa de bloques cúbicos de 50 t colocados a modo de adoquinado, que viene a morir a esa cota contra la base de la losa del espaldón.

La sección transversal del espaldón queda definida por un muro rectangular de 10 m de base y 15 m de altura, cimentado a la cota +10,0 m, al que se adosa un camino de rodadura a la cota +13,0 m, de 12 m de anchura, constituido por una losa de hormigón de 3,0 m de espesor.

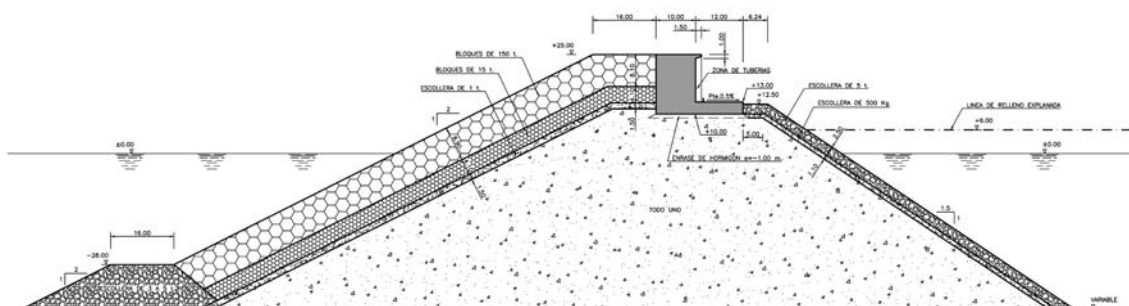


Figura 2. Sección Tipo Tramo Principal.

La **transición** entre ambas secciones tipo se desarrolla en una longitud de 200 m, a lo largo de la cual se va modificando progresivamente la geometría de la sección y los mantos de escolleras y bloques.

## Análisis de los Procesos Constructivos y Planificación de las obras

Durante la fase de Proyecto se adoptó como iniciativa del proyectista, con autorización del cliente y previamente a profundizar en el estudio de los procesos constructivos, mantener una serie de secciones de trabajo con los principales contratistas españoles de obra marítima con el fin de recabar su opinión acerca de la viabilidad de la construcción del proyecto en función del estado del arte de la tecnología de ejecución de las obras marítimas en el ámbito internacional. Resultado de las mismas fue la conclusión unánime de que, si bien el proyecto suponía un indudable reto constructivo dadas sus características, la construcción era absolutamente viable.

Alcanzada dicha convicción, ALATEC estructuró el análisis del proceso constructivo como seguidamente se describe:

- **Análisis de los elementos que condicionan y/o determinan la ejecución de la construcción:**
  - Clima meteorológico-marino.
  - Explotación de Canteras.
  - Accesibilidad terrestre al emplazamiento de las obras.

- Proximidad de puertos de auxilio para apoyar las operaciones de equipos marítimos.
- Limitaciones meteorológico-marinas que condicionan el uso de los equipos flotantes.
- Efectuados concienzudamente los estudios descritos **se procedió a establecer una Planificación general conceptual de las obras** sin definir en este primer paso la cronología de las mismas.  
El esquema constructivo se planificó conforme al desarrollo de las siguientes actividades principales:
  - Habilitación de accesos provisionales y movilización del Contratista.
  - Accesos para apertura de canteras y arranque de explotación de canteras.
  - Planta de Prefabricación de bloques de hormigón.
  - Construcción del Puerto Auxiliar.
  - Construcción del Tramo de Arranque del Dique de Abrigo.
  - Construcción del Tramo principal del Dique de Abrigo.
  - Fabricación de cajones de Morro y Martillo del Dique de Abrigo.
- Definida esa planificación de las obras se procedió a **analizar pormenorizadamente todos aquellos procesos que por su naturaleza, complejidad y/o trascendencia en la programación implicaban la utilización de medios excepcionales en su desarrollo:**
  - Accesos.
  - Explotación de Canteras.
  - Construcción del Puerto Auxiliar.
  - Ejecución del Tramo de arranque del dique.
  - Ejecución del 1º Tramo del cuerpo principal del dique.
  - Ejecución del 2º Tramo del cuerpo principal.
  - Construcción del Morro.
  - Construcción del Martillo.

### ***Accesos y Explotación de Canteras***

El primer paso del proceso de análisis de esta parte de las obras consistió en definir la configuración geométrica tanto de las dos canteras seleccionadas como las de sus accesos

El segundo paso corresponde a establecer las necesidades de materiales para la 1º fase de ejecución de las obras, consistente en la construcción del puerto auxiliar. Esta primera fase corresponde a la explotación de la Cantera “A” que se ubica en la península de Punta Langosteira. (fig nº 3)

Los pasos sucesivos de explotación de la cantera “A” y de la cantera “B”, ubicada al este de la posición del nuevo puerto, corresponden a atender las necesidades de las siguientes fases de ejecución:

**2ª Fase:** Construcción del tramo de arranque del dique abrigo de 687m de longitud y una parte del tramo de transición con el cuerpo principal de 125m de longitud.

**3ª Fase:** Corresponde a la ejecución por medios marítimos y terrestres del resto del tramo de transición y el primer tramo del dique del cuerpo principal. Desde los 812 m. de longitud hasta los 1.287 m. (fig nº 5)

**4ª Fase:** Ejecución por medios terrestres y marítimos del 2º tramo del cuerpo principal del dique de abrigo entre los 1.287 m. y los 1.787 m. (fig n° 6)

**5ª Fase:** Ejecución entre los 1.787 m. y los 2.287 m. a profundidad media de 35 m. (fig n° 7)

**6ª Fase:** Ejecución del último tramo del dique de abrigo hasta el morro. (fig n° 7)

**7ª Fase:** Fabricación de Cajones y Ejecución del Morro y Martillo hasta completar el dique de abrigo.

### ***Construcción del Puerto auxiliar***

La construcción del Puerto Auxiliar se planificó como primera fase de ejecución de las obras. Se analizaron las necesidades de materiales para dicha construcción y se previó que la misma se ejecutara exclusivamente por medios terrestres. (fig n° 5)

### ***Construcción del Dique de Abrigo hasta el morro y Construcción de Morro y Martillo***

Dicha construcción se proyectó con los siguientes criterios:

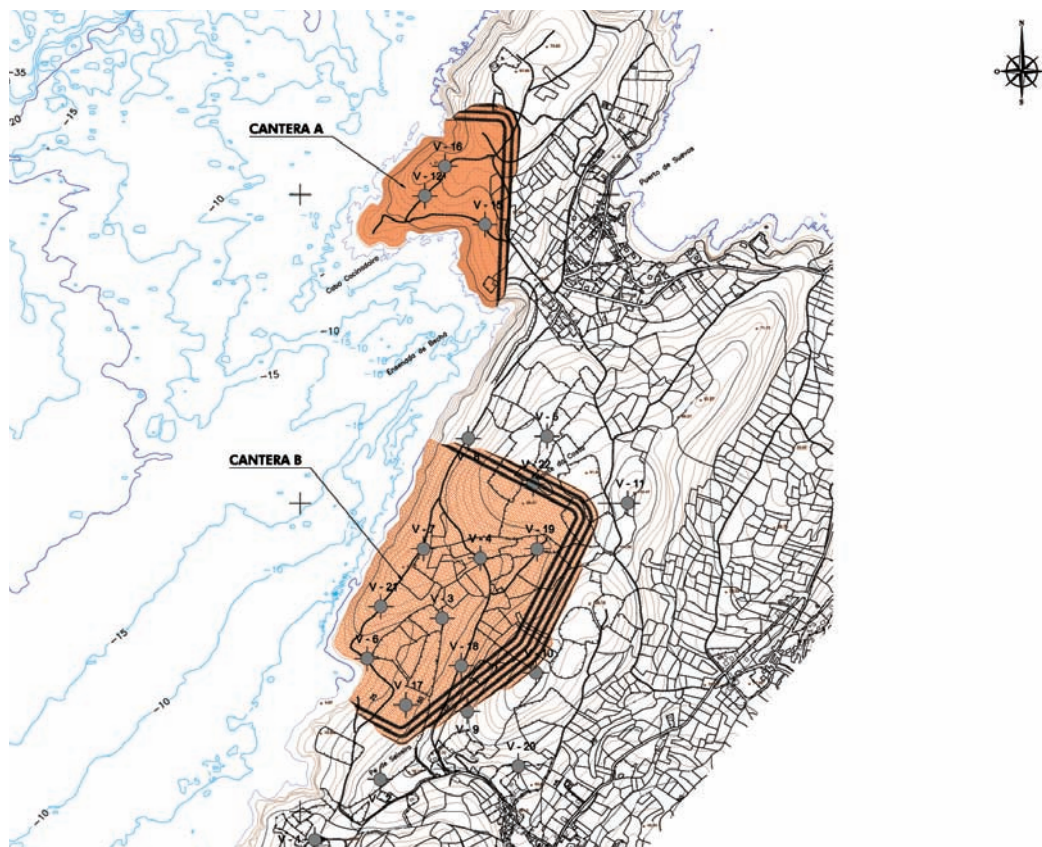


Figura 3.

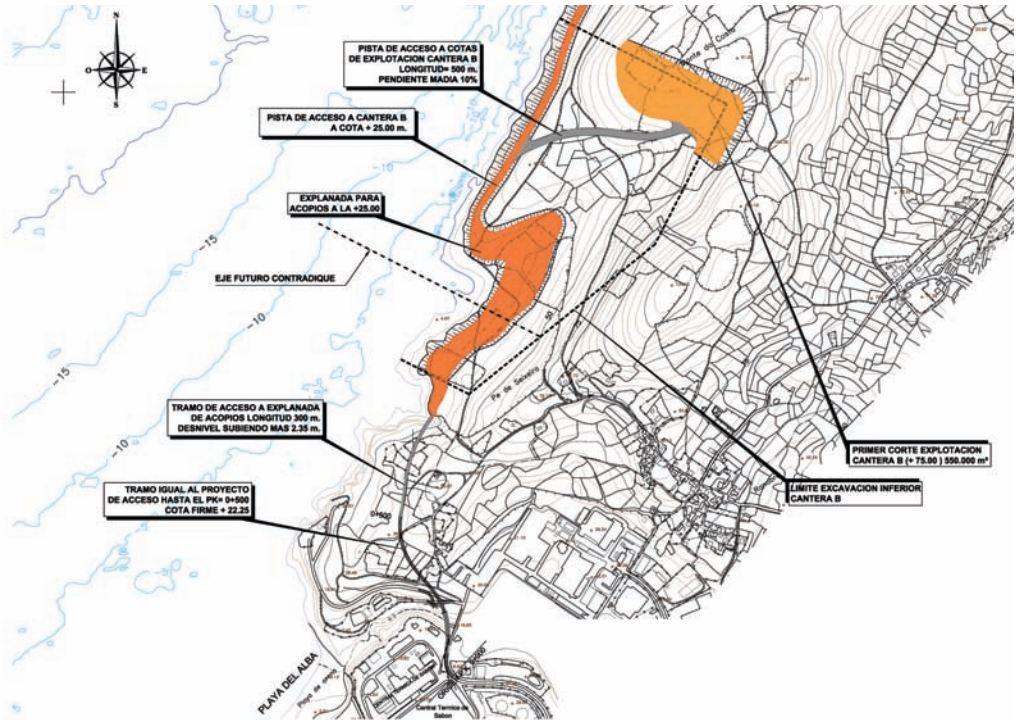


Figura 4.

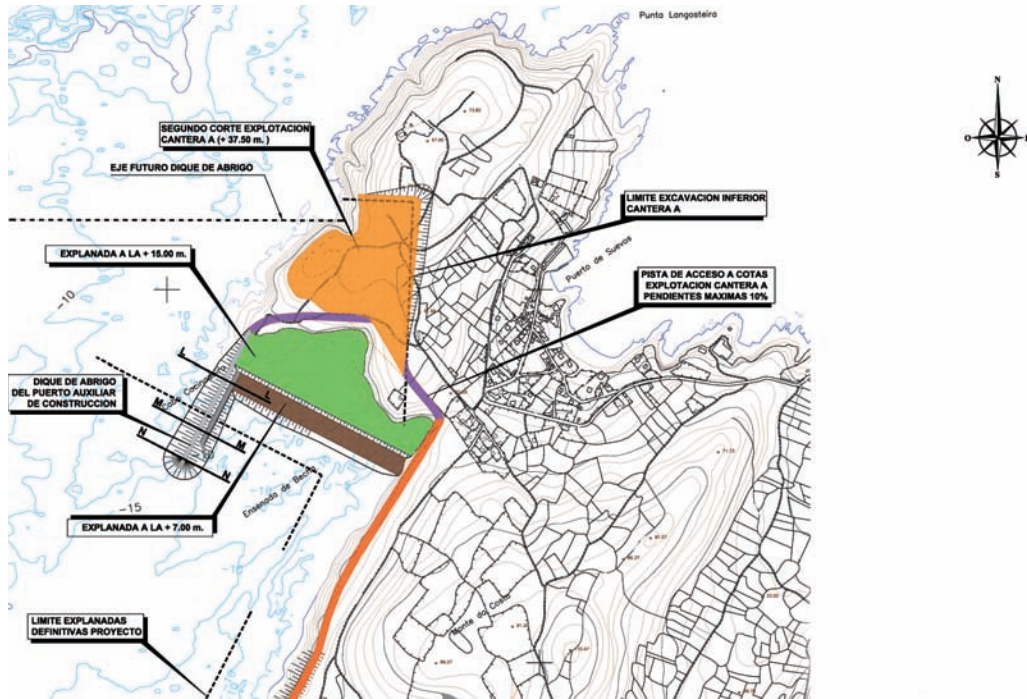


Figura 5.

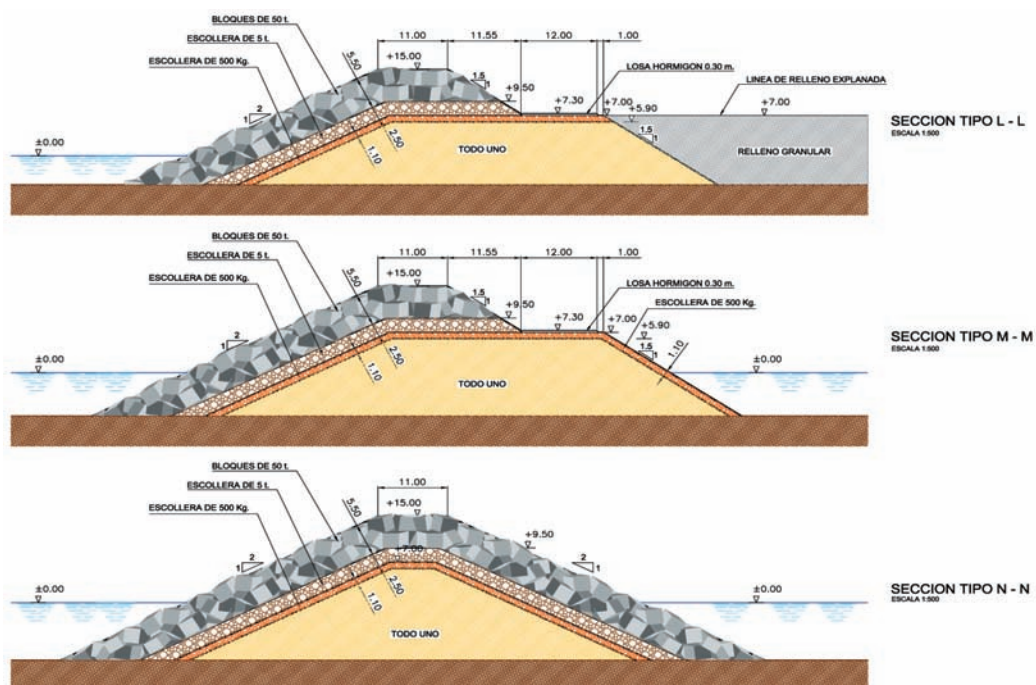


Figura 6.

Tramo	Medios Principales a utilizar	Método de colocación	Limitaciones climatológicas
0-812 m	Terrestres <ul style="list-style-type: none"> <li>• 12 Dumpers de 50 t</li> <li>• 2 Bulldozer de 200 cv</li> <li>• 2 Grúas de 100 t</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vertido directo</li> <li>• Colocación con bandeja</li> <li>• Colocación con bloques de 70t. con Grúa</li> </ul>	Construcción entre abril y agosto Ejecución de morro de invernada $H_s \leq 1,5$ m (63% tiempo) Cota de trabajo $> + 5.00$ m Velocidad de viento $\leq 6$ m/s
812 m – 1287 m y Resto de Tramos hasta el Morro (Ligeras variaciones de detalle en resto de tramos)	Terrestre <ul style="list-style-type: none"> <li>• 2 Dumpers de 50 t</li> <li>• 1 Grúa auxiliar de 100 t</li> <li>• 1 Grúa DEMAG cc 6400</li> </ul> Marítimo <ul style="list-style-type: none"> <li>• 4 Gangiles de apertura por fondo (60 m de L, 10 m "B" y 3,5 m "D")</li> <li>• 1 Plataforma flotante <math>L \geq 75</math> m; <math>B \geq 30</math> m; <math>D \geq 6</math> m con grúa DEMAGCC 2000 con ringer</li> <li>• 1 Remolcador de <math>\geq 2500</math> cv</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vertido directo por fondo con los gangüiles</li> <li>• Escolleras y bloques de 50 tns</li> <li>• Colocación de bloque 150 t con guía terrestre</li> <li>• Colocación de bloques de 150 tm con Grúa flotante</li> </ul>	Construcción entre marzo y septiembre (ambos inclusive) Ejecución de morros de invernada $H_s \leq 2$ m - Equipo flotante Velocidad de viento $\leq 5$ m/s- Idem Plataforma de trabajo + 1600 m Límites operacionales para grúa de tierra : $H_s \leq 6$ m; $V_v \leq 6$ m/s; $H_s \leq 1,5$ m; $V_v \leq 6$ m/s
MORRO Y MARTILLO	Gangüiles de vertido fondo Trompas para ejecución de enracas Plataforma flotante Remolcadores para transporte	Vertido por fondo de escolleras y bloques de 50t Colocación de bloques de 150t por mar Transporte y fondeo de cajones con remolcadores	Colocación entre abril y julio

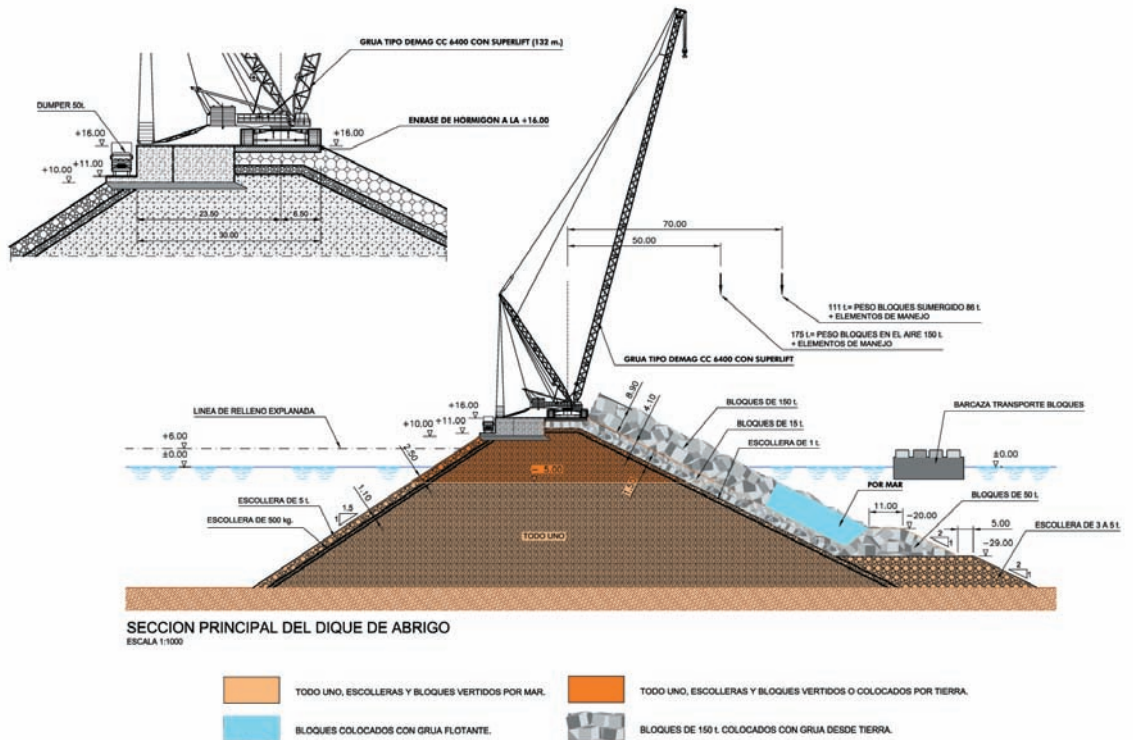
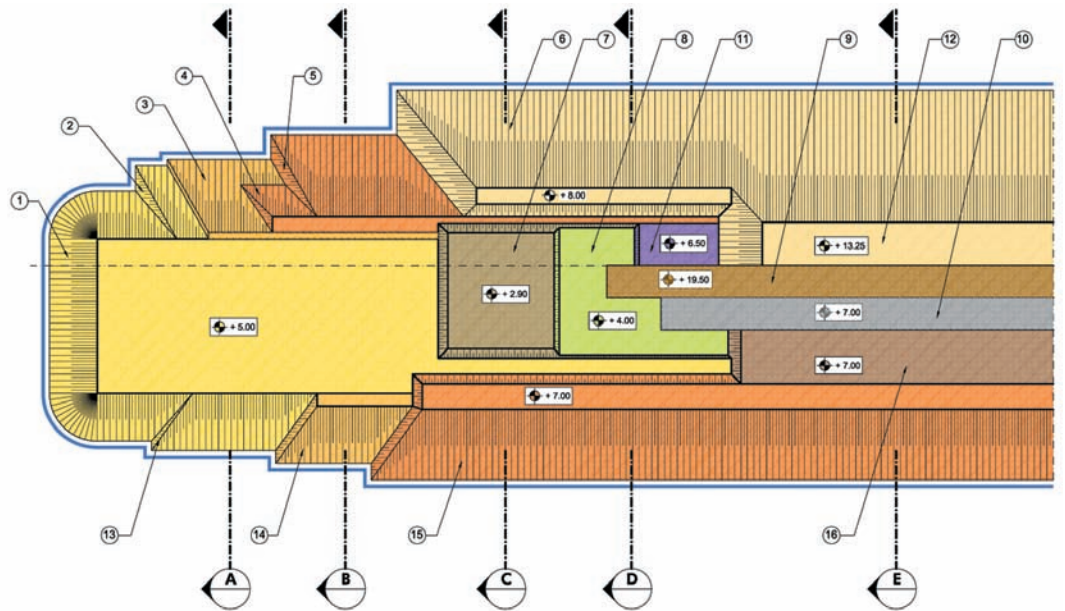


Figura 7.

## Principales magnitudes del Dique de Abrigo

● M <sup>3</sup> de "todo uno" de cantera .....	12.132.428 m <sup>3</sup>
● Tns de escollera clasificada de 200 kg .....	15.850 tns
● Tns de escollera clasificada de 500 kg .....	564.600 tns
● Tns de escollera clasificada de 1000 kg .....	811.875 tns
● Tns de escollera clasificada de 3 - 5 tns .....	2.104.054 tns
● Tns de escollera clasificada de 5 tns .....	977.324 tns
● Uds. de Bloques de 50 tns .....	6.693 uds
● Uds. de Bloques entre 10 t y 25 tns .....	89.875 uds
● Uds. de Bloques entre 25 t -75 tns .....	19.423 uds
● Uds. de Bloques de 75 t -150 tns .....	21.042 uds
● Uds. de Cajones paralelepípedicos celulares de hormigón armado ..	22uds
● M <sup>3</sup> de Relleno granular en celdas de cajones .....	253.707 m <sup>3</sup>
● M <sup>3</sup> de Hormigón en masa en fabricación de espaldones .....	687.830 m <sup>3</sup>
● M <sup>3</sup> de Hormigón en masa en fabricación de bloques .....	2.496.026 m <sup>3</sup>
● M <sup>3</sup> de Hormigón para armar en fabricación de Cajones .....	92.128 m <sup>3</sup>
● Kgs. de Acero para armar .....	12.899.417 kg



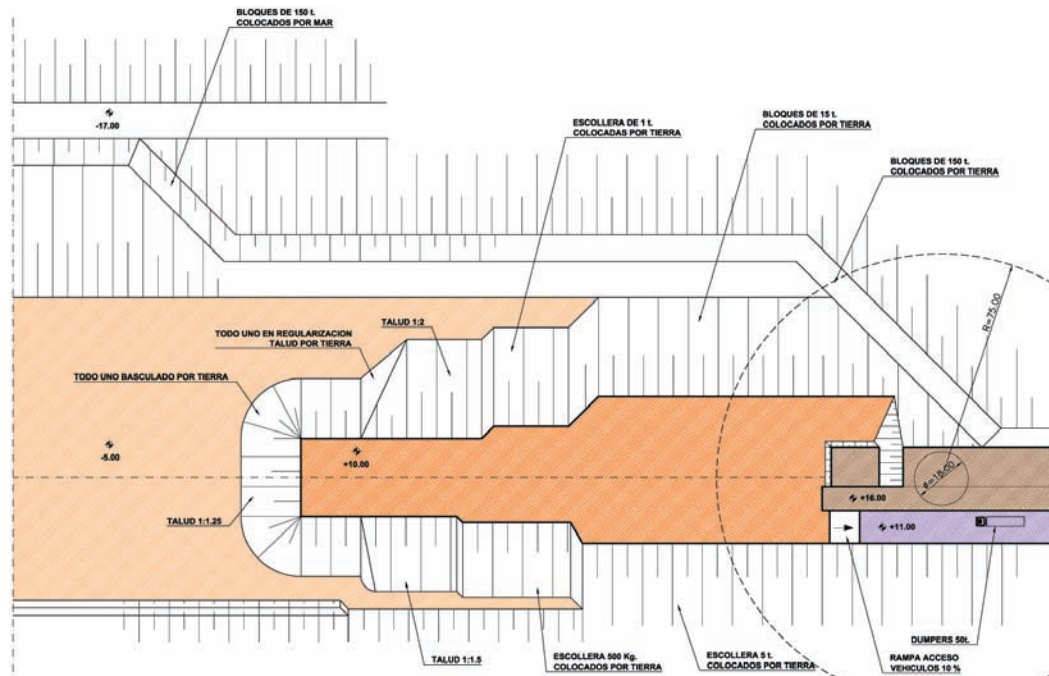


PLANTA AVANCE PRIMER TRAMO DIQUE DE ABRIGO  
ESCALA 1:1000

**NOTA**

- |   |   |   |  |
|---|---|---|--|
| 1.- TODO UNO BASCULADO                  | 5.- ESCOLLERA COLOCADA 5 L CON GRUA         | 9.- HORMIGON EN MASA A LA +19.50 m.       | 13.- TODO UNO COLOCADO CON GRUA          |
| 2.- TODO UNO COLOCADO CON GRUA          | 6.- BLOQUES DE 70 L COLOCADOS CON GRUA      | 10.- HORMIGON EN MASA A LA +7.00 m.       | 14.- ESCOLLERA 500 kg. COLOCADA CON GRUA |
| 3.- ESCOLLERA 500 kg. COLOCADO CON GRUA | 7.- EXCAVACION EN TODO UNO HASTA +2.90 m.   | 11.- TERMINACION COLOCACION ESCOLLERA 5 L | 15.- ESCOLLERA 5 L COLOCADA CON GRUA     |
| 4.- ESCOLLERA 5 L BASCULADA             | 8.- ESCOLLERA 500 kg. VERTIDA A LA +4.00 m. | 12.- TERMINACION COLOCACION BLOQUES 70 L  | 16.- ESCOLLERA 500 kg. BASCULADA         |

Figura 8.



PLANTA ESQUEMATICA DEL AVANCE CONSTRUCTIVO DEL DIQUE  
ESCALA 1:500

Figura 9.

### Rendimientos considerados para los principales equipos de Construcción

- Dumper de 50 t ..... 900 tns/h
- Colocación de Materiales en bandeja de grúa terrestre ..... 450 tns/h
- Colocación de bloques de 50 tns con Grúa Terrestre de 100 tns ..... 10 bloques/hora
- Capacidad operativa de ganguiles de vertido fondo (días útiles) .... 12.000 tns/día
- Vestido de bloques de 50 tns con ganguiles(días útiles) ..... 154 bloques/día
- Colocación de bloques de 150 tns con Plataforma flotante y Grúa DEMAG CC 2000 con ringer (días útiles) ..... 9 bloques/día
- Colocación por tierra de bloques de 150 tns con Grúa DEMAG CC-6400 con pluma de 132 m ..... 2 bloques/hora
- Cajonero ..... 3 cajones/mes

### Operatividad de los medios de construcción

Para la determinación de la operatividad se llevó a cabo un exhaustivo análisis de los regímenes medios meteorológicos y marinos. En función de los resultados de los estudios llevados a cabo y la definición de los límites operativos de los equipos se determinaran las siguientes operatividades:

Meses	Equipos		
	Ganguiles	Plataforma libre	Grúa Demag CC-6400
Enero	7	6	0
Febrero	8	7	0
Marzo	12	11	21
Abril	10	9	22
Mayo	18	17	22
Junio	21	19	22
Julio	23	21	23
Agosto	23	21	23
Septiembre	19	19	23
Octubre	15	12	22
Noviembre	9	8	0
Diciembre	10	9	0
<b>Total</b>	<b>175</b>	<b>159</b>	<b>178</b>

*Nº de días operativos*

### Conclusiones

Las conclusiones fundamentales que pudieron establecerse, deducidas de los estudios llevados a cabo, fueron las siguientes:

- A. La baja operatividad obtenida para los diferentes medios principales de construcción entre los meses de:

(Octubre - Noviembre) y (Febrero - Marzo)

junto con la severidad de las condiciones climatológico-marinas para estos meses aconsejaban establecer una parada invernal, de duración diferente según los tajos de obra, y la previsión de “cierres de internada” para proteger las obras ejecutadas en cada campaña.

- B. Recomendar el diseño de los “cierres de internada” citados y llevar a cabo ensayos en modelo físico de cada uno de ellos para optimizar su dimensionamiento y verificar su eficacia.
- C. Recomendar la construcción de dique de abrigo por medios terrestres y medios marítimos si bien se indicaba la procedencia de investigar la viabilidad tecnológica de desarrollar equipos terrestres que condujeran a minimizar el uso de los medios flotantes fundamentalmente en colocación de bloques de 150 tns.
- D. La realización de las obras consumiría un plazo estimado de 89 meses de acuerdo con la planificación realizada y que resumidamente se presenta a continuación:

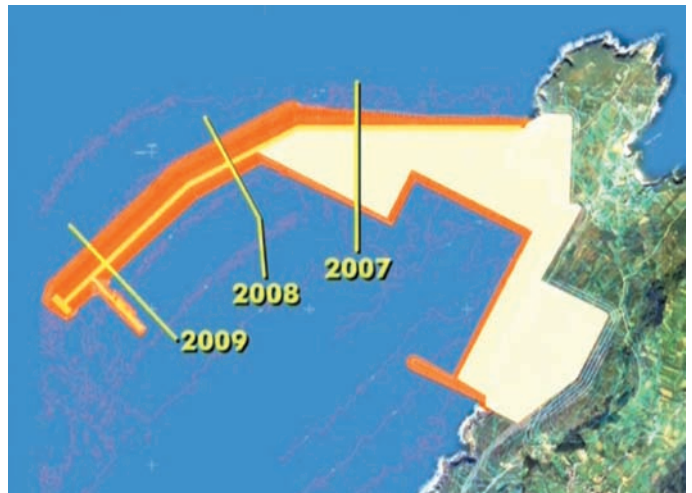


## PROPUESTA DE CONSTRUCCIÓN

### Organización General de las Obras

La construcción del dique se pre-  
vió en noviembre de 2006 con los  
trabajos correspondientes a la Sec-  
ción de Avance 1 (sección sumergi-  
da coronada a la -20 m), para fina-  
lizar en noviembre de 2010 al cerrar  
el tronco contra el morro previa-  
mente ejecutado.

La Sección de Avance 1 se ejecuta  
de forma continua desde el inicio,  
hasta octubre de 2009, trabajándo-  
se los días en que las condiciones  
climáticas lo permitan.



El resto del tronco avanza a sección completa durante las 4 campañas de “verano”  
consideradas en la programación de las Obras, manteniendo el desfase mínimo  
necesario entre las diferentes unidades, como para que puedan trabajar los equipos,  
y dando lugar a los correspondientes 3 morros provisionales que protegerán el  
tramo construido durante las paradas invernales (noviembre a febrero), que son reti-  
rados al inicio de la campaña de verano siguiente.

La programación básica de las obras se refleja en el diagrama siguiente:

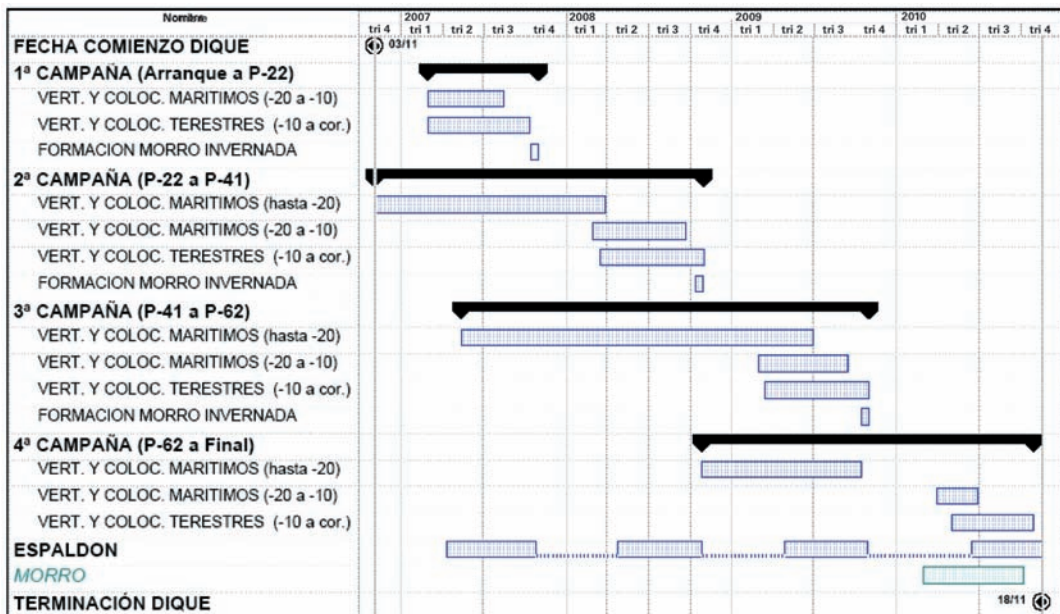


Figura 11. Oferta de Construcción. Programación Básica de las Obras.

## Puerto Auxiliar

La construcción del Puerto Auxiliar se previó iniciar en marzo de 2005, previa ejecución del parque provisional de bloques, para finalizar en junio de 2006 en un plazo aproximado de 15 meses.

Se plantean las obras necesarias para conseguir una superficie suficiente de explanada de 17.8 Ha y línea de muelle para el atraque de 3 gánguiles y 1 pontona.

La construcción se lleva a cabo exclusivamente con medios terrestres, en un plazo aproximado de 15 meses, siendo necesario contar durante los primeros meses, con el suministro de materiales procedentes de canteras externas, al no contarse todavía con aporte de materiales de las canteras de obra.

La programación básica de las obras se refleja el diagrama siguiente:

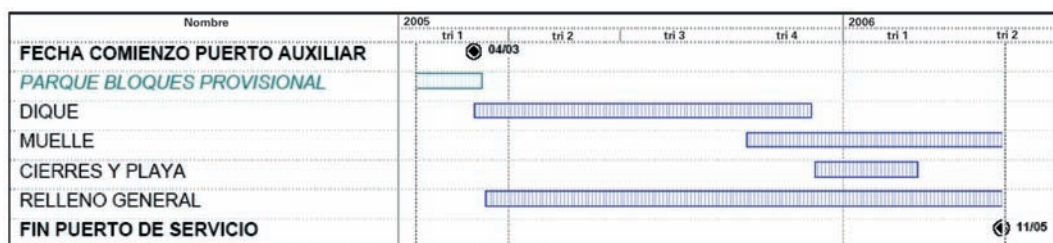


Figura 12. Oferta de Contrucción. Programación de Ejecución del Puerto Auxiliar.

### Sección de Avance 1. Vertido Marítimo bajo la cota -20 m

Esta sección corresponde a la parte del tronco del dique situada por debajo de la cota -20 m, y se ejecuta íntegramente por medios marítimos trabajando durante todo el año, los días en que las condiciones climáticas lo permitan.

El proceso constructivo propuesto para su ejecución se resume a continuación:

- Se avanza en primer lugar con dos motas de contención formadas por escollera vertida de 1 t en los bordes de la sección de todo uno hasta la cota -29 m.
- A continuación, se vierte el todo uno entre ambas motas, quedando este, 2.5 m por debajo de la coronación de las mismas.
- Posteriormente, se vierte la escollera de la berma inferior, de 3 a 5 t, hasta la misma cota (coronación de la berma).
- Entre las cotas -29 m y -20 m se repite el proceso anterior, vertiendo dos motas de escollera de 1 t en los extremos de la sección y el todo uno entre ambas.
- Tanto en el avance a la -29 m como a la -20 m, se vierte la escollera de protección de 5 t del talud interior, sobre la escollera de 1 t.
- Para terminar, se colocan los bloques de 150 t de la parte inferior del manto principal del dique hasta la cota -20 m.

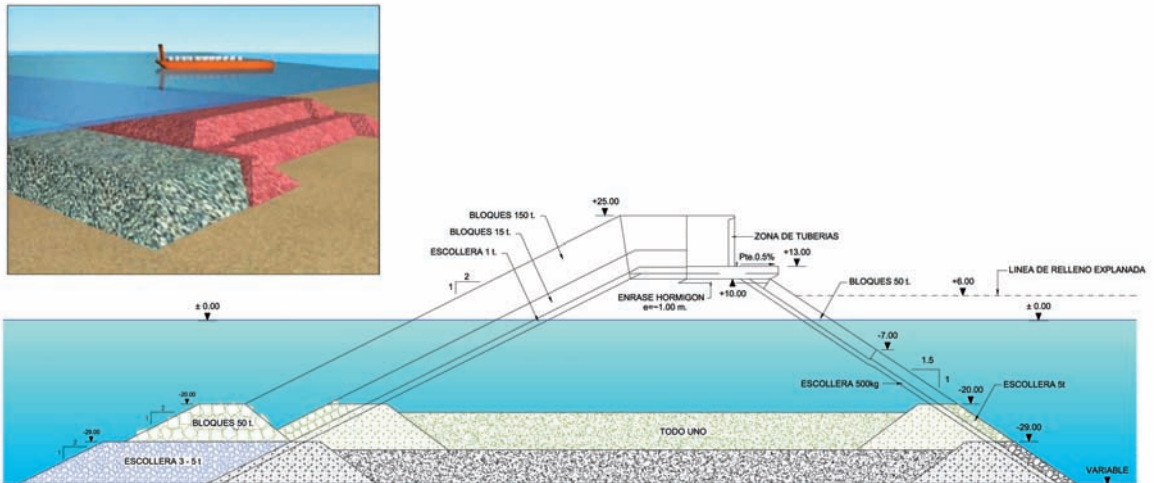


Figura 13. Oferta de Construcción. Sección de Avance 1.

Esta sección fue ensayada en Modelo Físico en el Laboratorio del INHA de ensayo.

## Sección de Avance 2. Vertido Marítimo entre cotas -20 m y -10 m

Esta sección corresponde a la parte del tronco situada entre las cotas -20 m y -10 m, y se ejecuta por medios marítimos trabajando únicamente durante la temporada denominada de “verano” (marzo a septiembre). El proceso constructivo propuesto resulta análogo al de la sección anterior, avanzando con dos motas de contención formadas por escollera vertida de 1 t en los bordes de la sección de todo uno hasta la cota -10 m, y vertiendo el todo uno entre ambas motas hasta la cota -12.5 m, el cual se protege en este caso con escollera de 500 Kg.

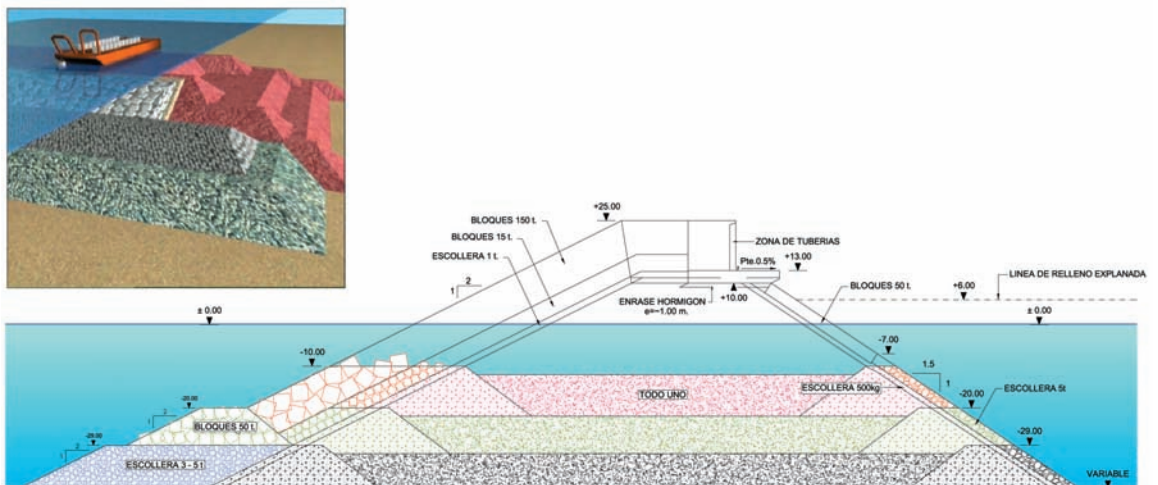


Figura 14. Oferta de Construcción. Sección de Avance 2.

Posteriormente, se vierten los bloques de 15 t de la capa de filtro del talud exterior y la escollera de 5 t del talud interior, y se colocan los bloques de 150 t del talud exterior, hasta la cota  $-10$  m.

Esta sección fue ensayada en Modelo Físico 2D en el Laboratorio del INHA, tanto con los bloques de 150 t del talud exterior, como sin ellos, mostrando en ambos casos resultados aceptables para las condiciones de ensayo consideradas.

### Sección de Avance 3. Vertido Marítimo de todo uno entre $-10$ m y $-4$ m

Esta sección corresponde al vertido marítimo de todo uno del núcleo del Dique entre las cotas  $-10$  m y  $-4$  m, y se ejecuta únicamente durante la temporada denominada de "verano" (marzo a septiembre).

A partir de la cota  $-10$  m ya no se ejecutan las motas de cierre laterales debido al mínimo desfase con la siguiente fase.

### Sección de Avance 4. Trabajos terrestres entre cotas $-10$ m y $+10$ m

Esta sección corresponde al vertido directo de todo uno desde la cota  $-4$  m hasta coronación del núcleo, y a la colocación terrestre de escolleras y bloques entre las cotas  $-10$  m y  $+10$  m, y se ejecuta únicamente durante la temporada denominada de "verano" (marzo a septiembre).

La grúa propuesta para la colocación de escolleras se ubica a la cota  $+10$  m (coronación del núcleo), con un mínimo desfase sobre el vertido directo.

La grúa propuesta para la colocación de bloques de 15 t avanza asimismo sobre la cota  $+10$  m, colocando los bloques por parejas.

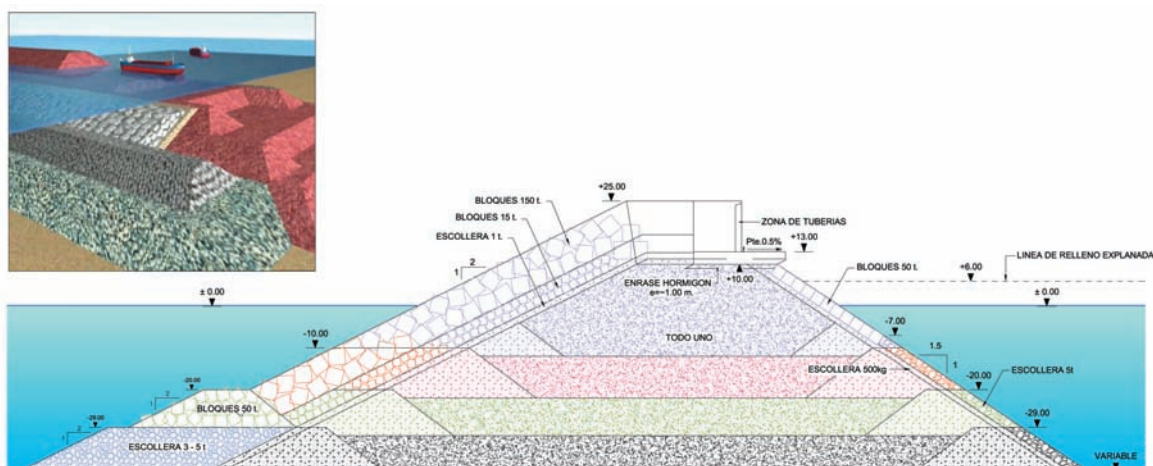


Figura 15. Oferta de Contrucción. Sección de Avance 4.

La grúa propuesta para la colocación de los bloques de 50 t del talud interior, y de 70 t y 150 t del talud exterior avanza a la cota +11.3 m, sobre una losa provisional de hormigón en masa, de 1.3 m de espesor. Dicha losa queda como definitiva para su posterior recrecido en la zona del espaldón, y se demuele tras el paso de la grúa en la zona exterior.

La colocación de estos bloques se realiza por las coordenadas según la malla deducida de las especificaciones del proyecto, definiéndose previamente su posición.

Las diferentes unidades de obra terrestres llevan entre sí, el mínimo desfase compatible con el proceso constructivo.

Esta sección fue ensayada en Modelo Físico 2D en el Laboratorio del INHA, mostrando resultados aceptables para las condiciones de ensayo consideradas

## **Sección Completa. Ejecución del Espaldón y terminación del manto**

La sección definitiva del Dique se completa mediante el siguiente proceso:

### ***Ejecución del Espaldón***

Sobre la losa provisional de rodadura de la grúa, se completa la losa bajo el espaldón hasta la cota +13 m, con un cierto desfase respecto a la anterior con objeto de no cortar el paso de vehículos. La losa se hormigona con ayuda de un encofrado metálico en tramos longitudinales de 6 m, lo que corresponde al avance medio diario de acuerdo con la programación de las obras.



*Figura 16. Oferta de Contrucción. Ejecución del Espaldón.*

Posteriormente, se ejecuta el espaldón en avance, con encofrados que ruedan sobre la losa, hormigonando desde coronación en tramos longitudinales de 6 m.

El transporte del hormigón se desarrolla sobre el propio espaldón para independizar los tráficos de hormigón del espaldón, del resto. En el punto de vertido se dispone un pórtico metálico apoyado sobre la losa y coronado a la cota +25, para permitir el cambio de sentido de los camiones.



## **Colocación de bloques desde la cota +10 m hasta coronación**

Una vez ejecutado el espaldón, se colocan con las grúas terrestres, los bloques de 15 t, y 150 t en el talud exterior, y los de 50 t en el talud interior.

## **Equipos Marítimos propuestos para la ejecución del Dique de Abrigo**

### **Vertido de todo uno del núcleo y escollera de 1 t en motas**

- Para realizar estos trabajos se propone utilizar dos gánguiles autopropulsados de 1.000 m<sup>3</sup> de capacidad de cántara, equipados con un sistema doble de propulsión Schottel SST-602, propulsores transversales en proa, y un sistema de posicionamiento dinámico DGPS.



Figura 17. Oferta de Contrucción. Sección Completa.

### **Refino de taludes de todo uno del núcleo, vertidos de escolleras y vertido de bloques de 15 t en manto intermedio del talud exterior**

- Para el refino de los taludes de todo uno, el vertido de las escolleras en mantos y parte del vertido de la escollera de 3 a 5 t de la berma inferior, se propone utilizar un gánguil de vertido lateral, de 1.250 t de capacidad, equipado con sistema de posicionamiento dinámico (D. P.).
- Para la colocación de bloques de 15 t de la 2<sup>a</sup> capa de filtro del talud exterior y parte de la escollera 3 a 5 t de la berma inferior, se propone utilizar un gánguil autopropulsado de 900 m<sup>3</sup> de capacidad de cántara, equipado con un propulsor transversal en proa.

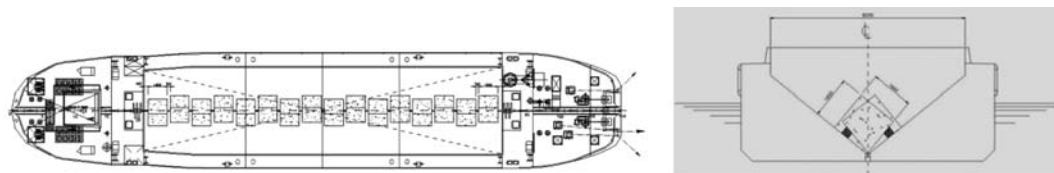


Figura 18. Oferta de Contrucción. Disposición de bloques en Gánguil.

### **Colocación de bloques de 50 t en berma inferior y 150 t en el talud exterior**

- Para la ejecución de estos trabajos se propone utilizar una pontona autopropulsada, con posicionamiento dinámico, de 10.000 t de capacidad de carga, equipada con los siguientes medios:

- Dos pórticos de 250 t de capacidad de elevación, abatibles hidráulicamente.
- Un sistema de traslación de bloques sobre cubierta mediante mesas articuladas entre sí, que pueden desplazarse en ambos sentidos capaz de transportar 42 bloques de 50 t o 32 bloques de 150 t.

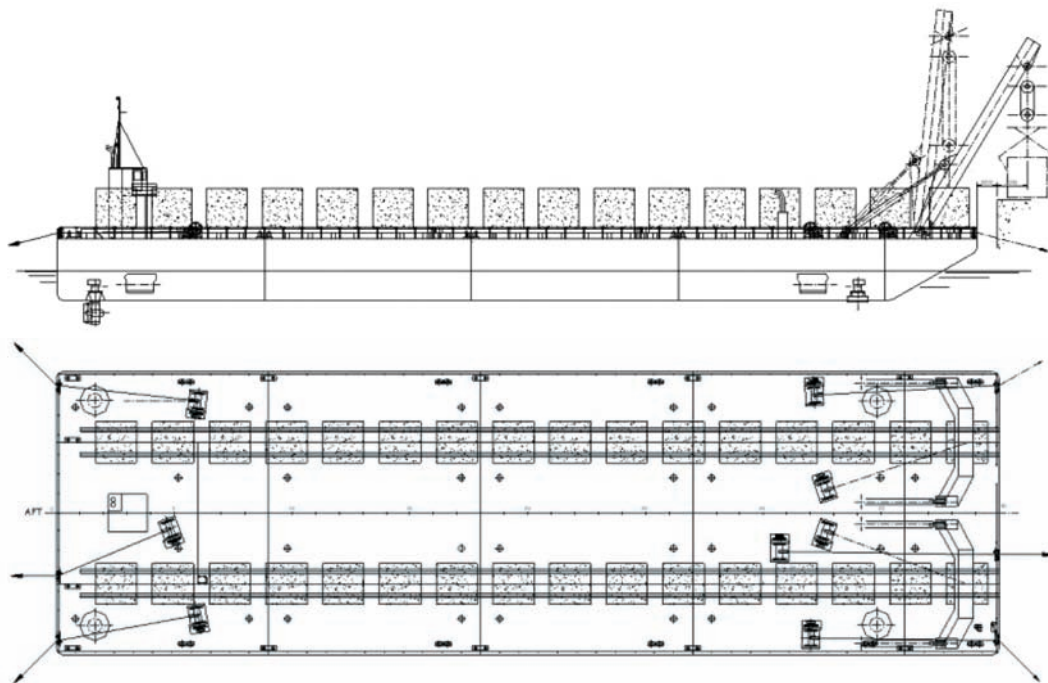


Figura 19. Oferta de Contrucción. Pontona para colocación de bloques.

## Principal Equipo Terrestre propuestos para la ejecución del Dique de Abrigo

### *Equipo de Colocación de bloques de 50 t, 70 t y 150 t*

Para la colocación de los bloques de 50 t concertados y los bloques de 70 t y 150 t del manto exterior, se propone utilizar una grúa de las siguientes características.

La grúa es una estructura tipo Titán, de vuelo horizontal sobre un pórtico de cuatro patas, de 20 metros de luz entre ellas, que permite el tráfico de camiones y dúmperes bajo la misma. Las patas están equipadas con gatos hidráulicos que permiten elevar dichas patas durante el avance de la grúa.

Para su desplazamiento, en cada lateral del pórtico se incluye una pata más ancha equipada con un carro de orugas de modo que, en vacío, la grúa se desplaza sobre ellas.

Esta grúa, con su pluma de 100 m, tiene una capacidad máxima de carga de 166 t para 70 m de alcance, y de 103 t para 97 m de alcance.

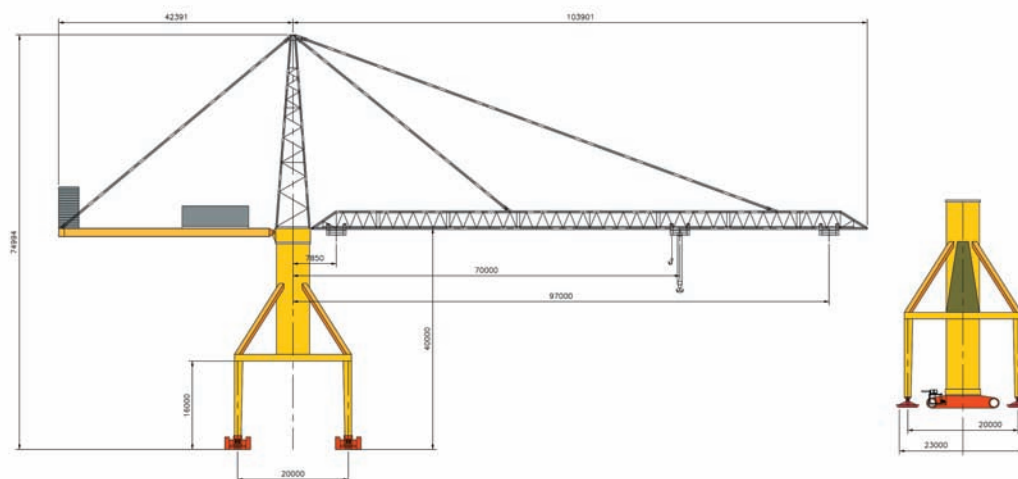


Figura 20. Oferta de Contrucción. Grúa para colocación de bloques.

La grúa está dotada de una antena GPS en el extremo de la pluma para la colocación de bloques por coordenadas.

La grúa propuesta para la colocación de los bloques de 50 t, 70 t y 150 t tiene la posibilidad de ser desmontada en el morro, o bien, de desplazarse tras cada una de las paradas invernales, con uno de sus carros de orugas sobre el espaldón y el otro sobre la losa hasta el inicio del dique, donde se colocan de nuevo las patas para su estancia.

Las otras dos grúas de colocación de escolleras y bloques (Liebherr 1400 y Liebherr 1650), se retiran también tras la ejecución de los morros de internada, a lo largo de la anchura libre en coronación de la losa del dique de abrigo.



Figura 21. Oferta de Contrucción. Disposición en la retirada de la Grúa.

## Estado de las Obras en las Paradas Invernales

Como ya se ha comentado anteriormente, se previó la interrupción del avance del dique por encima de la cota -20 m durante los meses de noviembre a febrero, previa ejecución de tres morros de internada en los años 2007, 2008 y 2009, que serán posteriormente retirados para la continuación de los trabajos. A continuación describe brevemente la configuración de dichos morros.

## 1er Morro de Invernada

Se ejecuta durante la segunda quincena de octubre de 2007, situándose al final del tramo de transición entre el tramo de arranque del dique y el principal, a una profundidad de entre 10 m y 15 m.

La estructura consiste básicamente en el cierre del tronco del dique, rodeando el núcleo de todo uno con las capas de filtro de escollera de 1 t y bloques de 15 t, y el manto principal de bloques de 150 t, respetando los taludes 2 H: 1 V exterior y 1.5 H: 1 V interior.

Esta configuración fue ensayada en Modelo Físico 3D en el Laboratorio del INHA, mostrando resultados aceptables para las condiciones de ensayo consideradas.

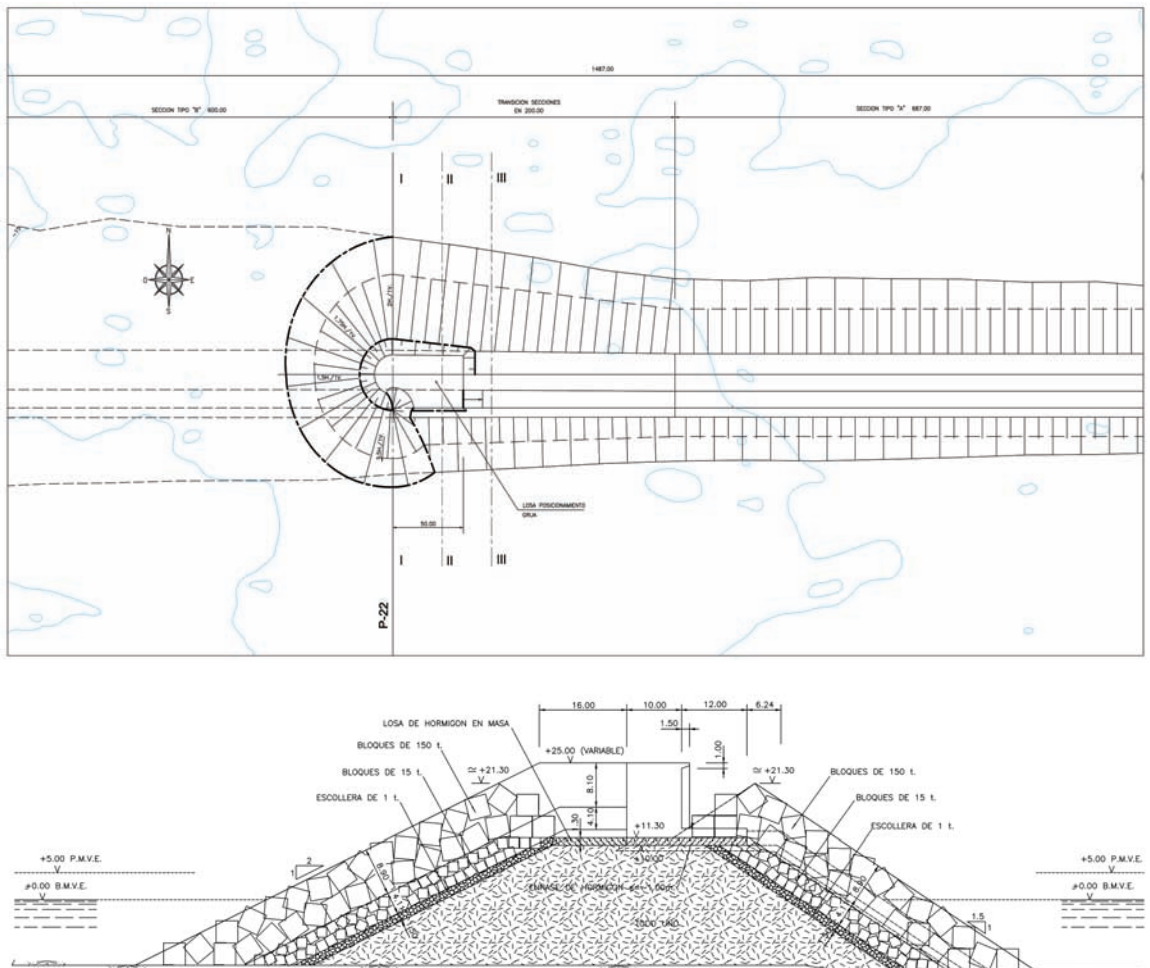


Figura 22. Oferta de Construcción. 1er Morro de Invernada. Planta y Sección tipo.

## 2º y 3er Morros de Invernada

Se ejecutan durante la segunda quincena de los meses de octubre de 2008 y octubre de 2009, situándose entre los dos quiebros del dique el segundo, y próximo a la posición del martillo el tercero, a profundidades de entre 35 m y 40 m.

Las estructuras son similares a la anterior, con la diferencia de que en este caso, todo el morro se desarrolla con un talud 2 H: 1 V, y de que los bloques de 150 t se apoyan a la cota -10 m sobre una banqueta protegida por bloques de 15 t, la cual forma una berma de 15 m y apoya a su vez sobre la sección de avance 1 a la cota -20 m.

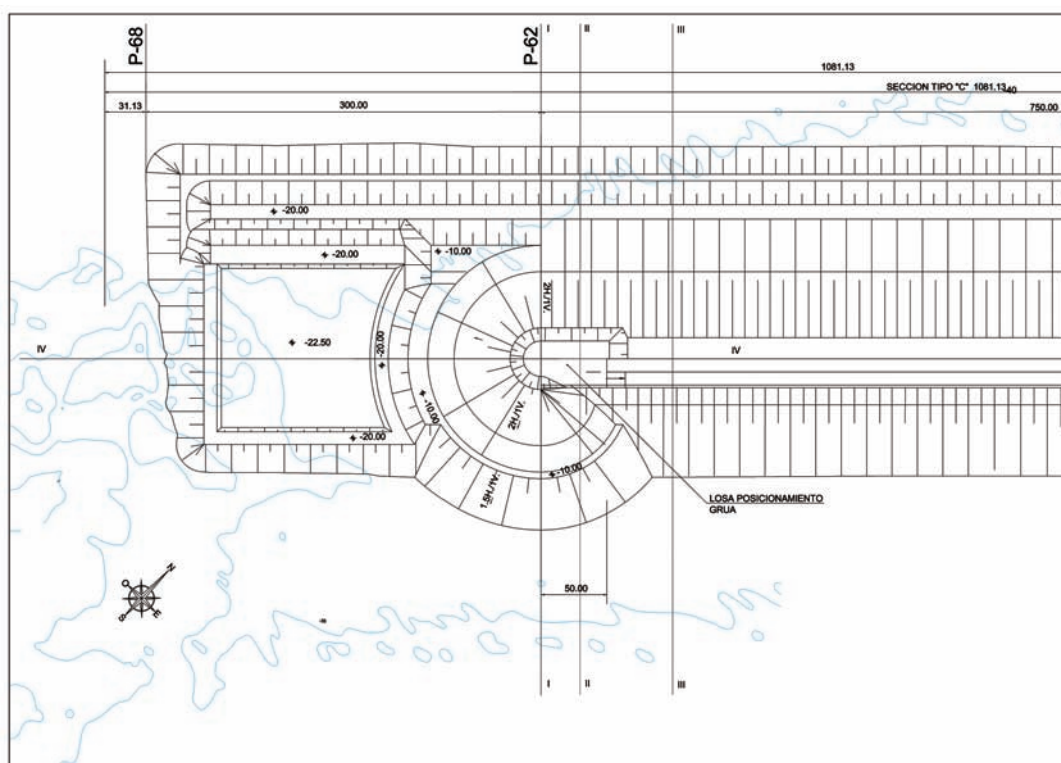


Figura 23. 3er Morro de Invernada. Planta

La configuración correspondiente al 3er morro fue ensayada en Modelo Físico 3D en el Laboratorio del INHA, mostrando resultados aceptables para las condiciones de ensayo consideradas.

Durante las paradas invernales se continúa trabajando en los diferentes tajos de acuerdo con el programa de obra.

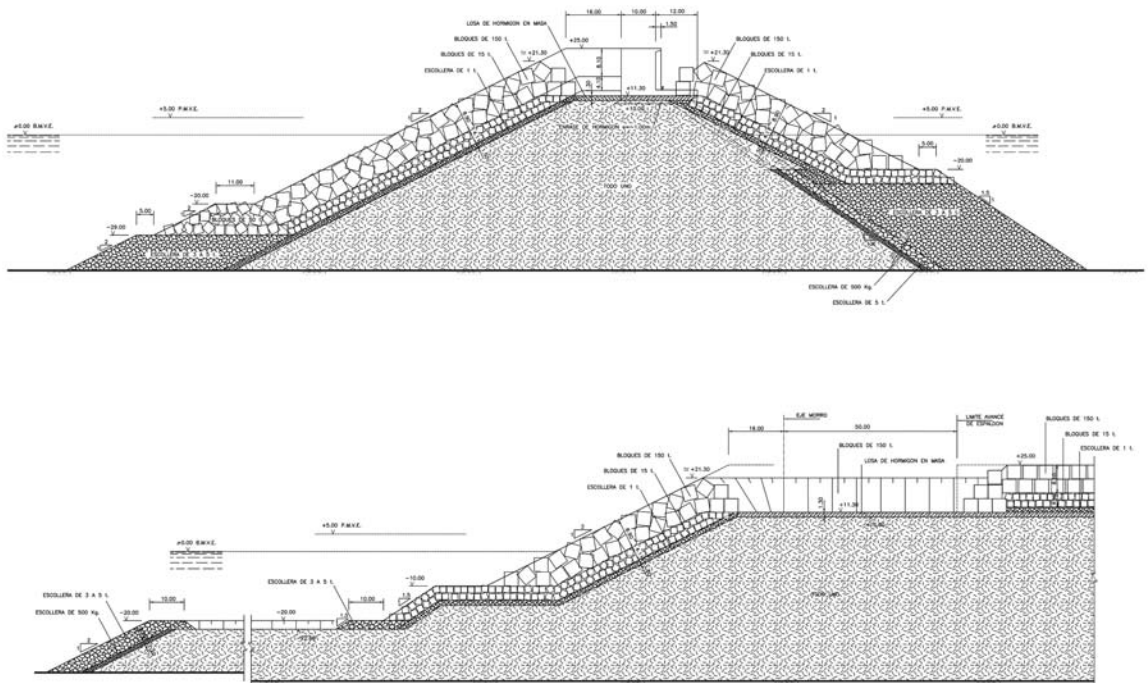


Figura 24. 3er Morro de Invernada. Secciones tipo

## Construcción del Morro

La construcción del Morro se inicia en marzo de 2010 con los trabajos correspondientes al vertido de todo uno de la banqueta, para finalizar en octubre de 2010 con la terminación de la superestructura y el espaldón.

A continuación se presenta un programa de Obra resumido.

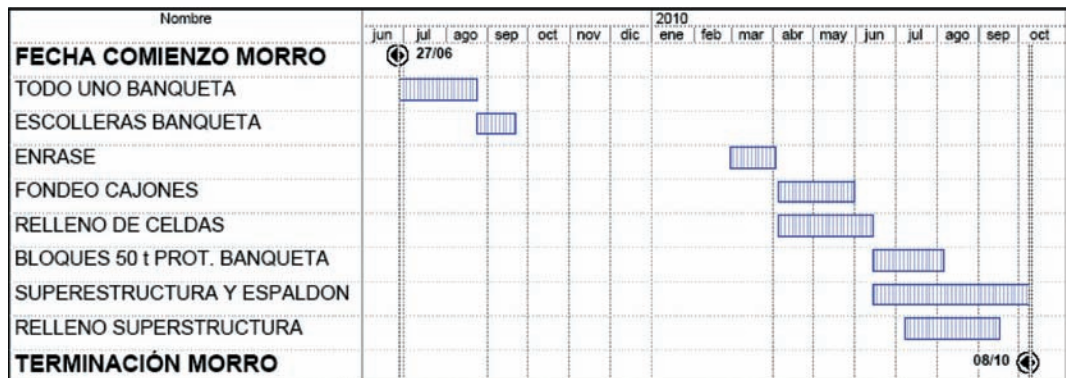


Figura 25. Oferta de Contrucción. Programa de ejecución del Morro.



Figura 26. Oferta de Construcción. Equipo para enrase de grava.

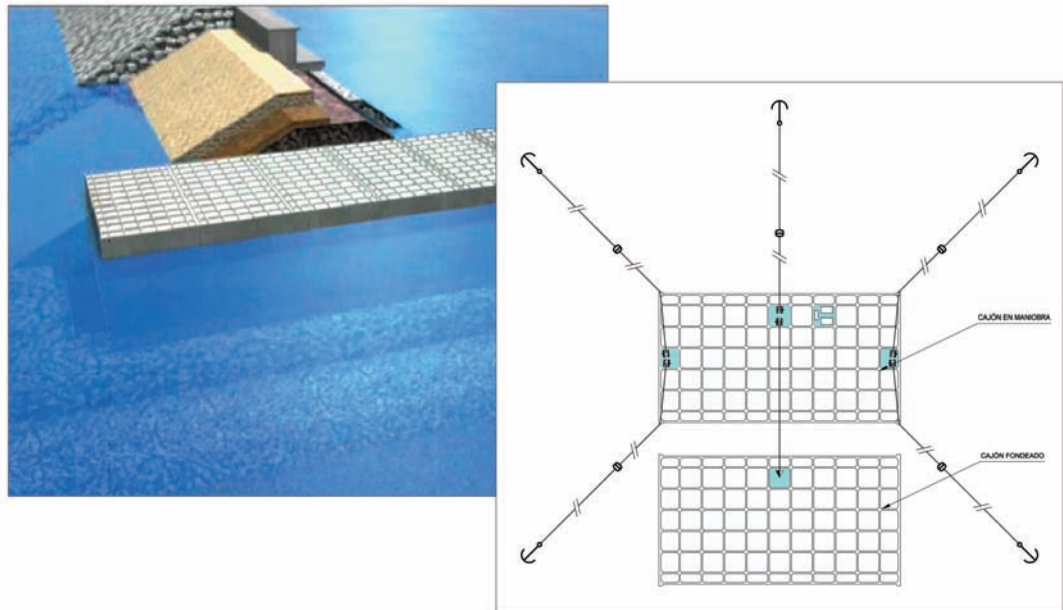


Figura 27. Oferta de Construcción. Esquema de amarre para fondeo de cajones.

## Fabricación de Bloques

Se plantea la construcción de dos parques con emplazamientos diferentes, uno para la ejecución de los bloques del puerto auxiliar y otro para los bloques del dique de abrigo.

A continuación se presenta un diagrama de dichas actividades.

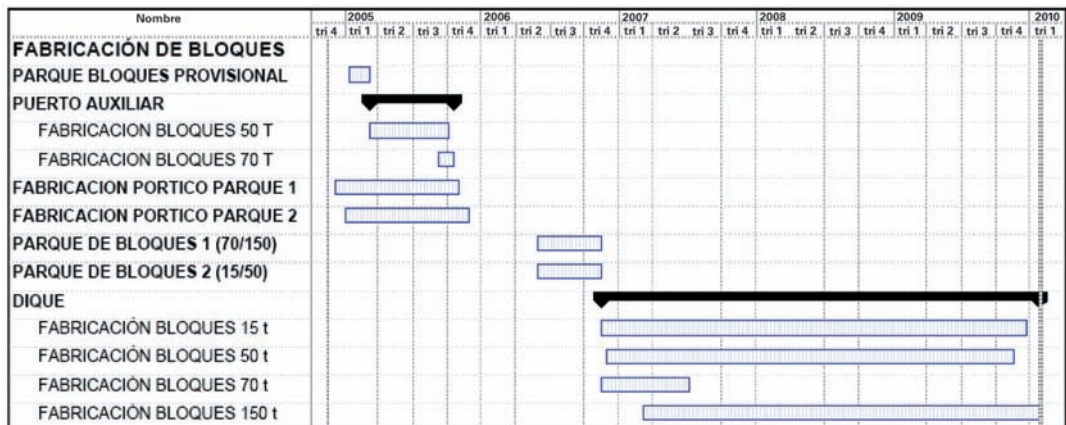


Figura 28. Oferta de Contrucción. Programa de ejecución del Morro.

### Parque bloques puerto auxiliar

Los bloques a fabricar son de 15 t, 50 t y 70 t para el tronco y Morro del dique respectivamente y los bloques del muelle. La fabricación se inicia con los bloques de 50 t y 70 t, después los del muelle y por último los de protección de 15 t.

Se dispone de una explanada de 100 m x 50 m, utilizándose 60 m para la fabricación y quedando los últimos 40m para zona de acopio apilando los bloques en 2 alturas, lo que permite almacenar el equivalente a un mes de producción.

El hormigonado se realiza con camiones hormigonera. El vibrado se realiza mediante excavadora equipada con un balancín al que se acoplan 4 vibradores.

### Parque bloques dique de abrigo

Se plantea una disposición en planta compuesta por dos talleres de hormigonado, una para los bloques de 70 t y 150 t y otra para los de 15 t y 50 t. A ambos lados de cada taller se prevén dos áreas de acopio, atendidas por pórticos independientes que batan también, con voladizos, el taller de hormigonado.





Figura 29. Oferta de Contrucción. Parque de bloques para el dique.

Se disponen dos plantas de hormigón para dar servicio a cada uno de los dos talleres. El hormigón es suministrado mediante dos cintas, una longitudinal al taller y otra transversal que toma el hormigón de la primera y puede verter en cualquier punto de su recorrido.

Todos ellos se apilan hasta en 4 alturas, generándose un acopio mínimo equivalente a la cantidad a colocar en el mes siguiente.

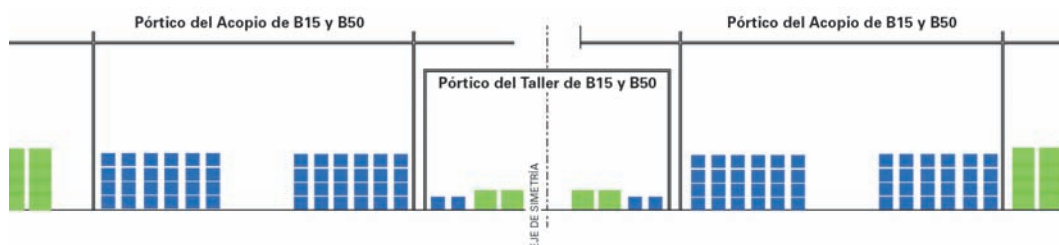


Figura 30. Oferta de Contrucción. Instalaciones para bloques 70 t y 150 t del dique.

Las necesidades de ejecución del dique en los meses denominados como de “verano”, son las que determinan las necesidades de producción y acopio de bloques para cada uno de los tipos a fabricar.

	B 15 t	B 50 t	B 70 t	B 150 t
Producción mensual (ud/mes)	3.120	600	1.050	650
Acopio máximo (ud)	17.305	3.455	1.800	4.470

***Oferta de construcción. Producción Mensual de bloques***

Buscando en todo momento llegar a una producción más o menos constante de bloques de forma que los equipos se dimensionen de acuerdo a estas necesidades, se calculan los acopios regularizadores necesarios para cada uno de los tipos de bloque.

### **Instalaciones Auxiliares**

Se incluyen a continuación las instalaciones de Obra principales propuestas para la obra, con indicación de su ubicación y sus características principales.

#### ***Plantas de Clasificación de Escollera y de Separación de finos de todo uno***

En la Planta de Clasificación de escollera se procesan los tamaños menores de 2 toneladas. Los tamaños superiores a 2 t se seleccionan directamente en el frente cantera.

Dentro de las escolleras está incluido el pedraplén de trasdós del muelle que, por sus características, tiene que ser procesado en planta.

Tanto la planta de clasificación de escollera, como la de todo uno, están preparadas para ser alimentada con dúmperes de 92 t, y tienen un rendimiento de 1.000 toneladas de alimentación por hora.

#### ***Plantas de Fabricación de Áridos.***

Se proponen el montaje de dos plantas, una al inicio de la obra para el puerto Auxiliar y otra más para el resto de unidades a ejecutar.

Para la fabricación del hormigón de los bloques del dique y del muelle del Puerto Auxiliar, se propone instalar una planta de machaqueo auxiliar, de 300 t/h de rendimiento.

Para la fabricación de áridos para el resto de obra, se utilizará una planta de 640 t/h, conservando como reserva la anterior.

#### ***Plantas de Fabricación de Hormigón***

Se proponen un total de tres plantas con una producción teórica de 150 m<sup>3</sup>/h, dos para la fabricación de bloques y una para el espaldón, y otra de 90 m<sup>3</sup>/h para la fabricación de los cajones.

La planta fabricación de hormigón para el puerto auxiliar será inicialmente ubicada junto al parque provisional de bloques, y será posteriormente desmontada y trasladada a su ubicación definitiva.

De acuerdo con la programación de las Obras, las máximas producciones de hormigón resultan del orden de 2.180 m<sup>3</sup>/día para los bloques de 15 t y 50 t (208 y 40 bloques respectiva y simultáneamente), de 2.150 m<sup>3</sup>/día para los bloques de 70 t (72 bloques/día), de 2.750 m<sup>3</sup>/día para los bloques de 150 t (44 bloques/día), y de 1.130 m<sup>3</sup>/día en el caso del espaldón.

# EXPERIENCIAS EN OBRAS PORTUARIAS. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN



Juan Ignacio Grau<sup>1</sup>

## INTRODUCCIÓN

El análisis del comportamiento de las obras portuarias construidas durante los últimos años hace aconsejable realizar una revisión de algunos criterios de proyecto y procedimientos constructivos, fundamentalmente en diques, con el fin de conseguir una mejor calidad en los proyectos construidos. Este objetivo, en la mayoría de los casos, puede conseguirse con incrementos de costes muy moderados sobre el coste total de las obras.

Por tanto, en la exposición que sigue, no se trata de realizar una revisión pormenorizada de procedimientos de diseño y construcción, si no de comentar aspectos concretos susceptibles de mejora.

Por otra parte, las obras, una vez construidas, deben conservar las condiciones de seguridad y funcionalidad con que han sido diseñadas a lo largo de su vida útil. Para garantizar esta exigencia es imprescindible realizar inspecciones periódicas que permitan corregir deficiencias surgidas, normalmente por un cambio en las condiciones de explotación, antes de que supongan una amenaza de destrucción de la obra. A este respecto se incluye un apartado donde se indican los puntos más vulnerables de las obras y las causas que pueden originar su fallo de acuerdo con la experiencia recogida en la práctica diaria.

## CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS EN LAS OBRAS PORTUARIAS

Para poder diseñar correctamente cualquier tipo de obra portuaria, es imprescindible tener una buena información geotécnica del terreno en que va a cimentarse.

---

<sup>1</sup> Puertos del Estado.

**Por tanto las campañas geotécnicas y, sobre todo, la realización de sondeos, deben diseñarse con amplitud.**

Corregir con la obra en ejecución los errores derivados de una mala caracterización del terreno en fase de Proyecto, suele tener consecuencias económicas graves. Mucho peor resultaría si estos errores no se aprecian tampoco durante la construcción de la obra, ya que se vería afectada su seguridad.

Este es un aspecto en el que se ha avanzado notablemente con respecto a la práctica de hace unos años no excesivamente lejanos, pero en el que es necesario seguir mejorando.

## **DIQUES**

Dentro de este tipo de obras, atendiendo a su tipología estructural y procedimientos específicos de diseño y construcción, conviene diferenciar los diques en talud de los diques verticales.

### **Diques en talud**

Se tratan de forma separada la fase de Proyecto de la de Construcción, con el fin de exponer de una forma clara las medidas que pueden adoptarse en estas dos etapas.

### ***Consideraciones sobre el proyecto***

#### **DISEÑO DEL ESPALDÓN**

La casi totalidad de los diques en talud construidos en España están coronados con un espaldón, cuya misión fundamental es controlar los rebases sobre el dique.

El espaldón es una estructura rígida, normalmente construido con hormigón en masa y cimentado sobre el dique a cotas por encima de la bajamar.

Por tanto se trata de un tipo de estructura fuertemente solicitada por el oleaje cuando rompe sobre el talud del dique y a la que hay que prestar especial atención. En la fig. 1 se ha representado de forma esquemática la acción del oleaje sobre el espaldón y su cimiento.

Para su diseño, además de determinar la sollicitación máxima debida al oleaje y comprobar la suficiente capacidad resistente de la estructura diseñada, hay que analizar con el máximo detalle la protección de su cimiento y la cota de coronación.

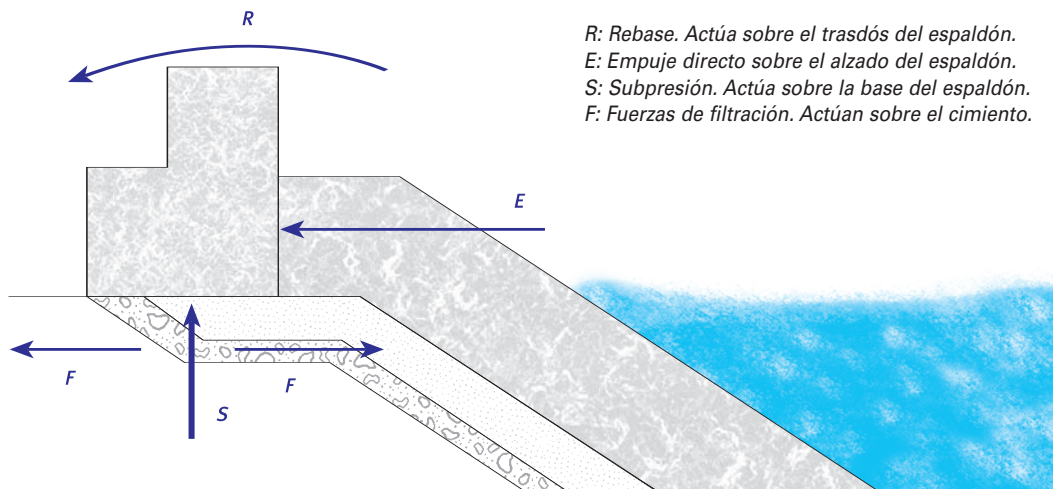


Figura 1. Acción del oleaje.

## PROTECCIÓN DEL CIMIENTO DEL ESPALDÓN

Para asegurar la estabilidad del espaldón es fundamental garantizar la de su cimiento, manteniéndolo protegido frente a la acción directa del oleaje e impidiendo el lavado del material de cimiento hacia el mar.

La protección del cimiento frente al oleaje se consigue cerrando el manto principal contra el alzado del espaldón por encima de su base. La fuga del material de cimiento se previene disponiendo las correspondientes capas de filtro, en función de la granulometría del núcleo y del tamaño de los bloques del manto principal.

En el esquema representado en la fig. 2 la protección del cimiento se consigue con la disposición indicada en el párrafo anterior. Sin embargo, conviene llamar la atención de que, sobre la cota de cimiento, se ha dispuesto una sola capa de bloques, mientras que en el resto del talud se ha mantenido doble capa.

Por otra parte el espaldón está cimentado justo en el borde del talud de la capa de filtro, careciendo de una berma horizontal.

Esta disposición, si se produce algún movimiento en los bloques de coronación del manto principal, dejará expuesto el filtro de escollera a la acción directa del oleaje, situación no prevista en el diseño, que ocasionará:

- Socavación del borde exterior del cimiento del espaldón.
- Basculamiento del espaldón hacia el mar, amplificado por la ausencia de berma.
- Filtración directa a través de la cimentación de flujos de agua originados por la rotura del oleaje, con velocidades elevadas, que pueden provocar el arrastre de partículas del cimiento y asientos importantes en el espaldón.

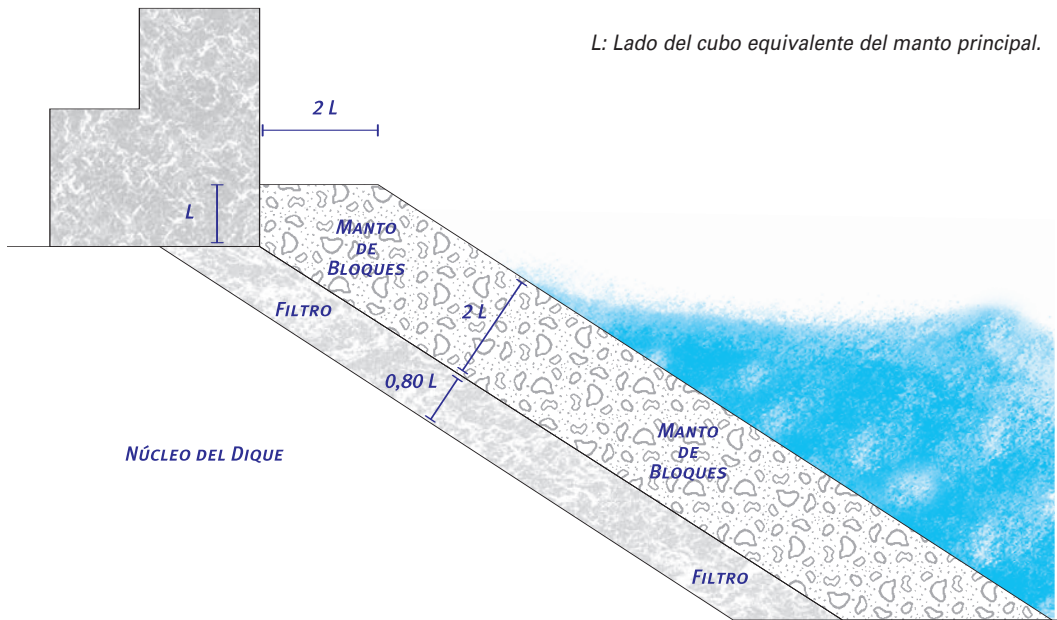


Figura 2. Espaldón con protección insuficiente del cimientado.

En la fig 3 se indica una solución que mejora de forma considerable las condiciones de protección del cimientado del espaldón.

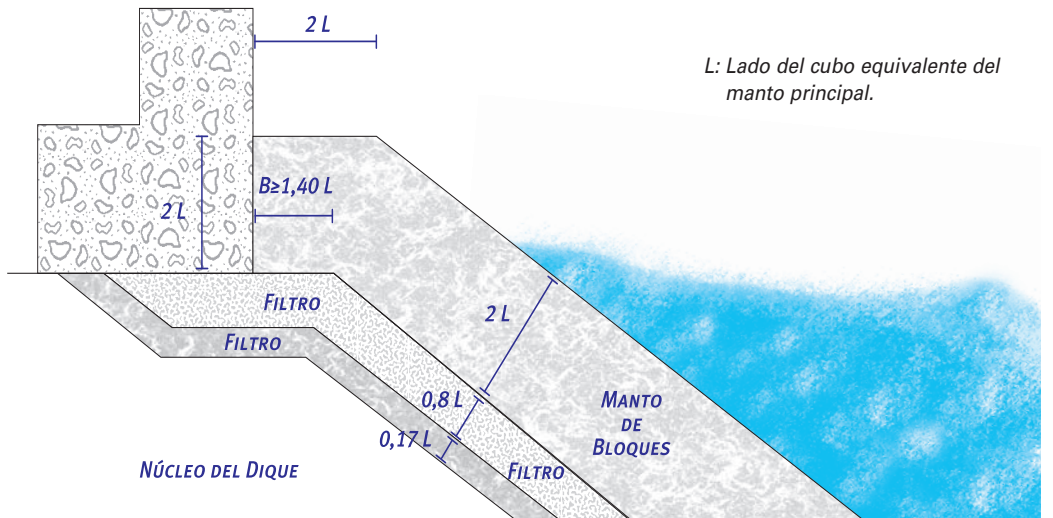


Figura 3. Sección de espaldón con protección mínima de cimientado recomendada. Disposición 1.

Como puede observarse, el manto de bloques se cierra con una configuración que, tanto en horizontal como en vertical, contiene como mínimo dos bloques. Por otra parte la geometría del manto exterior implica indirectamente la existencia de una berma a nivel de cimienta. Esta disposición presenta las siguientes ventajas sobre la anterior:

- Si se produce algún movimiento en los bloques de la primera capa, la segunda sigue protegiendo al filtro.
- Disminución de la sollicitación debida al oleaje sobre el espaldón, al estar protegido en altura por dos bloques.
- Existencia de una berma por delante del borde exterior del espaldón, con una anchura mínima tal que permite que los bloques adyacentes al espaldón queden apoyados en un plano horizontal.
- Aunque se produzca una compactación y descenso de los bloques del talud, los bloques de coronación no los seguirán en su movimiento y permanecerán protegiendo el cimienta del espaldón.
- La berma delantera favorece la estabilidad del espaldón y minimiza sus movimientos.

Las capas de filtro dispuestas deben ser las suficientes para poder garantizar que no se produce una fuga del material del núcleo del dique a través del manto principal. Por tanto, su número y características granulométricas dependerá de la granulometría del "todo uno" que proporcione la cantera para la construcción del núcleo del dique y del peso de los elementos del manto principal. Cuando los elementos de protección tienen un peso importante, en un principio hay que pensar en disponer un mínimo de dos capas de filtro.

Las consecuencias de una inadecuada disposición de filtros se traduce en un proceso de lavado del núcleo del dique que ocasionará asentamientos en el espaldón y socavones en su trasdós. Estos defectos siempre resulta complicado corregirlos con la obra ejecutada.

Otra característica interesante del esquema indicado en la fig. 3 es el apoyo directo del espaldón sobre las capas de la escollera de filtro. Con esta disposición se consigue:

- Disipación rápida de las presiones intersticiales actuantes en la base del espaldón, generadas por el oleaje, aspecto que no queda garantizado si se cimienta sobre el "todo uno" del núcleo, sobre todo si tiene baja permeabilidad.
- La posibilidad de socavación del espaldón por arrastres es mucho menor que cuando el espaldón se cimienta directamente sobre el núcleo del dique, ya que los elementos de la escollera son mas pesados.

En la fig. 4 se muestra una solución equivalente a la de la fig 3, con la única diferencia de que el espaldón se apoya directamente sobre la primera capa de filtro, mientras que la segunda, cierra contra su alzado. Con esta disposición, el espaldón queda protegido en mayor altura frente a la acción directa del oleaje, con lo que, a igualdad de condiciones, disminuye el grado de la sollicitación debida al oleaje y por tanto mejora sus condiciones de estabilidad. Como inconveniente hay que indicar que aumenta la medición de bloques del manto principal.



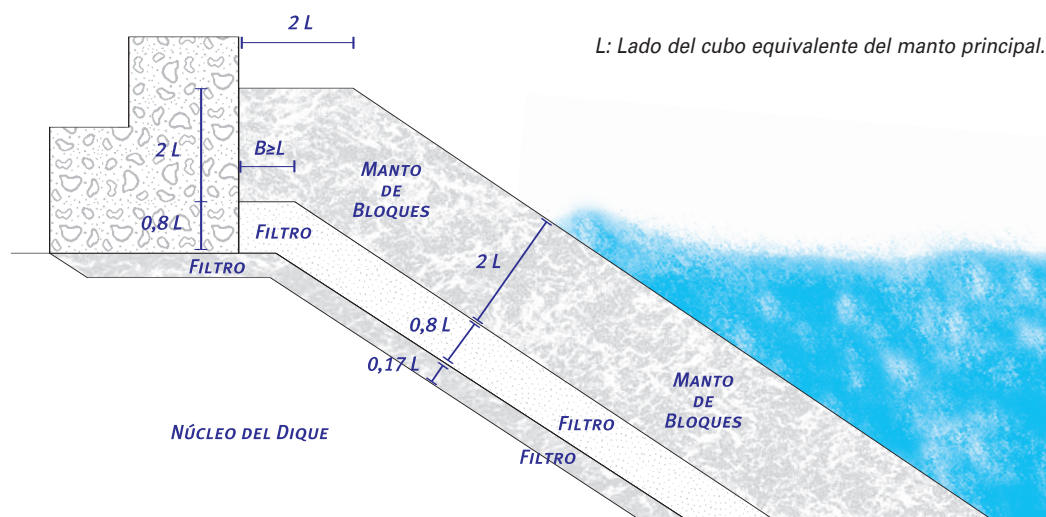


Figura 4. Sección de espaldón con protección mínima de cemento recomendada. Disposición 2

#### **ASPECTOS A CONSIDERAR PARA DETERMINAR LA COTA DE CORONACIÓN DEL ESPALDÓN**

La cota de coronación del espaldón, ver fig. 5, debe establecerse atendiendo tanto a condicionantes de operatividad como de integridad estructural.

La operatividad habitualmente se establece calculando el número y volumen de los rebases que se producen en el año medio y analizando si resultan compatibles con las condiciones de explotación del puerto o de las instalaciones dispuestas en las explanadas adjuntas a los diques.

Además de esta comprobación debe realizarse una verificación de la integridad estructural frente a los rebases, bien del talud interior del dique en el caso que esté exento o de pavimentos, instalaciones o mercancías que pueden disponerse en explanadas próximas al dique. El estudio debe realizarse con el temporal de cálculo o con otro de menor importancia pero que, en cualquier caso, deberá tener un periodo de retorno importante.

Estas comprobaciones deben repetirse cuantas veces cambien los condicionantes de explotación o se dispongan instalaciones diferentes a las consideradas en el proyecto primitivo.

Para el cálculo del número de rebases y volúmenes asociados existen formulaciones analíticas, aunque los resultados lleven aparejado un elevado grado de incertidumbre. Como alternativa para su determinación se puede recurrir al modelo físico.

Sin embargo, para la valoración de los efectos que los rebases tendrán sobre la integridad estructural de las explanadas de trasdós de los diques y las instalaciones dis-

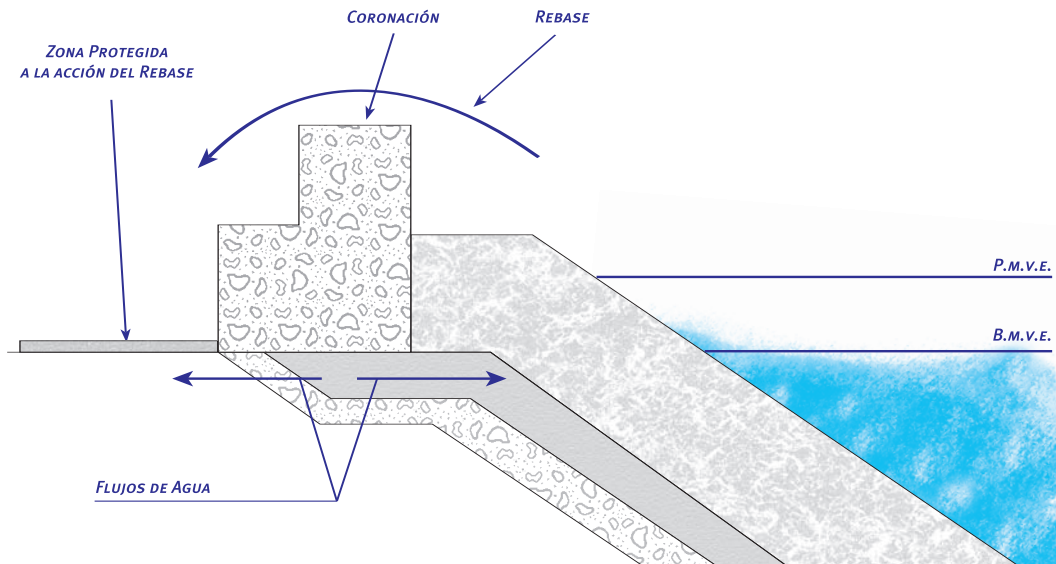


Figura 5. Influencia de la cota de coronación del espaldón en la estabilidad del dique.

puestas en ellas, no existen formulaciones analíticas. El problema únicamente puede abordarse con ensayos en modelo físico y aún en este supuesto hay que tener presente que, los efectos de escala del modelo pueden distorsionar de manera importante los resultados obtenidos.

La experiencia demuestra que los diques rebasables con explanadas en su trasdós son una fuente de problemas. Para evitarlos **la solución más prudente es diseñarlos como si prácticamente fueran irrebasables**, lo que se consigue coronando el espaldón a una cota comprendida entre 1,6 y 1,8 Hs (altura de ola significativa del temporal de diseño del dique) con respecto al nivel del mar de referencia. A estos efectos, además de las variaciones del nivel del mar debido a las mareas astronómicas, hay que tener en cuenta las sobreelevaciones debidas a causas meteorológicas (depresiones).

Con esta medida, aunque se realice una mayor inversión inicial, la experiencia demuestra que se evitan problemas en el futuro, tales como socavones en explanadas y bajo el espaldón, rotura de pavimentos e instalaciones y la necesidad de tener que acabar recreciendo el espaldón además de tener que reparar los daños ocasionados.

En casos particulares en los que se admitan rebases, y en función de su intensidad, habrá que adoptar medidas especiales de protección en la zona de explanada adyacente al espaldón, tal como construir una losa de hormigón.

La combinación de espaldón coronado a cota baja y cimiento de "todo uno" mal protegido, puede tener consecuencias desastrosas para el propio espaldón al producir-

se socavación en su trasdós y arrastre de material bajo su base, lo que originará importantes asientos en el mismo.

Como recomendación general cabría establecer que son admisibles diques rebasables únicamente en el caso de que estén exentos, la agitación transmitida a las aguas abrigadas sea compatible con la explotación de los atraques, esté asegurada la integridad estructural del dique tanto en el talud lado mar como en el lado puerto y que se consiga un importante ahorro económico.

## DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS BERMAS DE APOYO DE LOS MANTOS

El manto principal de un dique se construye apoyando su pie en una berma, normalmente de escollera, aunque si el peso requerido es importante, hay que recurrir a bloques de hormigón.

El funcionamiento correcto de esta berma es fundamental para la estabilidad del manto principal y, por tanto, del dique. Si falla la berma, se producirá un deslizamiento del manto de bloques aunque esté sobredimensionado.

La repercusión económica del coste de la berma, dentro del conjunto del dique, es pequeña. Por tanto, se trata de un elemento donde se puede conseguir aumentar la seguridad del dique con incrementos de coste poco significativos.

Las bermas se construyen bajo el agua lo que introduce un factor de incertidumbre sobre las dimensiones realmente conseguidas. En el caso de utilizar escolleras también existe incertidumbre sobre los pesos realmente dispuestos.

Todas estas características: necesidad de construir un elemento muy seguro, poder conseguirlo con poco coste relativo, incertidumbre en las dimensiones realmente conseguidas etc, hacen muy recomendable dimensionar las bermas con una configuración geométrica muy holgada.

En la fig. 6 puede verse un ejemplo con berma a medio talud, donde el resguardo adoptado con respecto al pie del manto de bloques es de dos veces el lado

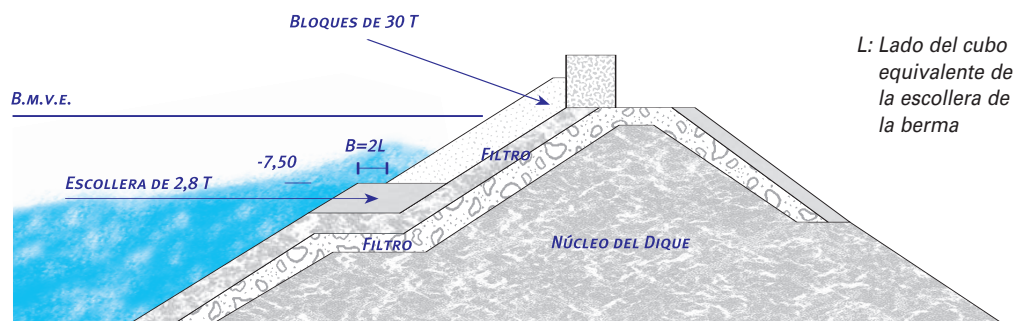


Figura 6. Sección de dique con berma de apoyo del manto de bloques a medio talud. Dimensión de berma insuficiente.

de la escollera con que se construye. Como la escollera es de 2,8 t, el resguardo es de 2 m. Con los medios constructivos que se dispone actualmente es impensable construir nada bajo el agua con una dimensión inferior al metro. Por tanto desde un punto de vista exclusivamente dimensional, se ve que el diseño está muy ajustado. Por otra parte si la berma se ha diseñado admitiendo cierto nivel de daños se comprende que, al menor movimiento de la escollera integrante, el manto de bloques se quedará sin apoyo propiciando su deslizamiento.

En las fig. 7 y 8 pueden verse dos esquemas de berma de apoyo, a medio y a pie de talud, con las dimensiones mínimas que se consideran recomendables para asegurar su funcionalidad. Como puede verse, en altura se recomienda disponer un mínimo de tres piezas y cuatro piezas como resguardo horizontal con respecto al pie de talud de manto.

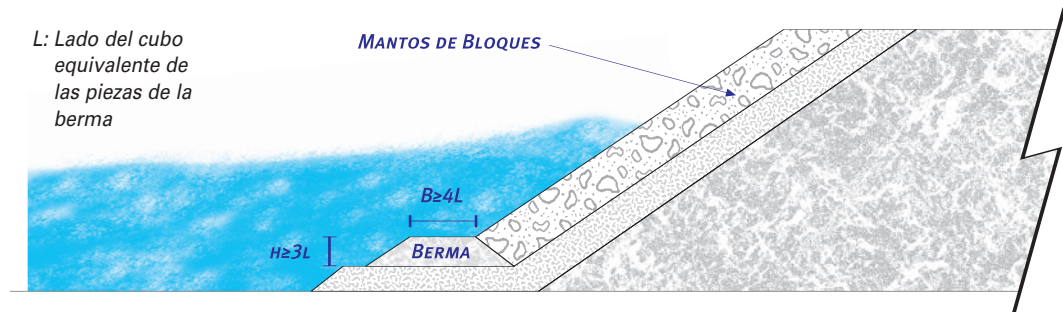


Figura 7. Sección de berma recomendada de apoyo de bloques a pie de talud.

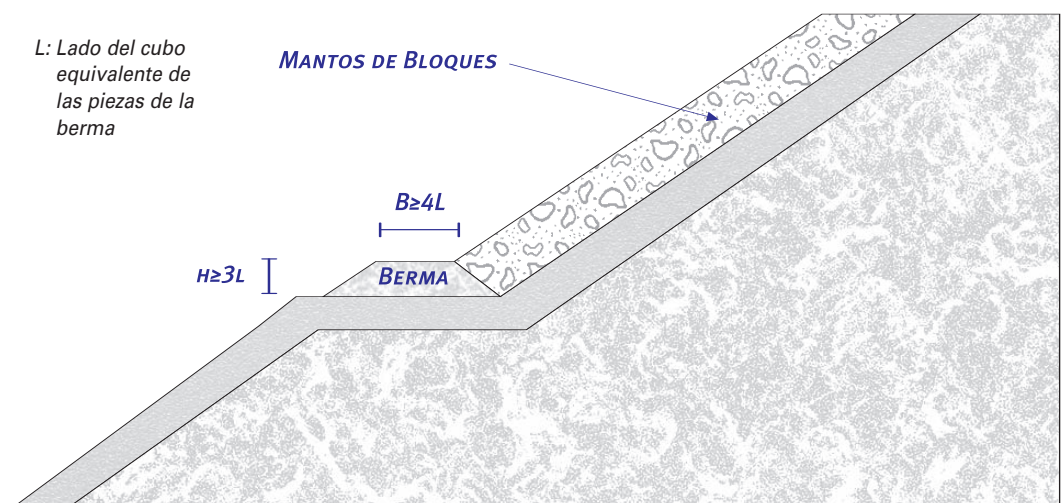


Figura 8. Sección de berma recomendada de apoyo de bloques a medio talud.

## **Consideraciones sobre el proceso constructivo del espaldón**

En la mayoría de los casos el espaldón está proyectado como una estructura monolítica de hormigón en masa escalonada en altura, como puede verse en la fig. 9. Sin embargo cuando se construye, se hormigona por bloques, creando juntas de hormigonado permanentes que constituyen planos de menor resistencia que la considerada en el Proyecto por los que el espaldón puede deslizarse y o volcar. El resultado es que se construye un muro de bloques independientes en vez de una estructura monolítica.

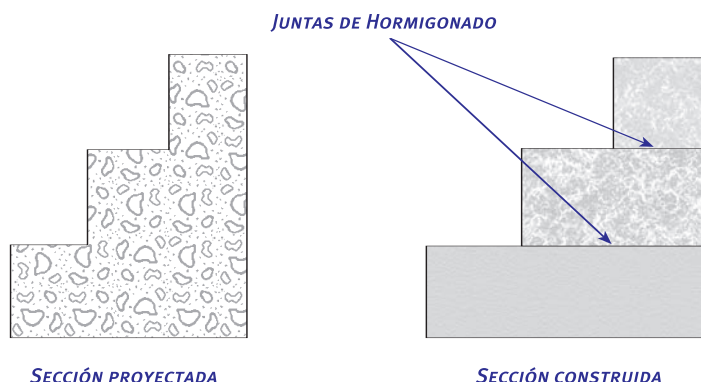


Figura 9. Comparación entre sección de espaldón proyectada y construida

**Nunca puede aceptarse este procedimiento constructivo sin una verificación de que la estructura ni desliza ni vuelca por los planos que definen las juntas. A tales efectos, se considerará que el hormigón tiene una resistencia a tracción nula y la resistencia a corte de la junta deberá calcularse según lo indicado en el Artículo 472 de la EHE. Esta resistencia evidentemente es mucho menor que si el espaldón fuese monolítico.**

Si se comprueba que la capacidad resistente de las juntas es insuficiente y se quiere mantener el hormigonado por bloques, habrá que tomar medidas especiales en el tratamiento de las juntas, tales como construir llaves de hormigonado, disposición de conectores metálicos o cualquier otro procedimiento que esté probado, sea fiable y que restituya la capacidad resistente necesaria a la junta.

## **Diques verticales**

### **Consideraciones sobre el proyecto**

#### **ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA EN FUNCIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN**

No es nada recomendable proyectar diques verticales cuando el fondo marino está constituido por suelos arcillosos blandos.

Aunque la construcción de cualquier tipo de obra sobre estos suelos siempre es complicada, se asumen menos riesgos proyectando una tipología de dique en talud.

Tampoco resulta recomendable el diseño de diques verticales en aguas someras. En caso contrario habrá que tener precaución tanto en la estabilidad de la berma como en evitar la socavación del terreno natural.

### **COTA DE CORONACIÓN DE LOS CAJONES**

La cota de coronación de los cajones utilizados en la construcción de diques verticales debe fijarse con criterios diferentes a los utilizados en cajones para muelles, lo que conduce a mayores cotas de coronación.

Dicha cota se fijará en función de los siguientes parámetros:

- Carrera de marea.
- Régimen medio de oleaje.
- Asiento previsible del cimientado.

*La cota finalmente elegida debe permitir, una vez fondeado el cajón, unas condiciones de trabajo aceptables tanto en el relleno de las celdas como en la construcción del espaldón.*

A título de ejemplo se puede indicar que la cota +1 para cajones de muelle en el Mediterráneo es admisible, pero no puede decirse lo mismo si esos cajones se utilizan en un dique.

### **SELLADO DE CELDAS**

En el Proyecto del dique debe preverse un tapón de hormigón para el sellado de las celdas de los cajones una vez rellenas, con el fin impedir el lavado de material en caso de producirse rebases durante la construcción del dique y evitar acciones de oleaje no previstas sobre las paredes interiores de los cajones.

### **DISEÑO DEL ESPALDÓN**

Tal como se ha hecho en el estudio del espaldón de un dique en talud se analizarán los dos aspectos allí considerados: cimentación y cota de coronación.

### **CIMENTACIÓN DEL ESPALDÓN**

La diferencia fundamental de los espaldones construidos en diques verticales, con respecto a los construidos en diques en talud, se refiere a su cimentación. En el caso de diques verticales el espaldón se apoya directamente sobre los cajones de hormigón con lo que, las condiciones de cimentación, ofrecen mucha mayor fiabilidad que

si se cimienta sobre escollera y "todo uno". Prácticamente se pueden descartar todos los problemas derivados de asentos, socavación del cemento, hundimiento etc., quedando como únicos modos de fallo, el deslizamiento y vuelco.

En la fig. 10 puede verse una forma típica de cimentar un espaldón en un dique vertical. Como puede observarse, el hormigón de su base penetra en las celdas del cajón con objeto de mejorar sus condiciones de seguridad frente al deslizamiento y para garantizar que la junta cajón-espaldón sea impermeable a los flujos de agua originados por el oleaje y, consecuentemente, impedir la actuación de subpresiones en la base del espaldón. La necesidad de pasar las armaduras verticales del cajón al espaldón es una cuestión que depende únicamente de si son necesarias para asegurar su estabilidad. En un principio los espaldones deben diseñarse para que sean estables con su peso o con una contribución moderada de la armadura vertical del cajón.

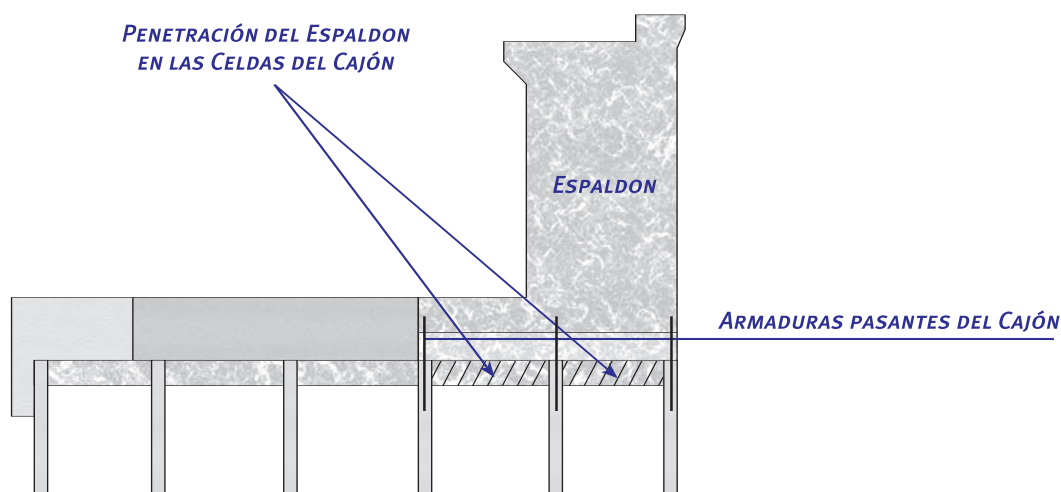


Figura 10. Cimentación del espaldón en un dique vertical.

### **ASPECTOS A CONSIDERAR PARA DETERMINAR LA COTA DE CORONACIÓN DEL ESPALDÓN**

En un principio resulta de aplicación lo dicho para el espaldón sobre un dique en talud, con las siguientes salvedades:

- A igualdad del resto de condicionantes el dique vertical es más rebasable que el dique en talud. Es decir, si se quiere mantener las mismas condiciones de rebase, el espaldón en un dique vertical deberá coronarse a mayor cota que en un dique en talud.
- En diques verticales rebasables es conveniente proteger la coronación del dique con una losa de hormigón con el fin de prevenir daños en la superestructura o en los propios cajones.
- El espaldón en diques verticales, debido a sus condiciones de cimentación, prácticamente no se ve afectado por la acción de los rebases.

## Consideraciones sobre el proceso constructivo

### CONSTRUCCIÓN DEL DIQUE

Los diques verticales, durante su construcción, son menos vulnerables que los diques en talud ante temporales de baja intensidad ya que los cajones, una vez rellenos, tienen una elevada resistencia a deslizar o volcar. Por otra parte, los cajones normalmente se fondean a una profundidad importante donde el efecto del oleaje está muy amortiguado.

Sin embargo esta circunstancia no exime de tomar todo tipo de precauciones durante el proceso constructivo con el fin de no correr riesgos innecesarios ante la presentación de temporales mas fuertes. No debe permitirse, por ejemplo, tener todos los cajones del dique fondeados y rellenos sin haber colocado los bloques de guarda y la escollera de protección de la banquetta de cimiento. Esta forma de proceder es la mas cómoda desde el punto de vista constructivo, sin embargo tiene riesgos importantes en el caso de que se presente un temporal que desestabilice a la escollera de filtro y al "todo uno" de la banquetta de cimentación. A estos efectos resulta especialmente peligrosa la zona próxima al pie del cajón, debido a las corrientes que se originan por la reflexión del oleaje sobre la pared vertical del propio cajón. Se comprende, por tanto, la importancia de proteger esta zona con el bloque de guarda lo antes posible.

Los diques verticales deben construirse a sección completa, tal como se define en la fig. 11, con los desfases mínimos impuestos por necesidades constructivas. Si bien el vertido de "todo uno" y escollera de filtro puede ir muy por delante del avance del

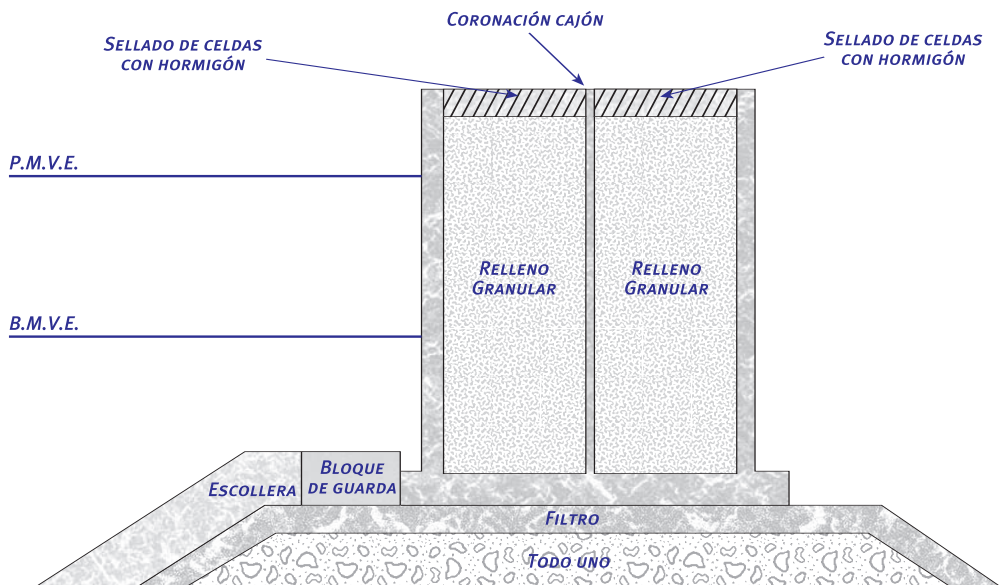


Figura 11. Sección de avance recomendada en la construcción de un dique vertical



dique, en cuanto se fondea un cajón, lo recomendable es proceder de forma inmediata al relleno y sellado de sus celdas, colocación de los bloques de guarda y escollera de protección del talud exterior de la banqueteta. En la construcción del espaldón y superestructura pueden admitirse mayores desfases.

## CONSTRUCCIÓN DEL ESPALDÓN

Hay que realizar la misma observación hecha al hablar de la construcción de espaldones en diques en talud.

Si la estructura proyectada se ha comprobado como si fuera monolítica, no es aceptable construirla hormigonada por bloques sin tomar ningún tipo de precauciones. A este respecto es de aplicación lo dicho para diques en talud en el apartado "Consideraciones sobre el proceso constructivo del espaldón".

## MUELLES DE GRAVEDAD. ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS EN TERRENOS CON UNA CAPA SUPERFICIAL DE FANGOS

En algunos casos se ubican muelles de gravedad en terrenos donde existe una capa superficial de fangos o arcillas blandas, a veces de varios metros de espesor, seguida de terrenos competentes para la cimentación de estructuras. Cuando aparecen este tipo de terrenos resulta aconsejable tomar todo tipo de precauciones durante la ejecución de las obras.

Para cimentar el muro, es necesario realizar un dragado en zanja de los fangos hasta alcanzar el terreno competente, ver fig. 12.

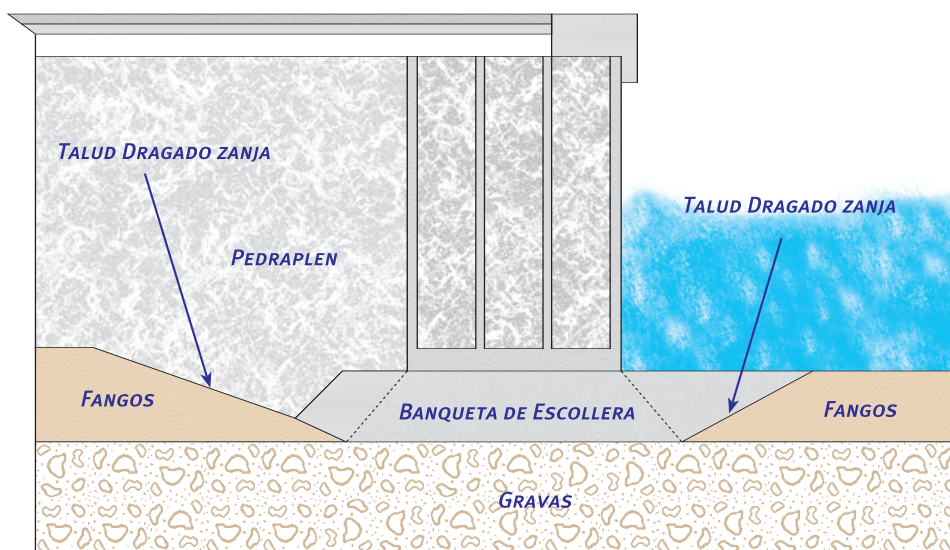


Figura 12. Sección tipo de muelle cimentado en un terreno con un estrato blando superficial.

Una vez realizado el dragado, deben realizarse reconocimientos suficientemente detallados como para poder asegurar, con toda certeza, que no han quedado capas de material blando sin dragar. En el caso de no ser así, los lentejones no retirados actúan como un patín y pueden provocar el deslizamiento del muro cuando se proceda a rellenar su trasdós.

La zanja de dragado conviene realizarla con una anchura mayor que la base del muro y adoptar unos taludes de dragado suficientemente tendidos para poder asegurar que no se producirán desprendimientos de talud dentro de la zanja con posterioridad a la realización del dragado.

En cualquier caso, inmediatamente antes de proceder al vertido de la banqueta de cimentación del muro, debe realizarse un reconocimiento del estado de la zanja para poder estar seguros de que reúne las condiciones adecuadas.

Si los fangos se retiran solo en la zanja de cimentación pero permanecen en la explanada, práctica que suele ser bastante habitual, al realizar el relleno debe comenzarse por trasdosar el muro, de forma que los fangos se muevan hacia el interior de la explanada, evitando contaminar al material de trasdós del muro.

También resulta recomendable trasdosar el muro con pedraplén, para tener la garantía de que el material en contacto directo con el muro tiene buenas características resistentes.

En el caso de realizar precargas para consolidar los rellenos, se recomienda realizarlas de forma progresiva, dejando los mayores intervalos de tiempo posibles entre la aplicación de los diferentes escalones de carga. Si la precarga se realiza de entrada con toda su altura y en un intervalo de tiempo corto, se está sometiendo al muelle a un grado de sollicitación mucho más desfavorable que durante su explotación. Esta forma de proceder, si existe algún defecto en el cimiento, provocará el deslizamiento del muelle.

## **INSPECCIÓN DE LAS OBRAS**

### **Bases de replanteo**

Uno de los criterios más comúnmente empleado para juzgar si una obra tiene o no problemas consiste en analizar los movimientos que ha experimentado.

Sin embargo, para poder realizar este análisis de forma correcta es necesario poder comparar los movimientos con la situación inicial de la obra, y esta comparación únicamente puede hacerse si se han deducido a partir de las mismas bases topográficas utilizadas durante la construcción de la obra.

Por tanto es de suma importancia conservar dichas bases o bien disponer de los datos para poder reproducirlas. En caso contrario la medida de movimientos sólo proporciona una información relativa con respecto a la situación existente en el momento en que se realiza el levantamiento topográfico.

## **Puntos a inspeccionar en los diques en talud**

- Estado general y cimentación del espaldón.
- Manto de protección.
- Bermas sumergidas.
- Aparición de socavones en la coronación del dique:
  - su existencia denotaría la pérdida de material del núcleo por falta o insuficiencia de filtros.

## **Puntos a inspeccionar en diques verticales**

- Estado general del espaldón.
- Estado general de la estructura del dique:
  - debe prestarse especial atención a la fisuración del hormigón y oxidación de las armaduras.
- Bloques de guarda y banquetta de cimentación:
  - la inspección de esta parte del dique es fundamental. Los posibles defectos en la banquetta no se ponen de manifiesto de forma directa por encontrarse sumergida y cuando se aprecian por movimientos del dique, las averías a reparar pueden ser considerables.

## **Puntos a inspeccionar en muelles de gravedad**

- Movimientos horizontales y verticales en el cantil del muelle.
- Estado general de la superestructura.
- Estado general de la estructura del muelle, prestando especial atención, en su caso, a la fisuración del hormigón y oxidación de la armadura.
- Estado de la banquetta de cimentación:
  - el fallo más generalizado en la banquetta se debe a la socavación originada por las hélices laterales de los buques, evidentemente esta sollicitación es variable según el tipo de buque que utilice el atraque. El socavón, si no se corrige a tiempo, puede afectar tanto en longitud como en profundidad a la cimentación del muelle, poniendo en peligro su estabilidad.
- Aparición de socavones en la explanada:
  - su existencia denotaría la pérdida de material de relleno a través del frente del muelle. Este tipo de fallo se presenta con cierta frecuencia en los muelles de bloques.

## **Puntos a inspeccionar en los muelles de pilotes**

- Movimientos horizontales y verticales del cantil del muelle.
- Estado de los pilotes en su zona emergida:

- debe prestarse especial atención a la fisuración del hormigón y oxidación de las armaduras.
- Estado del tablero:
  - debe prestarse especial atención a la fisuración del hormigón y oxidación de armaduras en la cara inferior del tablero.
- Estado general de la protección del talud del relleno bajo el tablero.
- Socavación del pie del talud:
  - el fallo más frecuente se debe a la socavación por la acción de las hélices de los buques.
- Aparición de socavones en la explanada:
  - su existencia pondría de manifiesto la fuga del relleno a través del talud, por falta de filtro.

### **Puntos a inspeccionar en los muelles de tablestacas**

- Movimientos horizontales y verticales del cantil del muelle.
- Grado de oxidación de las tablestacas.
- Socavación de la banqueta de protección en el pie del muelle:
  - al igual que en los casos anteriores este fallo normalmente está originado por las hélices laterales de los buques.



# DESARROLLO DE LAS INSTALACIONES PORTUARIAS DE CAMPAMENTO Y LA CONSTRUCCIÓN EN ÉSTAS DE CAJONES FLOTANTES DE GRANDES DIMENSIONES



Alfredo Carrasco<sup>1</sup>, Jesús Cózar<sup>1</sup>, Juan Pablo Pérez<sup>1</sup>  
y David López<sup>2</sup>

## INTRODUCCIÓN

Las instalaciones portuarias de Campamento presentan una gran singularidad, tanto por el tipo de infraestructuras que conforman las propias instalaciones y su particular historia, como por las obras que se han ejecutado en las mismas para ser luego trasladadas a otras partes del mundo, además de la diversidad de procedimientos constructivos empleados en ellas. En esta ponencia hemos querido dedicarle una atención especial a esta parte de la Bahía de Algeciras poniendo de manifiesto, aunque sea someramente, todos esos elementos que hacen de ella un lugar excepcional.

En primer lugar se presenta el proyecto de astillero de Crinavis, cuya obra nunca llegó a concluirse, pero que dejó la puerta abierta a la ejecución de un cajón flotante de grandes dimensiones tan singular y conocido internacionalmente como el Dique de Mónaco. Sin entrar en detalles ya expuestos en otros foros sobre el cajón en sí, nos centraremos en la adaptación de las instalaciones existentes para poder ejecutar esa obra tan singular. Por último describiremos los planes de la Autoridad Portuaria para estas instalaciones, en gran parte ya realizados, y cuyos proyectos y obras también requerirán un momento de atención sobre técnicas poco usuales en los puertos españoles.

## INSTALACIONES DE CRINAVIS EN CAMPAMENTO PARA LA CONTRUCCIÓN DE BUQUES PARA TRANSPORTE DE GASES LICUADOS

En esta primera parte de la ponencia se ofrece un esquema del desarrollo de las instalaciones portuarias de Campamento, hasta la construcción en éstas de cajones flotantes de grandes dimensiones.

---

<sup>1</sup> Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.

<sup>2</sup> DRACE.



*Figura 1. Instalaciones portuarias de Campamento. Agosto de 2005.*

El de las instalaciones portuarias de Crinavis en Campamento-San Roque se consideró un proyecto para el establecimiento de una industria de interés general en el Área del Campo de Gibraltar, lo que permitió que se acogiera a los beneficios de una zona declarada por decreto de preferente localización industrial.

La inversión prevista para la totalidad de las instalaciones fue de 5.000 millones de las antiguas pesetas y la propuesta de creación de puestos de trabajos se cifró en 4.000. Todo ello imprimía a las instalaciones solicitadas un carácter excepcional, por su importancia y por secundar las directrices señaladas por el Gobierno en relación con el desarrollo y promoción de una zona del país en la que concurrían unas circunstancias particulares derivadas del cierre de la frontera con Gibraltar, donde se perdieron unos 6.000 puestos de trabajo.

## **Antecedentes**

Con fecha de abril de 1974 se presenta ante la Junta de Obras del Puerto de Algeciras-La Línea (actualmente Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras) una solicitud de autorización para la construcción y posterior explotación en régimen de concesión administrativa de un astillero en la Bahía de Algeciras, a instancia de la empresa Sistemas Navales y Criogénicos, S.A. (CRINAVIS, S.A.) en el lugar denominado Punta Mala, en la barriada de Campamento, sita en el termino municipal de San Roque.

El emplazamiento de los astilleros fue previsto en el lado NE de la Bahía de Algeciras, próximo a las actuales instalaciones de la refinería Gibraltar y varias centrales térmicas. En la elección de este emplazamiento influyeron las campañas de sondeos realizadas, que permitieron la redacción del informe geotécnico correspondiente, y la definición de la situación más conveniente desde el punto de vista conjunto de rellenos y cimentaciones. Además, la zona quedaba protegida de los vientos reinantes de levante (E) y el terreno presentaba un zócalo rocoso a profundidades relativamente pequeñas.

Las necesidades de calado en muelles y umbrales de diques hacían aconsejable ganar gran parte de los terrenos al mar mediante rellenos.

El proyecto contemplaba dos zonas muy definidas: una denominada criogénica situada en la parte norte de las instalaciones, donde se fabricarían los tanques (contenía los diques norte y transversal, los dos que se construyeron), y otra situada en el sur, denominada de buques, donde se construirían éstos (contenía el futuro dique sur, que nunca se construyó).

Las peculiaridades más importantes del proyecto consistían en:

- El soporte de los tanques se desarrollaba de forma distinta a los que existían en la época, y tenía la ventaja de que no limitaba el tamaño del buque.
- Los tanques fabricados en la zona criogénica se incorporarían al casco del buque haciéndolos flotar desde el dique norte, en el que se construían, y moviéndolos a través del dique transversal hasta el dique sur, donde se encontraría el buque.

Con fecha 9 de agosto de 1974, y después de practicadas las reglamentarias informaciones públicas y oficiales correspondientes, se dicta la Orden Ministerial donde se autoriza la ocupación de los terrenos con destino a la construcción y posterior explotación de dichos astilleros.

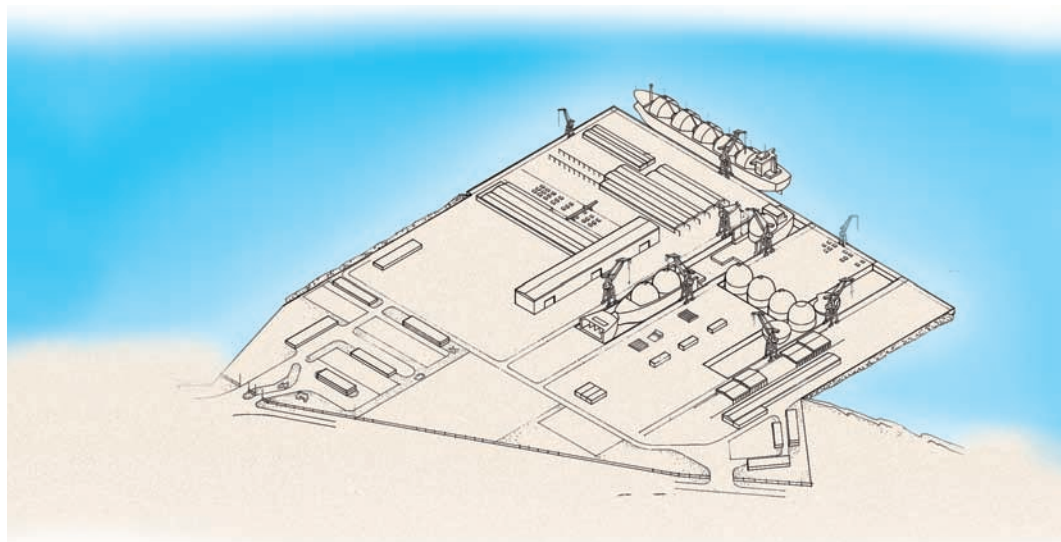


Figura 2. Perspectiva de las instalaciones proyectadas.



Con esta solicitud se incluía el **“Proyecto de Planta para Construcción de Sistemas Criogénicos y Buques para transporte de Gases Licuados”** en el que se definían y justificaban las obras de construcción de los mencionados astilleros, que ocuparían una superficie de unos 567.000 m<sup>2</sup>, de los cuales 437.000 m<sup>2</sup> constituían la concesión, ganándose al mar unos 428.000 m<sup>2</sup>, mientras que los restantes 9.000 m<sup>2</sup> correspondían a la zona marítimo terrestre. Los otros 130.000 eran propiedad del concesionario por adquisición a varios propietarios colindantes con dicha zona marítimo terrestre.

La ejecución estaba prevista en dos etapas: en la primera se realizarían los desmontes y rellenos así como las obras civiles, pues por su naturaleza tenían un plazo de ejecución más largo y eran necesarias como soporte físico de los demás elementos del futuro astillero; en la segunda se completarían las obras que permitirían la puesta en marcha del astillero en su capacidad total.

### **Características generales de la obra**

La primera fase consistía en un relleno general de 204.632 m<sup>2</sup>, un muelle de 240 m de longitud, un dique para montaje y prueba de esferas de 50 m de manga y 380 m de eslora con un canal transversal, así como un recinto destinado al futuro dique de construcción de buques.

Las obras de la primera fase dieron comienzo después de la firma del acta de replanteo que se llevó a cabo el día 23 de agosto de 1974 con objeto de adelantar el inicio de los trabajos, ya que las de la segunda fase, por la complejidad del proceso, no se encontraban definidas a nivel de proyecto constructivo.

Posteriormente, y de acuerdo con la Orden Ministerial, se fueron presentando por el concesionario los proyectos complementarios que definían los detalles constructivos que constituían la totalidad de las obras.

El plazo de las obras fue estimado en cinco años, contados a partir de la comunicación de la Orden Ministerial donde se autorizaba la concesión, que se produjo el día 19 de agosto de 1974. Posteriormente hubo varias peticiones de ampliación del plazo, pero las obras no se terminaron nunca en su totalidad.

Las obras que sí se ejecutaron y que formaban parte del proyecto previsto se resumen en las siguientes actuaciones:



*Figura 3. Movimiento de tierras.*

- **Ataguía.** Para cerrar el perímetro de la obra, y una vez impermeabilizada, permitir la ejecución de las obras correspondiente al dique en seco.
- **Movimiento de tierras.** Formado fundamentalmente por el relleno necesario para ganar al mar las superficies previstas hasta la cota +3,00, en la zona terrestre se ejecuta un desmonte hasta la misma cota. La explanada resultante se mejora con una capa de 50 cm de suelo seleccionado.

Posteriormente se excavan las fosas para los emplazamientos de los diques norte y transversal, el emplazamiento del dique sur se excava parcialmente hasta la cota media -6,00 (esta excavación, como se comentará más adelante, serviría para la ejecución del dique de Mónaco).



Figura 4. Ejecución del dique.

- **Dique Norte y Transversal.** El dique tiene en planta forma de T, y sus dimensiones son las siguientes: 380 m de eslora y 50 m de manga en el dique principal, y 125 m de eslora y 50 m de manga en el dique transversal, ambos con solera a la cota -7,00 referida al cero del Puerto de Algeciras. La cota de coronación de los cajeros se sitúa a la +3.50, estando formados éstos por muros de hormigón armado.

La compuerta de cierre de los diques está formada por cajones alveolares de hormigón armado que funcionan por gravedad y la estanqueidad se consigue mediante juntas de goma.

El funcionamiento para conseguir su estabilidad de flotación se ejecuta con un equipo de hombres y válvulas automáticas de inundación y achique en las operaciones de cierre o apertura de los diques.

- **Sala de bombas.** Este elemento estructuralmente se resuelve con cajón estable por peso. Centraliza las funciones de inundación y achique de los diques y sus principales cámaras son: cámara de inundación, cámara de bombas, colector general de achique, cámara colectora de filtraciones.
- **Edificaciones zona norte:**
  - Edificio oficinas, vestuarios y aparcamientos.
  - Edificio de formación.
  - Nave de elaboración.

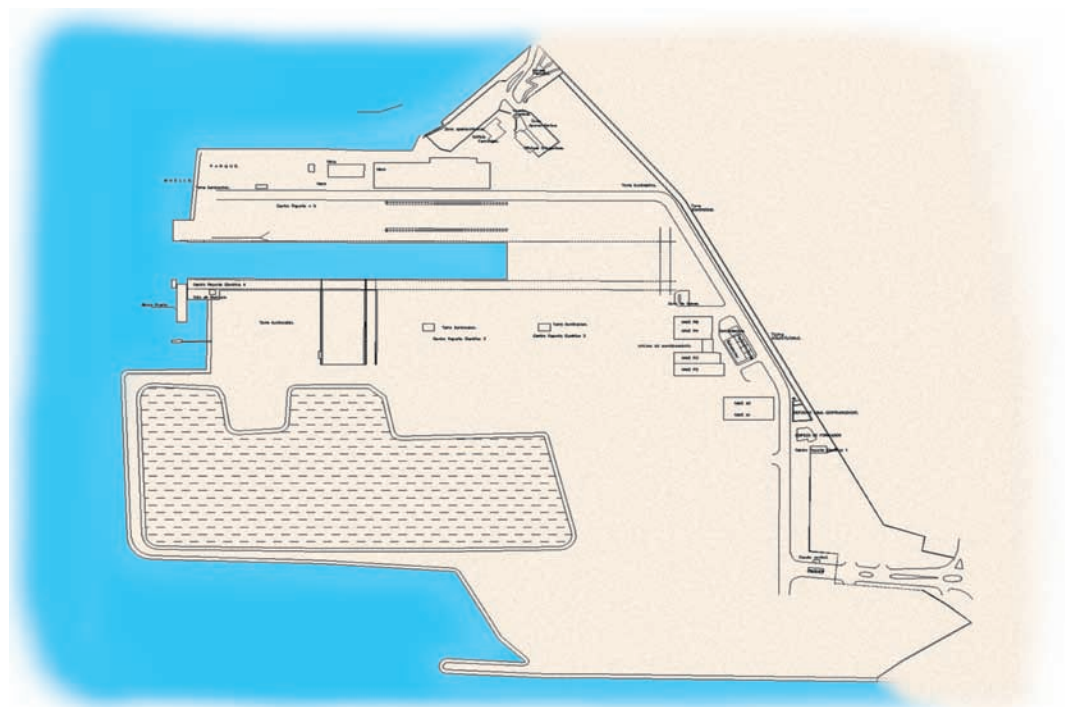


Figura 5. Estado de las instalaciones en el momento del rescate.

- Nave de preconformado.
- Nave aplanadora.
- **Edificaciones zona central:**
  - Edificios de oficinas.
  - Edificios de compresores.
  - Edificio subestación eléctrica y centros auxiliares de transformación, incluso línea de alta tensión de 60.000 V y 2 transformadores de 15.000 KVA.
  - Naves denominadas A1, A2, P2, P3, P4 y P5, dedicadas a almacenes, laboratorios y talleres.
  - Casetas de control.

Todas las edificaciones y naves supone una superficie construida de 17.427 m<sup>2</sup>.

## Rescate de la concesión de Crinavis

En el año 1986 CRINAVIS, S.A. solicita una ampliación del uso inicialmente solicitado para emplear parte de la superficie al desguace de embarcaciones, y por Orden Ministerial de fecha julio de 1986 se le concede dicha ampliación.

La concesión de Crinavis con sus instalaciones es adquirida por el Banco de Crédito Industrial con fecha de abril de 1987 por adjudicación en subasta, en virtud del auto

dictado por el Juzgado de Primera Instancia nº 19 de Madrid. Según consta en el Registro de la Propiedad de San Roque, el correspondiente cambio de titularidad es autorizado por Orden Ministerial de noviembre de 1987. Posteriormente, la concesión pasa a pertenecer al Banco Exterior de España, S.A. por haber adquirido por sucesión universal todo el patrimonio del Banco de Crédito Industrial.

A los dieciocho años del otorgamiento de la concesión a Crinavis, S.A., el Banco Exterior de España muestra su interés en deshacerse de la concesión. Esta circunstancia, unida a la demanda existente para el establecimiento de empresas en la zona, motivó que el Director Técnico de la Autoridad Portuaria propusiera el rescate de la concesión al Consejo de Administración. Como consecuencia, en el Pleno celebrado el día 5 de marzo de 1993 se acordó iniciar el expediente de rescate de la concesión administrativa y compra de la propiedad de todos los bienes cuya titularidad ostentaba en Crinavis el Banco Exterior de España.

A final del mes de marzo de 1993 se lleva a cabo la firma del contrato y con ella la recuperación de la concesión, con la adquisición de todos los terrenos propiedad del concesionario.

## **Actuaciones de la Autoridad Portuaria**

### ***Concesión a Cernaival, S.A.***

En agosto de 1996 fue otorgada a Cernaival, S.A. la concesión para la ocupación de una parcela de unos 51.200 m<sup>2</sup> destinada a la construcción y explotación de un centro de reparaciones navales con el montaje de un dique flotante en las instalaciones portuarias de Campamento, San Roque.

Dentro de los condicionantes de la concesión se estableció que el montaje del dique flotante se iniciara, como muy tarde, en el plazo de un mes a partir de la terminación por parte de la APBA de las obras necesarias a construir en la parte norte de las instalaciones de Campamento.

El proyecto correspondiente se redactó como consecuencia de lo establecido en dicha condición concesional, cuyos requerimientos principales se resumen en los siguientes parámetros:

- A) Calado mínimo de 12,50 metros.
- B) Escasa necesidad de relleno, por tratarse de un muelle para instalar un dique flotante y no de dar servicio a embarcaciones para transportar mercancías.

En estas circunstancias se consideró ideal utilizar como emplazamiento el lado Norte de la explanada de Crinavis. Las condiciones existentes del fondo permitieron alcanzar el calado suficiente para las necesidades de la operatividad del dique flotante.

Por otra parte, la no necesidad de una gran explanada adosada al atraque permitió aprovechar parte de la existente y de la que se consiguió con la construcción del



Figura 6. Concesión a Cernaival, S.A.

espigón proyectado, dándole una funcionalidad que de otro modo difícilmente podría conseguirse.

Finalmente, se pensó en un muelle en forma de L de hormigón sumergido, con una longitud de 180 metros, ala de 45 metros, y un calado de 12,50 metros, en principio suficiente para atender las necesidades de funcionamiento del dique, y que podría ser ampliado en caso de ser necesario.

El emplazamiento de la instalación venía claramente condicionado por la estrategia de la concesión otorgada. Ello permitió aprovechar como estrategia global instalaciones existentes actualmente: explanadas, naves de talleres y el propio dique seco actuando como muelle de armamento.

El establecimiento del dique flotante en la parte norte de la explanada de Crinavis permitió reservar el uso de esta parte norte para la actividad de reparaciones navales, dejando todo el resto de las instalaciones para futuros tráficós, y ubicando el dique flotante en la zona más abrigada posible de todos los temporales y vientos.

El substrato, tal y como se deduce del estudio geotécnico realizado, está formado por una capa superficial de arenas entre 1,5 y 3,80 metros de espesor sobre una alternancia de margas con capas rocosas de areniscas y areniscas calcáreas muy

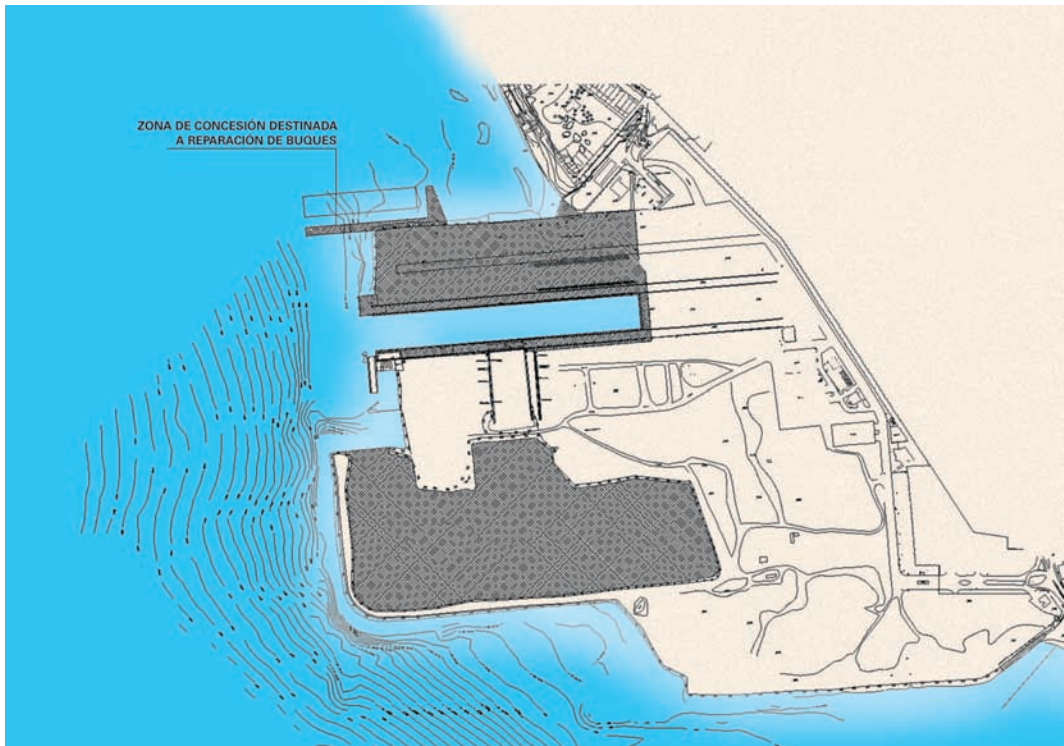


Figura 7. Planta de la actuación realizada.

precrystalizadas, con espesores rocosos encontrados del orden de un metro. Se procedió a dragar una zanja para cimientos hasta alcanzar la roca sana.

Esta zanja se rellenó de una banqueta de escollera que se enrasó a la cota  $-7,50$  metros.

Además del citado dragado en zanja de cierta entidad para los cimientos, se dragó para dar acceso a las embarcaciones al dique flotante y a las operaciones de inmersión de dicho dique una zona hasta alcanzar la cota  $-12,50$ . Los



Figura 8. Imagen del recinto de vertido (futura ubicación Dique de Mónaco).

materiales procedentes de estos dragados se vertieron en el recinto previsto para la ubicación del dique Sur.

El volumen a dragar fue de aproximadamente de 100.000 m<sup>3</sup>, que una vez vertido, elevaría la cota del recinto hasta la -4,50.

Para poder realizar el vertido por fondo con gánguiles, fue necesario abrir la ataguía por la parte sur del recinto. Posteriormente, ésta fue cerrada para poder ejecutar la excavación para la construcción del Dique de Mónaco.



Figura 9. Adaptación de superestructura

### ***Adaptación de Superestructura de Cajeros de Dique Seco en Campamento***

Las demandas de muelle para el conjunto de las instalaciones en Crinavis a partir del año 1993 seguían creciendo de forma continua, no siendo posible atenderlas en algunas ocasiones.

En concreto, las peticiones para muelle de armamento estaban siendo rechazadas por no tener muelles libres adecuados para ello. Por consiguiente se procedió a adecuar el dique existente a estas necesidades, sin afectar a los

elementos básicos de compuerta, drenaje y bombeo, que en el futuro permitirían realizar reparaciones en seco.

Las obras proyectadas adecuaban la superestructura de los muelles cajeros, y la dotaban de los elementos imprescindibles para la explotación de este dique seco como instalaciones para reparaciones a flote.

Además de lo comentado, era necesario realizar las siguientes actividades:

- Reubicación del cajón compuerta del dique transversal.
- Hormigonado de las juntas laterales del cajón.
- Inyección en su base de apoyo.
- Relleno del trasdós del cajón.

### **DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS**

Las obras que se definían en el proyecto son las siguientes:

- Utilización de cajón compuerta alveolar para cierre de canal en forma de T que originariamente conectaba los dos diques secos, aunque, como se ha comentado, sólo se ejecutó el primero de éstos. Fueron necesarias obras de inyección y hormigonado de juntas entre estructuras de muelle fija y cajón alveolar una vez posicionado éste en su emplazamiento, para dar continuidad a la alineación de los muros cajeros.

- Relleno de huecos de cajón alveolar con material granular para aumentar su estabilidad, una vez posicionado.
- Adecuación de superestructura de cantil de todos los muros cajeros perimetrales adecuándolos a su nueva función. Esta adecuación consistía en demoler la parte superior de éstos y descubrir las armaduras que nos permitieron conectar los macizos de anclaje de bolardos y defensas a los cantiles existentes.
- En los laterales de estos macizos se construyeron escaleras de hormigón en masa adosadas a los mismos.
- La nueva superestructura se dotó de defensas circulares con rodamientos, adecuadas para el atraque de buques en el ancho del dique y de bolardos de 100 toneladas de tiro.

### **DIQUE SEMIFLOTANTE PARA EL PUERTO DE “LA CONDAMINE”, EN EL PRINCIPADO DE MÓNACO**

Se describen en este apartado todos los aspectos relativos a la construcción del dique, analizando las principales circunstancias que condicionaron la ejecución de los trabajos en seco de la Bahía de Algeciras:

- La dársena de Campamento.
- Instalaciones de obra.
- Cimentaciones provisionales.

Se analizan, asimismo, las principales operaciones marítimas que tuvieron lugar en la Bahía de Algeciras.

#### **La dársena de Campamento**

La elección de esta dársena para la construcción del Dique de Mónaco, tiene una influencia muy importante en el cálculo de la estructura por los siguientes motivos:

- Solicitaciones durante la construcción.
- Condicionamientos impuestos por el transporte.

Para que la operación de remolque de la obra fuese técnicamente viable debía construirse en la cuenca mediterránea, lo más cerca posible de su emplazamiento definitivo.

#### ***Posibles emplazamientos***

Se evaluaron las condiciones de distintas dársenas o diques secos para la ejecución, lo suficientemente próximos a Mónaco:

- La Ciotat (Marsella - Francia).
- La Valeta (Malta).
- Campamento (Algeciras - España).



La más cercana es la primera, pero tanto La Ciotat como La Valeta obligaban a terminar una parte del dique a flote. Además resultaba difícil disponer de ellas en la época en que se iban a realizar los trabajos. Por otra parte Campamento permitía la ejecución completa en seco y no presentaba problemas de disponibilidad, por lo que se tomó la decisión de construir el cajón en este último, situado en Algéciras.

## **Características de la dársena**

Forma parte del proyecto de Crinavis en la década de los 70, para construir unos astilleros para buques de gas natural criogénico (de ahí su nombre) en la Bahía de Algéciras, que debió ser abandonado durante la ejecución por la crisis del petróleo.

Como se expuso anteriormente, el proyecto constaba de dos diques secos paralelos, unidos por un tercero, formando una H, para transferencia de los módulos de almacenamiento del gas (grandes esferas). El más septentrional y el intermedio estaban terminados prácticamente, aunque sin achicar.



*Figura 10. Situación de la dársena.*



*Figura 11. Cierre de la ataquía y achique.*



*Figura 12. Excavación de la dársena.*



*Figura 13. Drenaje y accesos a la dársena.*

El meridional y mayor estaba formado por una ataguía de tierras, con una pantalla impermeable de bentonita-cemento en su núcleo encastrada unos 30 centímetros en la roca sana a la cota -12 metros, y delimitaba un rectángulo con espacio suficiente para alojar el dique.

La existencia de unas margas impermeables y tan someras permitió la ejecución de la dársena seca aprovechando el perímetro de la ataguía ya construida, así como las facilidades de un achique y de un gran calado de salida para un dique seco de astillero.

Las dimensiones del Dique de Mónaco, en planta, son 352 metros de eslora y 44 metros de manga (zona de estabilizadores). El calado con todo el lastre sólido y parte del líquido, para adrizamiento, era de 13,30 metros. La dársena de Campamento, con unas dimensiones en planta de 420 x 150 m<sup>2</sup>, y una profundidad de 14,50 metros, permitía construir íntegramente en seco el dique y, posteriormente, ponerlo a flote y botarlo tras realizar una serie de obras de acondicionamiento del recinto. A continuación se describen las actuaciones para la ejecución en seco, y posteriormente trataremos las relativas a la puesta a flote y botadura.

### ***Estado de la dársena***

En los años 90 se dragó la ataguía en el oeste para poder rellenar con gánguiles la dársena ya excavada, por lo que hubo que restituirla en esa zona, al igual que la unión con el dique intermedio de la H.

### ***Acondicionamiento de la dársena para la construcción en seco***

Para el acondicionamiento del área fue necesario realizar las siguientes obras en la dársena existente:

- Cierre de la ataguía del lado norte mediante el relleno con material suelto y la continuación de la pantalla de bentonita-cemento.
- Achique del agua existente e instalación de elementos de bombo provisionales.
- Excavación suplementaria para obtener un calado suficiente para la construcción y posterior remolque del dique (a -14,70 m). Se extrajeron unos 330.000 m<sup>3</sup> de rellenos antrópicos y arenas, y 90.000 m<sup>3</sup> de roca (margas grises y areniscas). Estos materiales se acopiaron en la zona para su posterior utilización en las futuras obras de ampliación de las instalaciones portuarias de la Bahía de Algeciras. Para excavar la roca se realizó un estudio particular de las secuencias de tiro y cargas específicas de las voladuras, al objeto de no afectar a las viviendas ni a las piscifactorías colindantes.
- Instalación de un sistema de drenaje para la recogida, incluyendo el bombeo de las eventuales filtraciones, una cuneta perimetral con unas canalizaciones para captar las aguas localizadas y un dispositivo de achique permanente.
- Protección de los taludes con hormigón proyectado sobre malla de acero.

- Acondicionamiento de dos rampas de acceso al fondo de la dársena.
- Establecimiento de una plataforma, en el fondo de la dársena, para la rodadura de las grúas torre y la maquinaria de obra.
- Construcción del sistema de cimentación del dique.

## **Instalaciones de obra**

En las proximidades de la dársena, y dentro del recinto de Campamento, se acondicionaron 50.000 m<sup>2</sup> de terreno para ubicarlas.

### ***Achique de la dársena***

Para evacuar las pequeñas filtraciones producidas así como las aguas pluviales, y por motivos de seguridad, se instaló un sistema de achique que constaba de una piscina decantadora y tres bombas de inmersión, de las cuales dos estaban de reserva, con una capacidad de 300 m<sup>3</sup>/hora cada una. Asimismo se instaló un conducto de evacuación que, en caso de necesidad, permitía a todas las bombas trabajar en paralelo.

### ***Fabricación de hormigón***

El hormigón se fabricó en dos centrales automáticas instaladas a pie de obra, con amasadora de eje vertical a contracorriente de 2 m<sup>3</sup> y una capacidad de producción de 60 m<sup>3</sup>/hora cada una. Estaban equipadas con dos silos de cemento de 250 toneladas, y disponían de una zona de acopio de áridos, estando la arena bajo techado.

### ***Elaboración y prefabricado de ferralla***

La obra disponía de dos parques de ferralla con capacidad de producción de 600 t/mes entre ambos. Estaban dotados de una zona de acopio, cada uno, para unas 600 toneladas y disponían de sendas grúas torre y todos los elementos para conformar el acero. Uno de ellos estaba dedicado a la elaboración de las armaduras verticales y el otro a la elaboración de las horizontales. En ambos casos, el prefabricado incluía el preposicionamiento de las vainas para las armaduras activas.

### ***Parque de encofrados***

El parque de encofrados disponía de una carpintería y diversas zonas de acopio y montaje de los encofrados utilizados en la obra:

- 16.000 m<sup>2</sup> de encofrados para la solera.
- 13.000 m<sup>2</sup> de encofrado trepante para los alzados.



Figura 14. Plantas de hormigón.



Figura 15. Parques de ferralla.

- 3.000 m<sup>2</sup> de encofrados diversos para la superestructura.
- 17.000 Ud de puntales.
- 17.000 Ud de cerchas de arriostramiento.
- 900 Ud de cerchas para cimbrado.

### **Talleres**

Se habilitaron un taller eléctrico, uno mecánico y otro taller para mantenimiento de la maquinaria de postesado y premontaje de los elementos del mismo.

### **Zona de ensayos escala 1:1**

Para garantizar que los métodos de ejecución permitían alcanzar las exigencias del pliego en cuanto a calidad y tolerancias, se realizaron una serie de ensayos a escala 1:1 en una zona habilitada para ello.

### **Medios de elevación**

Para cubrir todas las zonas de trabajo se instalaron en el dique, en el fondo de la dársena, 8 grúas torre con una capacidad de 200 tm y 42 metros de radio, construyendo los correspondientes caminos de rodadura para su desplazamiento, en el sentido longitudinal del dique.

### **Puente de acceso**

Con el fin de continuar los trabajos durante la fase de ensayos y permitir el vertido del las-



Figura 16. Puente de acceso.



Figura 17. Cimentaciones provisionales.

estructurales.

Para el apoyo del dique en el fondo de la dársena existían los siguientes condicionantes:

- Reducir al mínimo de la posible aparición de fisuras en el hormigón.
- Permitir el deslizamiento entre solera y cimentación de forma que, en el momento de introducir el pretensado longitudinal, se consiguiera el acortamiento del dique (170 mm previstos) y la puesta en funcionamiento de este pretensado. En caso contrario, el mismo sólo entraría completamente en funcionamiento con la flotación del dique.
- Obtener unas líneas de apoyo que soporten la totalidad del peso.
- Establecer una plataforma con capacidad portante suficiente para soportar el encofrado y el hormigón fresco de la losa inferior entre las líneas de apoyo mencionadas en el punto anterior.
- Facilitar el despegue del dique una vez se inundase la dársena para botarlo.

Limitando el coeficiente de rozamiento estático entre el dique y las líneas de apoyo a un valor máximo de 0,3 se consiguen solventar los tres primeros condicionantes mencionados en el punto anterior. La solución adoptada es apoyar en sentido transversal el dique en 45 vigas (una por cada muro transversal), produciéndose el contacto a través de dos chapas metálicas, con una película de grasa interpuesta, y estando la viga empotrada en el sustrato de roca existente en el fondo de la dársena. Las longitudes de cada apoyo fueron de 32 metros, a excepción de los dos primeros que, por la configuración especial del Plot 1, fueron de 30,5 metros. La anchura es diferente en función de la ubicación de los mismos, al no ser uniforme el reparto del peso del dique.

Para solventar el cuarto condicionante, alrededor de las líneas de apoyo se puso un encofrado lateral que dibujase el contorno de la losa inferior del dique (44 x 372

tre sólido, en las celdas se instaló un puente metálico de celosía, de 38 metros de luz y cuatro metros de ancho, con capacidad máxima para un vehículo de 38 toneladas.

Esta estructura estaba apoyada en ambos extremos y diseñada para seguir los movimientos del dique tanto verticales, como horizontales.

### **Cimentaciones provisionales**

Para definir el apoyo del dique, en la dársena hubieron de conjugarse una serie de condicionantes tanto constructivos como

metros), rellenando los huecos que quedan entre él y la líneas de apoyo con arena compactada y consiguiendo una superficie continua formada por las líneas de apoyo, en donde van las chapas engrasadas que sirven de encofrado, y una zona de forro apoyada sobre la arena compactada. Este material tiene la capacidad portante suficiente para soportar el hormigón fresco sin tener asientos indeseables.

El encofrado del fondo, que va sobre la arena, se puede retirar para cada Plot, una vez hormigonados la losa inferior, los arranques de los muros, los estabilizadores laterales y cuando se ha ejecutado una parte del pretensado transversal. La operación consiste en quitar el encofrado de contorno y posteriormente, mediante un chorro de agua, lavar la arena. Una vez eliminada ésta, se desmontan los forros de encofrado mediante un ingenioso sistema de cuerdas. De esta forma el dique queda apoyado únicamente en las 45 líneas mencionadas anteriormente, y se facilita el despegue del fondo de apoyo en el momento de la botadura del mismo.

### ***Conducción para la inundación de la dársena***

Se instaló una tubería para trasvasar agua del mar para inundar la dársena.

Las obras consistieron en la apertura de la zanja correspondiente, colocación del conducto en el interior, ejecución de los macizos necesarios y de una zona para manipular las válvulas de apertura y cierre.

### **Operaciones marítimas en Algeciras**

No fue hasta la primera quincena del mes de junio de 2002 –transcurridos más de dos años desde el inicio– cuando la obra del Dique de Mónaco tomó contacto con la realidad que le aguardaba en el futuro: el mar. En efecto, hasta entonces los trabajos de construcción se habían desarrollado en el interior de la dársena, siempre en seco.

Las llamadas operaciones marítimas de la obra dieron comienzo entonces, sucediéndose a partir de ese momento con la secuencia siguiente:

- Inundación parcial de la dársena durante los ensayos de estanqueidad.
- Flotación del cajón.
- Amarre del dique en flotación.
- Maniobra de salida.
- Atraque intermedio en la Bahía de Algeciras.
- Lastrado para remolque.

### ***Amarre del dique en flotación***

Antes de proceder a la inundación de la dársena de Crinavis se instaló el sistema de amarre provisional del dique. Éste habría de mantenerlo en posición, una vez realizada la flotadura, frente a las acciones de viento –fundamentalmente– a las que se

vería sometido. No olvidemos que entre la puesta a flote del cajón y su salida de la dársena transcurrió un período de un mes, el necesario para proceder al dragado de la bocana de salida.

Un total de ocho líneas de amarre (cuatro traveses, dos largos y dos “springs”) componían el sistema. Las distintas líneas (cables de 52 mm en el caso de los traveses y de 25 mm para los largos y “springs”) eran tesadas y ancladas por un total de seis cabrestantes.

Durante el tiempo que el dique estuvo en flotación hubo una vigilancia permanente del sistema de amarre, comprobando tensiones de cables, desplazamientos de líneas, movimientos del dique, etc. Asimismo, se hizo un seguimiento pormenorizado de las condiciones meteorológicas, con múltiples partes diarios y con medida directa de la velocidad del viento en la obra. Un plan de actuación en caso de emergencia fue definido, con distintos niveles de alarma en función del viento reinante.

### ***Maniobra de salida de la dársena***

Con el cajón a flote, se remataron los últimos elementos de las superestructuras cuya construcción estaba prevista en Algeciras. En paralelo, se instalaron todos los cierres estancos provisionales para el transporte y se ejecutó el estibado de la carga a bordo del dique.

Finalizadas estas operaciones, se retiró la pasarela provisional de acceso al cajón y éste quedó preparado para ser transportado al atraque intermedio en la bahía. Antes de proceder con la maniobra de salida, se llevó a cabo una verificación batimétrica minuciosa del dragado de la bocana de salida.

La maniobra de salida de la dársena fue concebida con la participación conjunta de los cabrestantes del amarre del dique y un total de cinco remolcadores, cuatro de ellos de 50 t de “bollard pull”. El quinto fue el remolcador de escolta durante el transporte, el barco Smitwijs Typhoon de 100 t bp. En todo momento, la maniobra fue monitorizada topográficamente, comprobando los movimientos de deriva y guiñada del dique.



*Figura 18. Salida del cajón.*

Tan pronto el dique hubo rebasado los taludes de la bocana de salida, otros dos remolcadores de 50 t adosaron su proa a los costados del dique, tanto a babor como a estribor, para impedir la deriva y controlar la guiñada.

Paralelamente al avance del dique, se fueron cortando las distintas líneas de amarre, finalizando con los dos largos de popa.

### ***Atraque intermedio en la Bahía de Algeciras***

Cuando toda la eslora del dique dejó atrás los límites de la bocana de salida, los dos remolcadores de babor y estribor fueron conectados al remolque principal. En esta configuración, con cuatro remolcadores de 50 t gobernando el dique, se transportó hasta el muelle de la central térmica de Los Barrios, de la compañía ENDESA.

Para el atraque se emplearon dos pontonas separadoras, aportadas por la empresa DRACE (Dracaza XV y Dracaza XVI).

### ***Lastrado para remolque***

El atraque intermedio del dique en la bahía sirvió para posibilitar el lastrado del mismo hasta su calado de remolque. En efecto, la puesta a flote se hizo con el lastrado mínimo necesario para compensación de momentos flectores y torsores en la estructura. En estas condiciones, el calado del dique en su "botadura" era cercano a los 13,50 metros (por otra parte, éste había de ser el calado máximo para garantizar un margen de botadura de 1 metro respecto de los picaderos del dique seco).

Así pues, a la salida de la dársena el cajón contenía en sus compartimentos de lastrado 5.758 m<sup>3</sup> de agua dulce, puesto que las prescripciones técnicas del contrato de la obra impedían taxativamente el lastrado con agua de mar.

Por criterios de estabilidad naval del dique y de minimización de esfuerzos, los estudios de ingeniería concluyeron que el remolque había de hacerse con un calado de 15 metros. Ello suponía un volumen de lastre líquido total de 27.548 m<sup>3</sup>.

Para el transporte del agua de lastrado se empleó un buque tanque (Metílico, de la compañía Naviera Química) de 6.000 m<sup>3</sup> de capacidad de carga. El suministro se hizo desde los duques de alba situados frente a la playa de Puente Mayorga, que en otras épocas fueron empleados para el suministro de agua potable a Ceuta y Melilla.

Abarloado al cajón con interposición de dos defensas Yokohama de 2,50 m de diámetro, las tuberías de impulsión del barco fueron conectadas a los conductos del



Figura 19. Maniobra de salida.



Figura 20. Maniobra de salida.



sistema de lastrado / deslastrado del dique, presentes en los compartimentos de babor y estribor del mismo. La descarga de cada viaje del barco se hizo en unas 12 horas.

## DESARROLLO DE LAS INSTALACIONES PORTUARIAS DE CAMPAMENTO

El Plan Director de Infraestructuras de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras plantea dos ubicaciones para los nuevos desarrollos portuarios. Éstos son:

- El Exterior de Isla Verde para el Puerto de Algeciras.
- Las antiguas instalaciones de CRINAVIS en Campamento.

En este apartado se describirán tanto las actuaciones ya ejecutadas como las previstas por la APBA en Campamento.

### Desarrollo previsto

En el planeamiento general del desarrollo previsto en Campamento se establecían una serie de actuaciones y fases de ejecución tal y como puede apreciarse en la figura.

La secuencia de ejecución se puede resumir en:

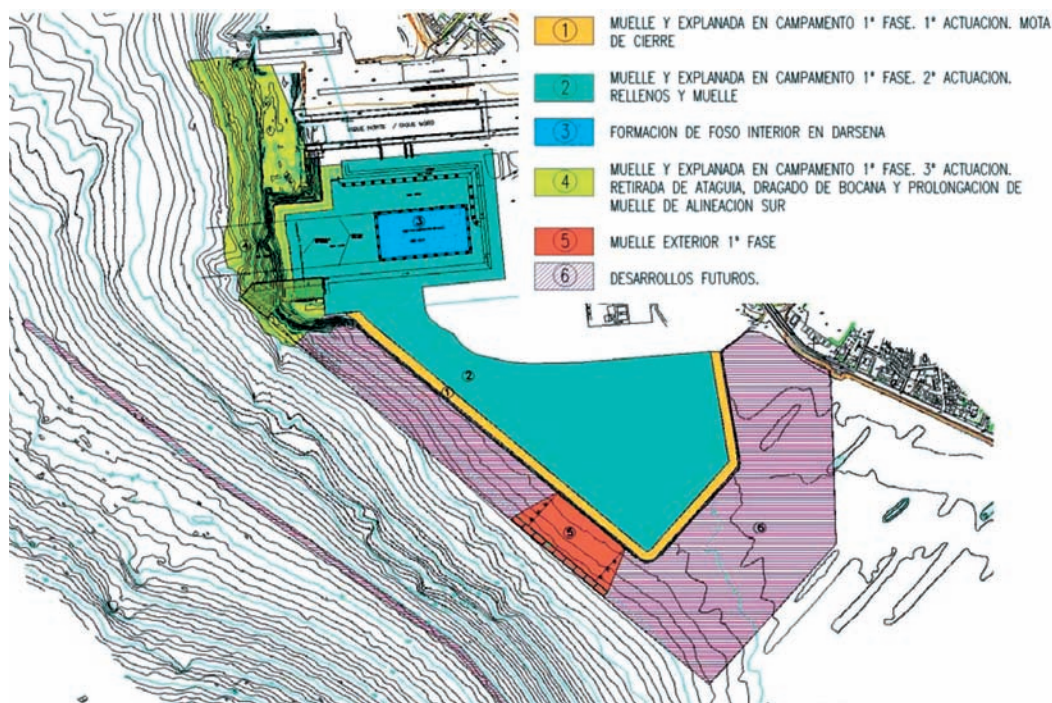


Figura 24. Planta inicial de la 2ª Actuación

- 1ª FASE:

- 1ª Actuación: Mota de cierre. En esta primera actuación, ya terminada, se definió el perímetro de una primera explanada mediante un dique en talud de escollera.
- 2ª Actuación: Muelle y explanada. Una vez el Dique de Mónaco deja libre la dársena interior, se procedió a su excavación aumentando las dimensiones de la dársena, de forma que se emplearon los materiales procedentes de la excavación para el relleno de la explanada definida en la primera actuación. En esta segunda actuación, ya terminada, se ejecutaron los muelles de esta futura dársena permitiendo calados desde los 12 a los 15 metros. Esta obra se ejecutó en seco aprovechando parte de la pantalla de bentonita ejecutada para el Dique de Mónaco y ejecutando una nueva ataguía como cierre de la zona a excavar, estando previsto el dragado de la ataguía al final de la obra, de forma que la dársena quedaría perfectamente útil para el empleo de sus muelles al tener abrigo natural suficiente.
- Formación de foso interior en dársena. Durante la ejecución de la segunda actuación surgió la necesidad de modificar el proyecto vigente al aparecer un concesionario interesado en ejecutar otro cajón flotante de grandes dimensiones similar al Dique de Mónaco. Una vez definidas las necesidades del nuevo concesionario se suprimió el dragado previsto para permitir el trabajo en seco en el nuevo recinto definido por la actuación anterior. Otra de las modificaciones supuso la excavación de un foso dentro de la dársena para permitir la ejecución de un cajón de mayor altura y su posterior salida a flote una vez inundada la dársena de nuevo.
- 3ª Actuación: Muelle y explanada. Parte del proyecto correspondiente a la 2ª Actuación no pudo ejecutarse al aprovecharse la ataguía existente por parte del concesionario, de forma que está prevista la continuación del muelle sur de la dársena interior hasta enlazar con la alineación del futuro muelle exterior una vez se retire la ataguía y se drague la bocana para permitir los calados previstos.

- 2ª FASE:

- Muelle Exterior 1ª Fase. Como avance de lo que será el futuro Muelle Exterior, y al objeto de dar servicio a la explanada no incluida en la concesión otorgada a ESSO ESPAÑOLA para la ejecución de su cajón, se ha ejecutado este muelle de 260 metros de longitud.
- Desarrollos futuros. Incluirán la finalización del Muelle Exterior y la ejecución de un dique de abrigo si los tráficos asociados a esta infraestructura así lo requieren.

### **1ª Fase, 1ª Actuación. Mota de cierre**

Las obras realizadas en esta actuación consistieron básicamente en:

## **Formación de mota perimetral**

El perímetro que define la ampliación de explanada se ejecutó con una mota de materiales de cantera cuya sección tipo es:

- Núcleo de "todo-uno".
- Mantos exteriores de escollera:
  - Capa filtro de 100 a 300 Kg.
  - Capa exterior de 2 a 4 Tn., en las zonas más expuestas y de 1 a 2 Tn., en zonas resguardadas. Esta capa exterior coronará igualmente a la +5,00 en las zonas expuestas, y a la +4,00 en las zonas resguardadas y de menor calado.

Para el conjunto de la obra se realizará una longitud total de mota perimetral de unos 1.400 m.

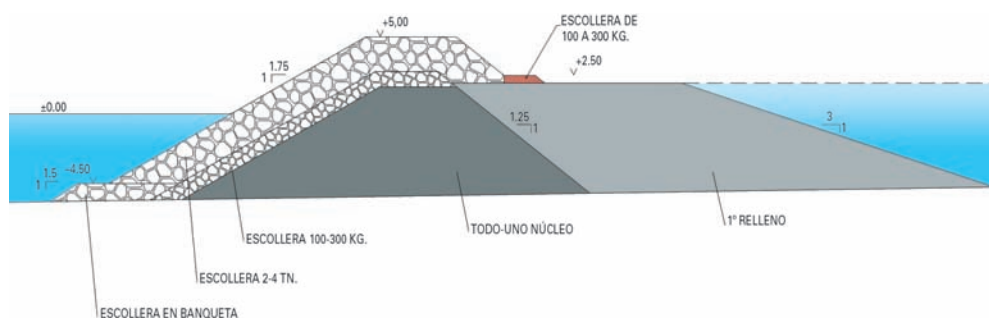


Figura 22. Sección tipo.

## **Formación de relleno con materiales de desmonte de acopios existentes**

En el ámbito de las obras existían acopios de materiales de excavación procedentes de la fosa donde se construyó el cajón de Mónaco. El volumen de estos acopios era de aproximadamente 240.000 m<sup>3</sup>. El proyecto contemplaba la utilización de los mismos como materiales para formación de relleno de acompañamiento, para facilitar la puesta en obra de los mantos exteriores de escollera, al generar con ellos plataforma de trabajo.

## **Ejecución de la obra**

Durante la obra se realizaron las siguientes modificaciones:

### **CAMINO DE ACCESO**

La ejecución en los terrenos circundantes de la obra del dique de protección para el Principado de Mónaco provocaron la imposibilidad de comenzar el avance de la

mota de cierre desde los arranque laterales, obligando a la realización de una mota de acceso central no prevista en proyecto, que permitió la ejecución de los trabajos sin interferir con la obra colindante y, al mismo tiempo, realizar el avance de la mota de cierre por dos frentes simultáneos, lo que mejoró los rendimientos de la obra.

### **BOCANA PROVISIONAL**

Durante la obra se vio la necesidad de dejar una pequeña zona de entrada al recinto delimitado por la mota, para poder realizar el vertido mediante gánguil de material procedente de diversas obras de la Autoridad Portuaria. Puesto que los vertidos interiores todavía se efectuaban en una fecha próxima a la finalización de las obras, se estimó oportuno dejar abierta una bocana de entrada con protección de escollera en los dos morros del dique y cerrar en una fecha posterior todo el recinto.

### **RELLENO DE ACOMPAÑAMIENTO**

Eran dos los acopios existentes en las inmediaciones de la obra que se emplearon para realizar una plataforma de trabajo paralela al avance de la mota. Esta plataforma tenía la doble función de generar explanada útil en la zona de acopio, y al mismo tiempo mejorar las condiciones de trabajo de la obra al aumentar la anchura de paso de camiones y grúa en la mota de cierre.

El hecho de que se tuviera que dejar un tramo de mota sin ejecutar para la entrada de gánguiles provocó que no se pudiera emplear todo el material inicialmente previsto.

El plazo de ejecución fue de 12 meses.



*Figura 23. Mota de cierre. Agosto de 2002.*

## 1ª Fase, 2ª Actuación. Rellenos y muelle

### *Proyecto de licitación*

Esta segunda actuación, ya finalizada, fue concebida inicialmente como la ejecución de 430 metros de muelle con 14,50 metros de calado en el foso ocupado en su día por las obras del Dique de Mónaco, el dragado y la excavación de una dársena de unos 200 metros de anchura, y el relleno con los productos del dragado y la excavación de parte del recinto definido en la 1ª Actuación con la mota de cierre.

La planta general prevista inicialmente para esta 2ª Actuación se refleja en la figura adjunta.

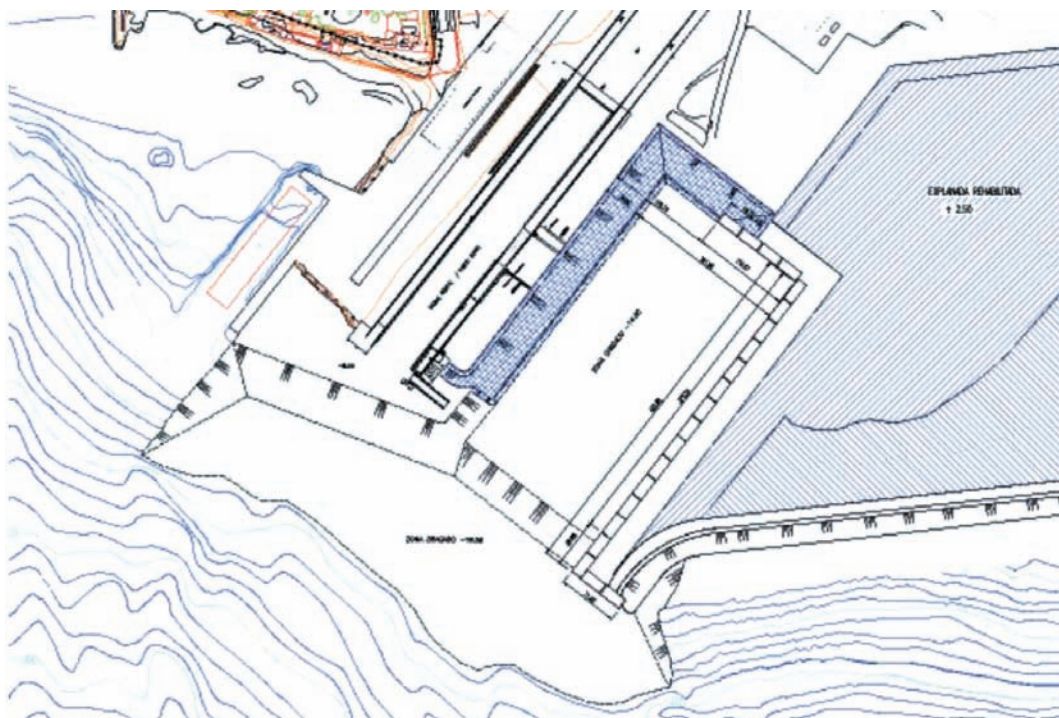


Figura 24. Planta inicial de la 2ª Actuación.

Las unidades principales de este proyecto se resumían en:

- **Dragado para formación de dársena**

El Proyecto planteaba la formación de una dársena abrigada definida a partir de la fosa donde se ejecutó el dique flotante de Mónaco. Esta dársena tendría unas dimensiones útiles de unos 430 x 191 metros y de 14,50 metros de calado. El volu-

men de dragado o desmonte previsto para la formación de esta dársena y sus zonas de maniobra de entrada era de 1.830.000 m<sup>3</sup>. El perímetro de esta dársena se resolvía con muelle o con taludes protegidos con capas de escollera.

- **Formación de rellenos con materiales procedentes de los dragados**

Los materiales procedentes de dragado tendrían un uso productivo, ya que parte de estos materiales procedentes de los dragados, unos 985.000 m<sup>3</sup>, se emplearían para generar las explanadas interiores a la mota de cierre definida en la 1ª Actuación de Campamento. Los 845.000 m<sup>3</sup> restantes se transportarían y verterían en Isla Verde Exterior.

- **Muelles y diques**

El perímetro de la dársena se resolvía con muelle de cajones cimentados a la cota -15,15. Este muelle definiría el lado Sur y unos 115 metros de cierre del fondo de la dársena. El resto de las alineaciones estaba formada por diques en talud.

### ***Proyecto de ejecución***

Las obras fueron adjudicadas mediante concurso a una solución Variante que respetaba la planta proyectada de licitación aunque introducía soluciones constructivas que permitían realizar la obra en seco. Para ello planteaba las siguientes obras:

- Reconstrucción de la ataguía de cierre de la bocana de la dársena.
- Ejecución de una pantalla de bentonita-cemento que impermeabilizara el vaso de futura excavación.
- Achique de la excavación a realizar durante la ejecución de las obras en su conjunto.

La variante adjudicada sustituía los cajones de hormigón armado de muelle por muros de hormigón en masa, en el tramo de muelle interior a la ataguía reconstruida.

### ***Proyecto modificado***

Nuevas necesidades motivadas por acuerdos comerciales alcanzados con ESSO ESPAÑOLA para la ejecución de un nuevo cajón flotante de grandes dimensiones en la superficie donde se desarrollaban las obras justificaron las siguientes modificaciones:

- Aumento de la longitud de línea de atraque proyectada.
- No realización de las labores de desmontaje y dragado de la ataguía y bocana de la dársena, manteniendo ésta la posibilidad de ser utilizada como dique seco, y permitiendo por tanto ejecutar el nuevo cajón flotante.
- Redefinición de la sección estructural de los muelles para que éstos pudieran actuar como estructuras de contención del dique seco.
- Aumento del ámbito de la mejora de explanada para poder entregar a nuevos concesionarios mayor superficie.

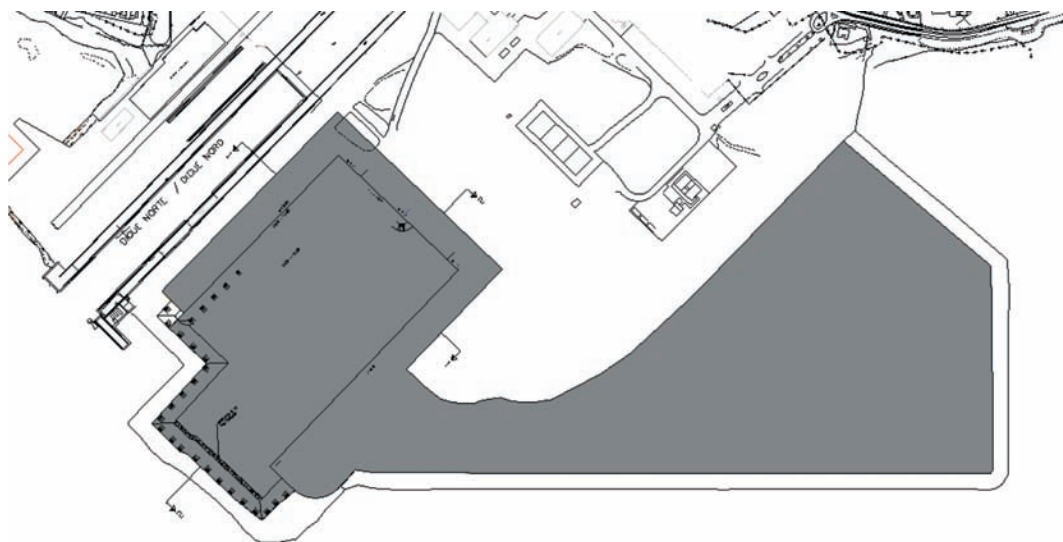


Figura 25. Planta final con las modificaciones.

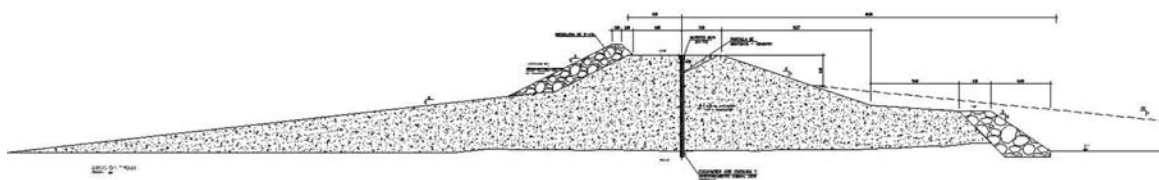


Figura 26. Sección tipo de la ataguía de cierre.

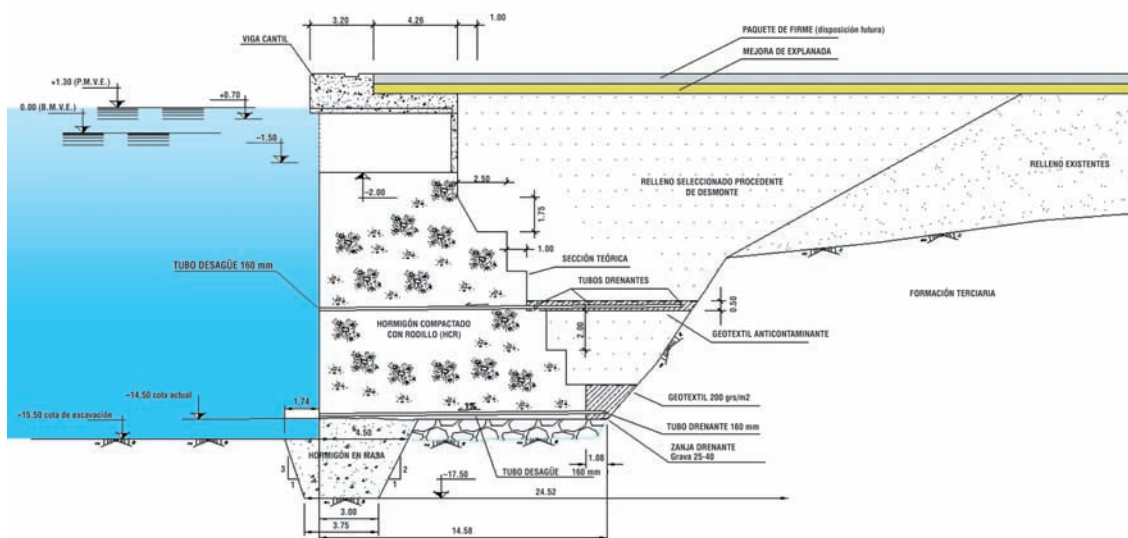


Figura 27. Sección tipo del muelle.



Figura 28. Vista de las obras.



Figura 29. Frente de avance de la excavación tras la voladura.

## Ejecución de la obra

Entre las singularidades en la ejecución de las obras cabe destacar:

### EXCAVACIÓN

Se realizó en general con retro a excepción de la parte final en la que se empleó voladura para facilitar el arranque y aumentar la producción.

Se emplearon 3 equipos compuestos por una excavadora sobre orugas y 3 dumpers extraviales, obteniendo unos rendimientos de unos 2.500 m<sup>3</sup> por equipo y día.



Figura 30. Ejecución de HCR.

### HORMIGÓN COMPACTADO CON RODILLO

Se empleó la misma técnica de presas al poder trabajar en seco y dados los volúmenes de hormigón a emplear en los muelles, obteniéndose unos rendimientos medios de 19.000 m<sup>3</sup> al mes, con puntas de 2.500 m<sup>3</sup> al día (trabajando 24 horas) transportando el hormigón en bañeras desde la planta instalada en la obra al punto de vertido. Posteriormente se procedió al extendido con pala y vibrado con rodillo vibrante. En la dosificación del hormigón se emplearon 100 Kg/m<sup>3</sup>



Figura 31. Vista de las obras.



de cenizas y  $120 \text{ Kg/m}^3$  de cemento, obteniendo resistencias superiores a los 30 Mpa a 90 días.

Previamente se colocaron encofrados trepantes con una altura libre de dos metros. Al no poder compactar el hormigón en la zona próxima al encofrado se remató el paramento exterior con hormigón convencional vibrado. En las zonas donde se produjeron paradas en el hormigonado se ejecutaron juntas frías con lechada de cemento sobre la que se extendía la siguiente capa de HCR.

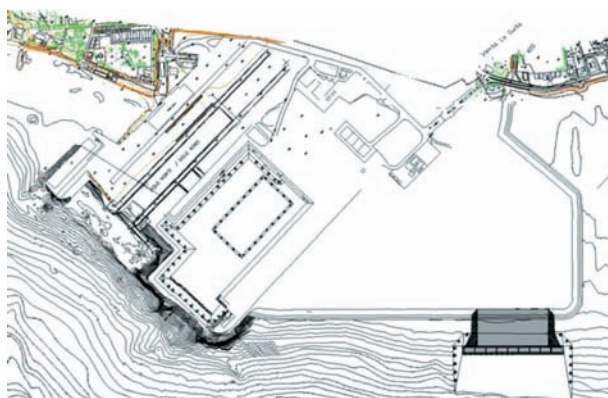


Figura 32. Proyecto de licitación.

En la siguiente figura se aprecia la futura dársena al final de la obra con el foso donde actualmente se construye la terminal de LNG para el Adriático.



Figura 33. Detalle del equipo empleado en la compactación dinámica.

El plazo de ejecución fue de 20 meses.

## Muelle Exterior, 1ª Fase

La utilización de la dársena interior y muelles proyectados en la 1ª Fase de ampliación de Campamento como dique seco durante la fabricación del cajón de LNG, además de la posterior ejecución de las obras de "Desmontaje de ataguía, dragado de bocana de dársena y prolongación de muelle Alineación Sur", dejaban a las actuales instalaciones sin línea de atraque. Por esta razón se vio la necesidad de dotarlas de alineación de muelle para carga y descarga de mercancía general.

El muelle se proyectó con una sección convencional de cajones previo dragado para ganar calado hasta los 18 metros. Parte de este dragado se bombeó sobre la expla-



Figura 34. Ejecución del tratamiento de mejora.



Figura 35. Vista general de Campamento.

nada existente, previa ejecución de un recinto de vertido al objeto de aprovechar este material como relleno de la explanada proyectada. El resto se empleó como relleno en Isla Verde Exterior. El esquema del proyecto se puede apreciar en la planta proyectada para la licitación de la obra.

El proyecto variante adjudicado únicamente cambiaba el cajón tipo aumentando sus dimensiones y aportaba una mejora de los rellenos. En las figuras 34 y 35 puede apreciarse el recinto de vertido del material de dragado con el material sobrante tras el relleno de la explanada, y algunos detalles de la ejecución de la obra.

El plazo de ejecución fue de 15 meses.

# CONSTRUCCIÓN DE LA TERMINAL OFF-SHORE ADRIATIC LNG

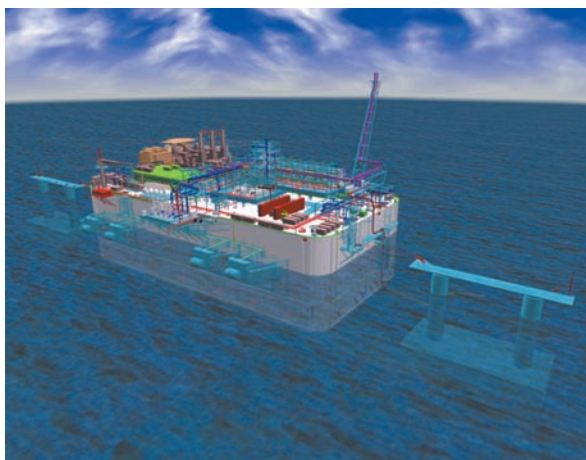


Félix Gallego<sup>1</sup> e Ignacio Martín<sup>2</sup>

## INTRODUCCIÓN

El Proyecto de “ADRIATIC LNGTERMINAL” tiene como objetivo principal la construcción de una plataforma de gas offshore, con capacidad de distribuir un volumen de 8 millones de toneladas métricas al año.

La empresa Rass Laffan LNG, participada por Qatar Petroleum (45%), ExxonMobil USA (45%) y Edison Italia (10%), es el cliente final y la Ingeniería y Dirección de Obra es realizada por las empresas Aker Kvaerner - Skanska. El proyecto se desarrolla en colaboración con diferentes países como Corea, Qatar, Italia, Noruega, Inglaterra, EEUU y España.



*Vista general de la Terminal LNG*

Dentro de los trabajos realizados en España, ACCIONA Infraestructuras ha sido seleccionada para la construcción de la estructura base de Hormigón Armado.

La Terminal LNG se construye en las instalaciones de Campamento, perteneciente a la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras –APBA– y su ubicación final será en el norte del Mar Adriático frente a la costa italiana.

---

<sup>1</sup> Esso Española SL / ExxonMobil.

<sup>2</sup> ACCIONA Infraestructuras.



La participación de ACCIONA consiste en desarrollar dos unidades principales: La ejecución de la Estructura de hormigón flotante (GBS: Gravity Base Structure) dentro del plazo de 26 meses, y la construcción, mantenimiento y retirada de las Instalaciones Auxiliares donde se desarrolla el proyecto (SITE OPERATIONS), con plazo de 33 meses.

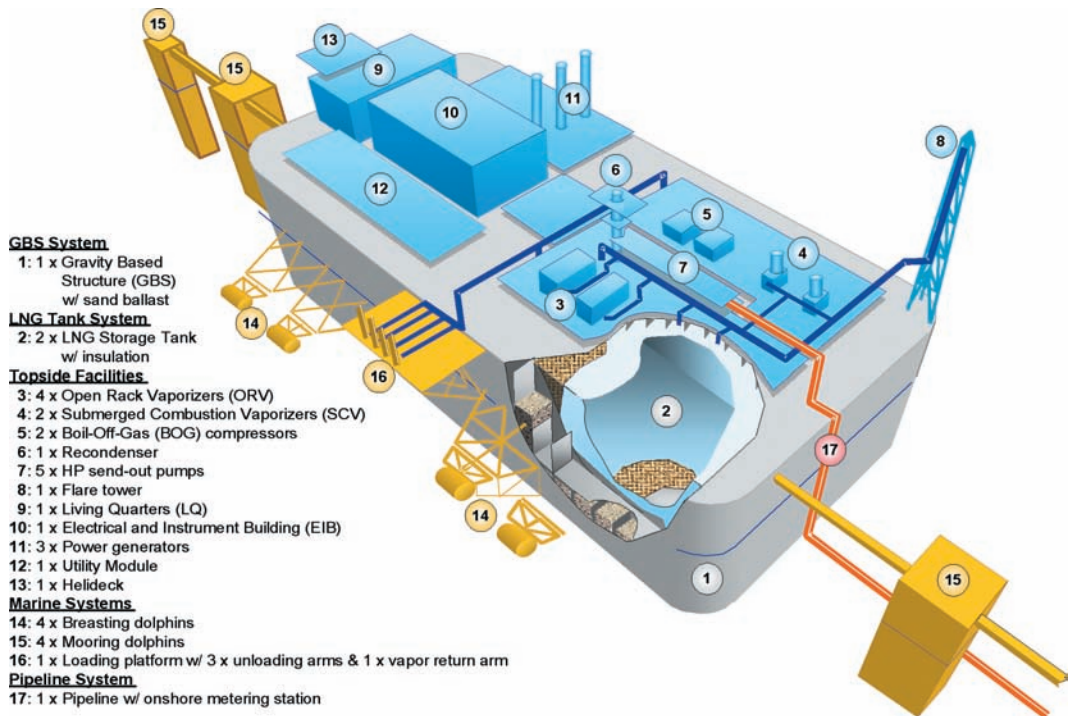
## TERMINAL DE LNG

La estructura de la Terminal o GBS (Gravity Based Structure) es de hormigón armado y tendrá una capacidad de almacenamiento de 250.000 m<sup>3</sup> de gas licuado, repartido en dos tanques de acero inoxidable alojado en el interior.

La unidad del GBS puede asemejarse a una isla artificial, sobre la estructura se sitúan las instalaciones industriales con capacidad de re-gasificar hasta 140 ton/hora, enviando el gas a una presión de 8 GSMCA, a través de una tubería de 30 pulgadas de diámetro con la que se alimenta la red de distribución en el norte de Italia. La Terminal recibirá el gas de petroleros de más de 145.000 m<sup>3</sup> de capacidad provenientes de Qatar.

## GBS: GRAVITY BASE STRUCTURE

El tamaño del GBS es aproximadamente de 180 metros de largo por 88 metros de ancho y 47 de alto. Está dimensionado y diseñado para resistir diferentes cargas ambientales, esencialmente viento, oleaje y terremotos, además de las operaciones marítimas que preceden a su final ubicación en Italia. Además, la



losa de fondo requiere la instalación de unos faldones de acero, para proveerle la adecuada estabilidad contra el deslizamiento una vez instalada en el fondo del mar.

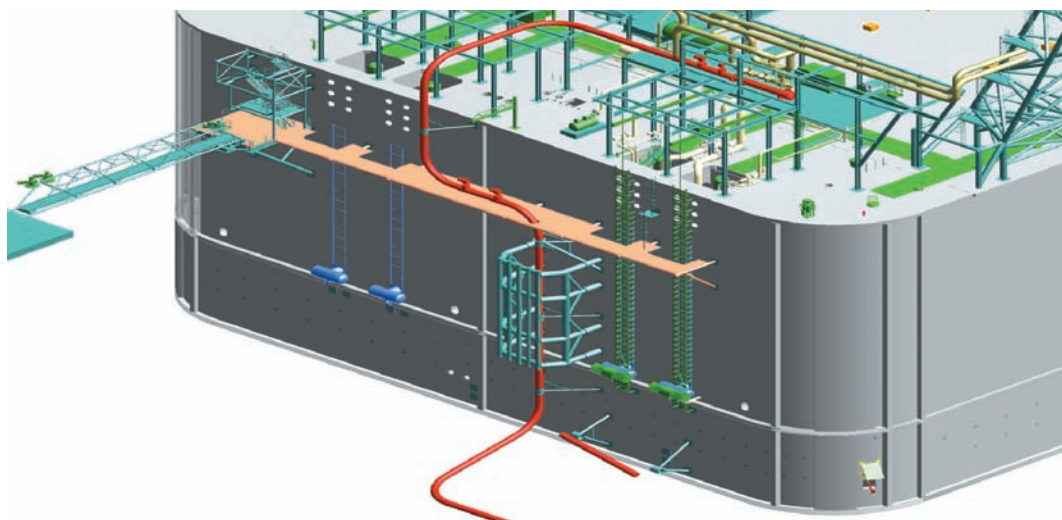
La estructura se construye dentro del dique seco artificial realizado por ACCIONA, a una cota de 20 metros bajo el nivel del mar.



Sobre la losa de fondo, se construye los muros celdas de 12,2 metros de altura, en los cuales apoya la losa de tanque y los muros superiores de 33,00 metros de altura, cerrando sobre ellos la losa de techo de encofrado perdido metálico. Toda la estructura de hormigón será tesaada en las tres direcciones del espacio.

El GBS incluye, además, un complejo entramado de sistemas mecánicos, eléctricos e instrumental instalados dentro de los compartimentos del GBS, los cuales son necesarios para la flotación, transporte e instalación definitiva de la estructura. Estos

sistemas incluyen, las tuberías para el "slurry" (balasto sólido y líquido), drenes para suelos, tubería para agua salada y agua potable, evacuación de aire ocluido, purgas de presión diferenciales, escaleras y accesos, etc.



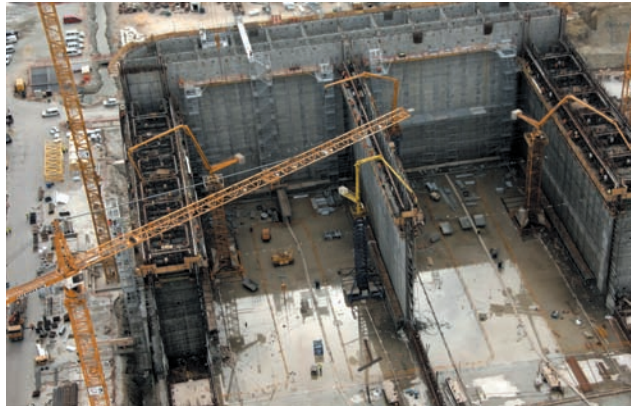
ACCIONA realiza la instalación del forro metálico en chapas de 3 mm de espesor sobre las paredes de los tanques interiores, y la impermeabilización de la llamada "vbarrera" de vapor en la losa del tanque.

Las fases principales del proyecto se describen a continuación:

- Cimentación, sobre una base de grava, de faldones de acero (*Steel Skirts*) para proveer de flotabilidad adicional mediante colchón de aire que facilitará las maniobras iniciales de transporte y adecuada estabilidad en su ubicación definitiva. Los faldones sobresalen un metro bajo la losa de fondo. Seguidamente se realiza la losa de 70 cm de espesor, en 4 fases de hormigonado, fuertemente armada y post-tesada en ambas direcciones.
- Muros de celdas de doble casco de 12.2 metros de altura y espesores que van desde los 450 mm a los 600 mm. La construcción de estos muros, ejecutado con la técnica del encofrado deslizante, se realiza en 6 diferentes secuencias. La técnica de hormigonado en encofrado deslizantes se ejecuta bajo un estricto control del tiempo de fraguado del hormigón, ajustando la velocidad de deslizamiento entre 8-12 cm/hora. Se debe destacar, que el trabajo realizado en Campamento, ha constituido un hito al deslizar 1.240 metros de superficie lineal de encofrado.
- Losa del tanque o losa intermedia de 0.6 m de altura. Contiene armadura criogénica ya que es la zona de soporte de los tanques así como un complejo sistema

de tuberías de calefacción. Todo esto para asegurar la durabilidad del hormigón ya que este parámetro disminuye con las bajas temperaturas de los tanques.

- Muros superiores de 33 metros de altura en los que se continúa con la técnica constructiva del encofrado deslizante. Dividida en 5 secuencias, la última se realiza una vez instalados los tanques secundarios interiores de acero inoxidable.



- Instalación de 40 vigas prefabricadas en obra, de 35 metros de luz y 230 toneladas. Seguidamente la construcción de losa de techo sobre las que se instalan los módulos industriales para el funcionamiento de la planta de gas. Vigas y losas están protegidas con chapas metálicas de 3 y 4 mm, para su aislamiento a las bajas temperaturas.

- Revestimiento interior de chapas en los compartimentos para los tanques.





Las cifras más significativas de las partidas del GBS se resumen en las siguientes tablas:

Hormigón	M <sup>3</sup>	<b>90.000</b>
Acero pasivo	Toneladas	<b>27.000</b>
Encofrado horizontal	M <sup>2</sup>	<b>32.000</b>
Superficie deslizada	M <sup>2</sup>	<b>196.000</b>
Acero activo	Toneladas	<b>4.100</b>
Anclajes de Postesado	UD	<b>3.900</b>

***Sumario de actividades civiles GBS***

Acero Estructural	Toneladas	<b>4.900</b>
Tuberías	KG	<b>115.000</b>
Instalaciones Eléctricas	M	<b>10.000</b>
Instrumental y Comunicaciones	M	<b>2.000</b>
Protección contra la corrosión	M <sup>2</sup>	<b>70.000</b>
Tuberías de calefacción	M	<b>58.000</b>
Forro metálico (Vapor barrier)	M <sup>2</sup>	<b>63.000</b>

***Sumario de Instalaciones Mecánicas GBS***

### **Calidad de los Materiales**

Bajo un estricto control de peso de la estructura se ha desarrollado el diseño y ejecución de todos los elementos que componen la estructura del GBS. Hay que destacar las características de los siguientes:

#### ***Cemento***

- CEM II /A-S 42,5 SR. Cemento Portland com Escoria de Alto Horno, resistente a los Sulfatos e inhibidor de la reacción Álcali-Árido de HOLCIM Carboneras.

#### ***Áridos***

- Árido Grueso: Piedra partida granítica de Canteras Bellavista, Gerena (Sevilla) en dos fracciones: 18-12 mm y 12-6 mm.
- Árido Fino: Arena natural, de Huelva 5-0 mm.

### ***Aditivos***

- Superplastificante - Fosroc Structuro 311.
- Plastificante y retardante- Degussa Lubricon 600 Incorporador de Aire- Complast 300 \*\*.
- Microsílice- Ferroatlántica Sabón.

### ***Hormigón***

Con los componentes anteriores, se fabrica y usa un hormigón tipo C45/55 (CEN) de densidad normal cuyas características específicas son:

- Resistencia: 45 / 55 MPa a 28 días.
- Contenido de Cemento: entre 360 y 450 kg/m<sup>3</sup>.
- Relación A/C máxima: 0,40.
- Máximo contenido de Cl<sup>-</sup>: 0,10 % de C.
- Módulo de Elasticidad: 32 +/- 3 GPa a 28 días.
- Densidad: 2390 + 20/-30 Kg/m<sup>3</sup>.
- No presentar reactividad Alkali-Árido.
- Moderado calor de Hidratación.

### ***Acero de refuerzo***

- El acero de refuerzo utilizado fue el B500C.

### ***Acero criogénico***

- Este tipo de acero de refuerzo se utilizó fundamentalmente en el refuerzo de la losa del tanque y se escogió el KRYBAR 165.

### ***Acero de postesado***

- Tendones de 15.2 mm grado 270 de acuerdo con la ASTM A 416-90<sup>a</sup>.
- Límite elástico 1670 MPa y mínima resistencia a rotura de 260.7 KN.

### ***Acero estructural para embebidos***

Se utilizó dos tipos:

- S355 G10+M/N.
- S355 J2G3.

### ***Acero de estructuras de soporte***

- Para las estructuras metálicas de soporte de los encofrados se utilizó un acero al carbono S355 J2G3 con un tratamiento superficial.

## **Acero de revestimiento (living)**

- Varias capas de 3 mm a 5 mm.
- Tipo de acero es S275JR para las capas de 3mm mientras que para el revestimiento final de 5 mm se usa un acero con rico contenido en níquel (9%).

## **Otros materiales metalicos**

- *Titanio* Se emplea para todas las tuberías en contacto con agua marina y se utilizan varios tipos tales como:
  - ASTM B862 (Tubería).
  - ASTM B363 y ASTM B381 (Accesorios).
- *Acero Inoxidable*: Es del tipo 316 y 316 L y fundamentalmente se utiliza en los sistemas de agua potable y de ventilación.

## **INSTALACIONES AUXILIARES (SITE OPERATIONS)**

Por otro lado, la unidad de INSTALACIONES AUXILIARES consiste en la construcción y aprovisionamiento de una Infraestructura Secundaria, equipos y servicios en la obra para la construcción y mantenimiento, así como la demolición de la Infraestructura Primaria.

La Infraestructura Primaria incluye la profundización de la base existente, incluyendo movimientos de tierras, vallado y seguridad de la cimentación para el GBS.

La Infraestructura Secundaria incluye la instalación de la red de Servicios (agua potable, saneamiento, telecomunicaciones, electricidad), accesos y aparcamiento, almacenes y zonas de acopio, Talleres de prefabricación de piezas de acero, embebidos y vigas, más de 4.500 m<sup>2</sup> de Oficinas para el cliente, un Comedor de obra para dar servicio a 220 personas, un Centro Sanitario y un Centro de Formación de Prevención de Riesgos.

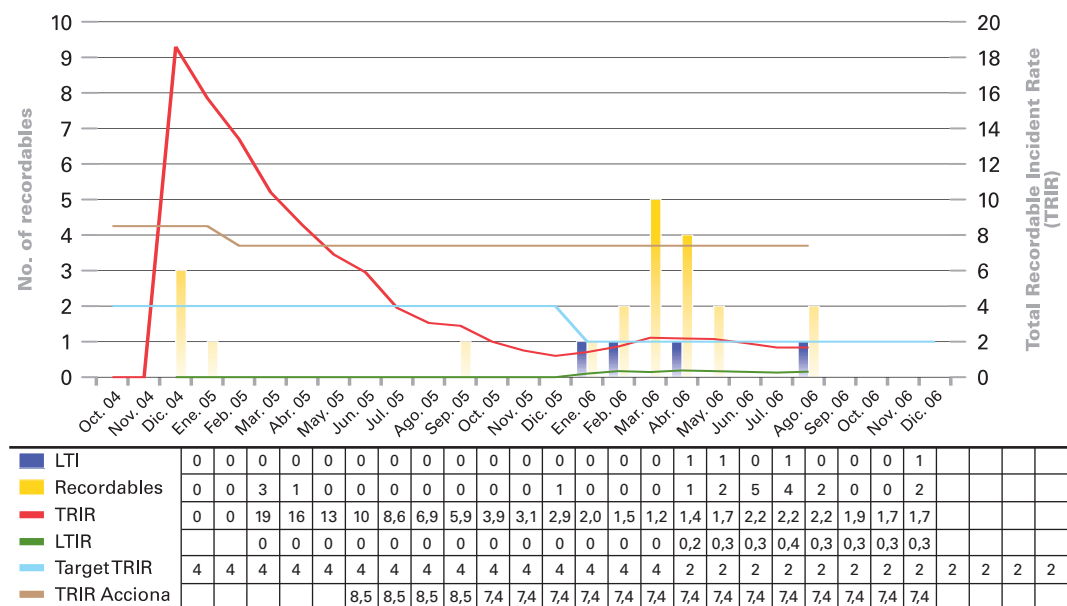
Asimismo, ACCCIONA para la ejecución de los trabajos del GBS, ha instalado dos plantas de hormigón con sistema de refrigeración mediante nitrógeno, un laboratorio de ensayo de hormigón, y 8 grúas torres.

## **GESTIÓN DE LA OBRA**

### **Prevención de Riesgos**

La principal premisa del proyecto es la integridad física de todos los trabajadores que accedan a las instalaciones. Bajo el lema “**Que nadie se haga daño**”, todas y cada una de las tareas de la obra llevan un control y seguimiento exhaustivo, así como un análisis de riesgos y la disponibilidad de todo tipo de material de protección.

En base a esta premisa, se han dedicado numerosos medios y recursos en esta área, con buenos resultados hasta la fecha como muestra el gráfico adjunto.



Toda persona que ingresa en la obra recibe un curso de orientación general con una duración de 8 horas que consta de las siguientes materias:

- Orientación general en Prevención de Riesgos.
- Concienciación de tarea segura (TSA).
- Política de alcohol y drogas.
- Manipulación de cargas.
- Equipos de protección individual.
- Herramientas manuales y portátiles.

Además, se imparten regularmente cursos específicos para ejecutar ciertos trabajos o especialidades, tales como:

- Situaciones de emergencia: Respuesta ante una emergencia.
- Trabajos en altura.
- Encofrado deslizante.
- Trabajos de izado de materiales.
- Uso de plataforma elevadora.
- Supervisores: Responsabilidad en la prevención de riesgos.
- Cursos contra Incendios y Primeros Auxilios.
- Rescate de personas trabajando en altura.
- Andamios metálicos y tubulares.

## Principales logros y actuaciones

- Talleres de trabajo: Se realizan periódicamente desde el inicio de la obra, que consisten en reunir a trabajadores y supervisores, para discutir temas de prevención de riesgos.
- Reuniones generales y premios de seguridad: Se realizan mensualmente, se reúne a todo el personal de la obra, en las cuales la Gerencia hace un análisis de los resultados, incidentes, programas,... dentro del área de Seguridad e Higiene. En algunas de estas reuniones, se entregan premios a personas merecedoras por trabajar de forma segura y por cumplir con todas las normas.
- Centro médico: Se dispone en la obra de un centro médico, totalmente equipado y acondicionado, con las aprobaciones pertinentes de la Consejería de Salud y dotado de una ambulancia para casos de emergencias o rescate.
- Plan de emergencia: Existe un Plan de Emergencia con funciones y responsabilidades definidas. En caso de emergencias mayores, dicho Plan contempla dentro del área de comunicaciones, la participación de la alta gerencia de Acciona:

## Calidad

Si bien en la obra la prioridad absoluta es la Prevención de Riesgos, las áreas de Medio Ambiente y Calidad son también de gran importancia. El planteamiento desde el comienzo del proyecto es implicar a todo el personal que trabaja en él, en materia de Calidad, Medio Ambiente y Seguridad y Salud. No solo al personal de Acciona sino a todas las empresas subcontratadas. Todas las subcontratas principales deben presentar sus correspondientes planes de gestión para la aplicación e implementación en la obra. Esto requiere un gran esfuerzo por parte de todas las partes implicadas, para tratar de aunar y coordinar objetivos y metodologías a la hora de ejecutar la obra. Este aspecto se refuerza de manera continua con cursos de formación en obra según se va avanzando en las distintas fases del proyecto y reforzando en aquellos aspectos en los que se observen puntos de mejora o constituyan novedades. Además se han implementado reuniones tras la ejecución de cada actividad de “lecciones aprendidas” por disciplinas y finalmente conjuntas, de las que se extraen conclusiones útiles a implementar en la siguiente actividad.

La pirámide del sistema de calidad, en cuyo vértice se encuentran los planes de calidad, tiene su base en la revisión y adaptación de procedimientos y formularios del sistema de Acciona, habiéndose elaborado una importante cantidad de Procedimientos específicos, los denominados “Work Packages”; estos documentos de trabajo son imprescindibles para iniciar cualquier tajo ya que recogen toda la información necesaria para iniciar los trabajos de cada actividad: alcance, planos, procedimientos y especificaciones de referencia, materiales, medios auxiliares y personal, descripción detallada de los trabajos, medidas de seguridad y análisis de riesgos, control de calidad y programación. Todo ello forma parte de un amplio y efectivo sistema de aseguramiento de la Calidad y planificación.

En cuanto al aseguramiento de la calidad, destacar que la obra ha gestionado con éxito y en tiempo record la certificación por una entidad europea acreditada de la producción de hormigón en las dos plantas y el Mercado CE de la cantera que suministra a la obra.

En cuanto al control de la calidad, la alta exigencia de un proyecto Off-shore implica que se inspeccione, revise y verifique el 100% de la obra ejecutada partiendo desde la propia producción. Para lograr este objetivo se cuenta con un amplio equipo de supervisores que permite hacer turnos de 24 horas en los distintos tajos de la obra y un seguimiento y control de la documentación generada en todas las operaciones, de esta manera los posibles fallos o indefiniciones se pueden corregir en tiempo real.

Como sistema novedoso en cuanto a la planificación y anticipación a los posibles problemas, hay que señalar además que todas los tajos del GBS son ensayadas previamente en una maqueta a escala 1:1 que recibe el nombre de "Mock-up". De esta manera se puede prever con antelación los puntos críticos en los que habrá que hacer mayor hincapié a la hora de su ejecución real en el GBS y de esta manera también se evitan problemas de indefiniciones y errores.

## Medio Ambiente

La gestión de aspectos medioambientales ha tomado especial importancia en esta obra ya que las Infraestructuras Portuarias sobre las que se ubica están sometidas a Declaración de Impacto Ambiental, pero además de seguir el Plan de Vigilancia Ambiental que dicta la DIA se están siguiendo medidas preventivas y correctoras del sistema de gestión de ambiental de Acciona implicando a todas las subcontratas de la obra.

Para poder conseguir este objetivo, el plan de vigilancia ambiental es muy exhaustivo y se centra en el control de polvo, ruido y calidad de las aguas de filtración. El siguiente cuadro señala los parámetros que se controlan y la frecuencia de muestreo.

	Parámetro	Total puntos de muestreo	Duración del muestreo	Periodicidad
Ruido	Ruido en día laborable	8	8 lecturas cada 15 minutos	Trimestral
	Ruido en festivo	8	8 lecturas cada 15 minutos	Trimestral
Calidad del aire	Partículas en suspensión	4	2 periodos de 24 horas	Trimestral
	Partículas sedimentales	4	32 días	Trimestral
	PM10	1	2 periodos de 24 horas	Trimestral
Calidad del agua	Tª, Ph, conductividad, salinidad, hidrocarburos	2		Trimestral

### *Parámetros de Identificación*

Los registros generados se aúnan y se remiten a la APBA y a la Consejería de Medio Ambiente de Cádiz.



# OBRAS DE LA NUEVA ESCLUSA EN EL PUERTO DE SEVILLA

José Luis Fernández<sup>1</sup>

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad es difícil tener una cifra exacta del número de esclusas que existen en el mundo. Mientras que de Europa o América se puede conseguir una cifra aproximada, no es tan preciso el dato en el caso de Asia, África y Oceanía.

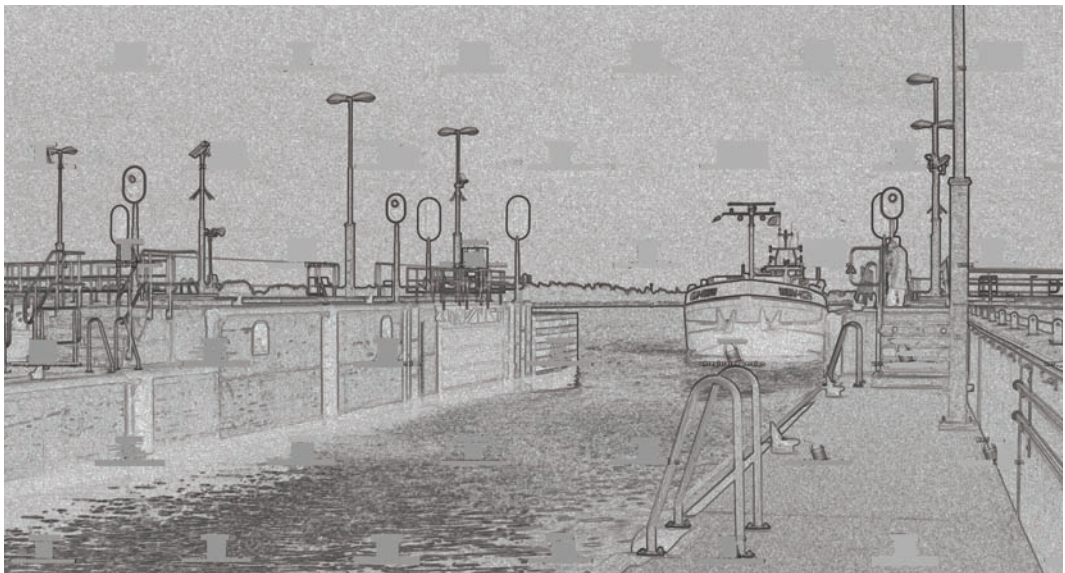


Figura 1. Naviducto. Enkhuizen. Holanda.

---

<sup>1</sup> Autoridad Portuaria de Sevilla.



Sólo en Alemania existen más de 200, mientras que en Francia la cifra puede llegar a las dos mil, por citar cifras de países cercanos.

Lo que en España, no deja de ser un tipo de obra civil, con un carácter, que dentro del panorama constructor podríamos calificar de anecdótico, no lo es, ni mucho menos en el contexto internacional. Podemos hablar de más de cien proyectos en la actualidad bien, recién construidos, o en fase ejecución o proyecto, de la relevancia de los ubicados en el canal de Panamá o en el río Yangtzé por citar sólo algunos ejemplos de los que probablemente todos los lectores de este artículo hayan tenido alguna referencia.

Por tanto, en un contexto internacional globalizado, y en el que sin duda, la ingeniería española quiere y consigue formar parte con un papel relevante, este tipo de construcción no debería ignorarse, ya que lejos de desaparecer, generará en los próximos años, la necesidad de gestionar, bajo múltiples formas, tanto su diseño, construcción y cómo no, su explotación y mantenimiento.

Las misiones fundamentales de cualquier esclusa, son las de mantener distintos niveles de agua entre cada uno de los extremos del curso de agua que intercepta. Pero, a diferencia de una presa, permite el transporte de objetos móviles, entre dichos extremos, mediante su elevación o descenso en el seno de su cuenco intermedio.

Una esclusa se puede definir, por tanto, como una “escalera en el agua”. Cuando hemos dicho objetos móviles, no sólo nos referimos a buques, barcazas o artilugios flotantes propios de la actividad portuaria. Podemos citar, el ejemplo de algunas esclusas finlandesas, que se utilizan en el transporte de troncos de árbol, que “navegan” unidos desde el bosque donde son talados, hasta la factoría donde son transformados.

El porqué es necesario mantener distintos niveles de agua en un curso de agua, puede tener distintas motivaciones. En la mayor parte de los casos la necesidad responde a la creación de una parte de dicho curso de agua de forma artificial, por lo que se crea una diferencia de cota que es preciso salvar. Este cauce artificial, puede ser un canal, un pantano o incluso una dársena portuaria.

Por tanto el tipo de esclusa dependerá del uso que se le da a dicho cauce. Así tenemos esclusas que fundamentalmente, o forman parte de redes de navegación turísticas, o son esclusas que permiten la explotación de los ríos como vías de transporte de mercancías.

Dentro del primer caso, se debe resaltar la red de esclusas existente en Francia, o la existente en Reino Unido, las cuales demandan un importante esfuerzo de mantenimiento, y constante renovación.

Por citar algunas de las que permiten tener una alta rentabilidad económica de una vía navegable, citar las existentes en puertos como el de Amberes (Bélgica), Emden (Alemania), las existentes en el río Ohio (Columbia-USA), o Missisipi.

Con el presente artículo, se pretende aportar una estructura metodológica que permita afrontar la ejecución de una esclusa. No se pretende simplificar los criterios a

tomar en cuenta, ya que como comprobaremos dependerán en gran medida de cada caso particular, pero sí, es necesario recalcar que todas las esclusas tiene un usuario final claramente identificable, y por lo tanto ,errores en su diseño, pueden traer consigo una gran obra de ingeniería totalmente inútil, si este usuario finalmente opta por abandonar su uso.

## **EL CASO DEL PUERTO DE SEVILLA**

Sevilla, se configura como la única ciudad de la Península Ibérica, que posee un puerto interior a más de 45 millas del Océano.

La historia de la ciudad, va ligada, como la de otras muchas fundadas alrededor de las riberas de un río, a las crecidas de éste. No es casual el desdén e incluso temor que refleja la configuración urbana de estas ciudades al río que, sin embargo las hizo nacer.

En el caso de Sevilla, son conocidas las múltiples transformaciones del curso fluvial, buscando fundamentalmente reducir la sinuosidad del curso para así reducir las llanuras de inundación así como los periodos de avenida.

Sin embargo no es hasta los años treinta del siglo pasado, cuando finalmente se decide construir una esclusa que separaba al núcleo de la ciudad del río Guadalquivir. Además con su construcción se permitía la explotación portuaria como dársena, de una gran superficie de agua.

No es hasta finales de los años noventa, cuando se toma una clara decisión de apostar por la construcción de una nueva esclusa. Por tanto, los distintos criterios tomados en consideración, aún están muy presentes, así como, también los acontecimientos que han permitido aproximadamente diez años después, que su ejecución se lleve a cabo.

Por tanto nos serviremos del caso de Sevilla, como pauta o ejemplo no muy distinto a la hora de estructurar un árbol de decisión, del de cualquier otra esclusa.

## **NUEVA ESCLUSA DEL PUERTO DE SEVILLA**

Los criterios determinantes , que hicieron tomar la decisión, fueron, en primer lugar la obsolescencia de la estructura existente. Esta era patente desde distintas facetas, tales como tamaño, ubicación, diseño de accionamiento, estado de los materiales o el estado de las estructuras.

No se puede desdeñar el contexto económico del momento. Por una parte, tasas de crecimiento sostenido del comercio en el contexto internacional, del cual son reflejo las cifras de movimiento de mercancías del sistema portuario nacional.

Por otra parte la estabilidad económica en el panorama nacional de los últimos años, que ha provocado la demanda de suelo y actividad industrial no existente en décadas anteriores.

Y por último y quizás la más importante, la clara apuesta de las instituciones comunitarias por el proyecto. En efecto, y tomando en consideración los parámetros anteriormente reseñados, tanto la Comisión Europea, como el Banco Europeo de Inversiones, han apostado para que este proyecto sea una realidad.

Partiendo de la necesidad de mantener una dársena con calados periódicamente constantes, y de otra de mantener a salvo de inundaciones un núcleo urbano, parte nuestra toma de decisiones.

Son claves por tanto, los calados que se pretenden conseguir, y el conocimiento del régimen hidráulico del río, tanto por su regulación como por su régimen mareal. En el caso de que se opte por intervenir en el cauce vivo del río, será una cuestión clave analizar los cambios morfológicos inducidos a medio y largo plazo, ya que tendrán incidencia, tanto en la ocupación del suelo, como en los cambios ambientales que se puedan derivar, así como en un régimen de explotación viable en el futuro, ya que parámetros tales como caudales necesarios de agua o tasas de aterramiento pueden llegar a hacer abandonar su explotación incluso en el corto plazo.

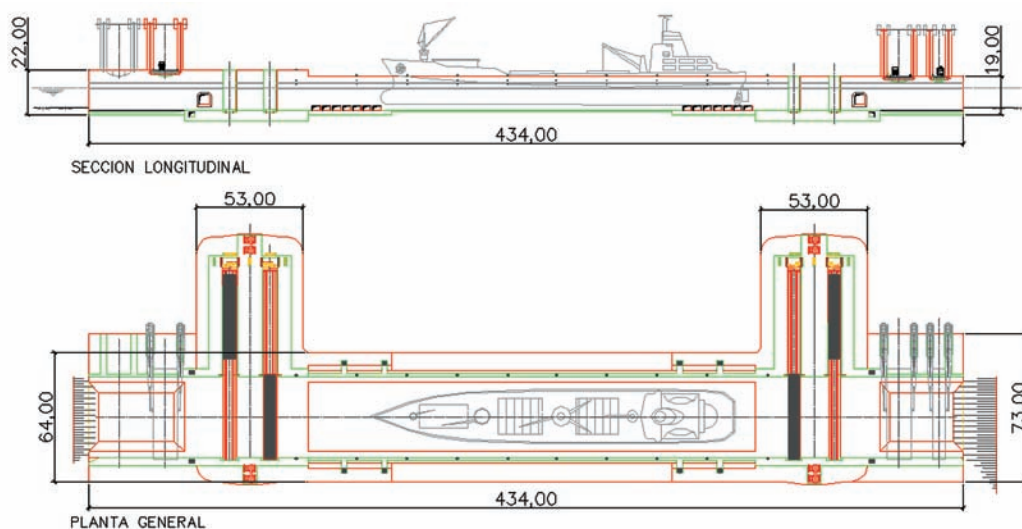


Figura 3. Planta y alzado de una esclusa.



Figura 2. Exclusa en confluencia de río y dársena artificial.

El proyecto se basa fundamentalmente en la construcción de una esclusa de 300 metros de eslora de cuenco entre sus puertas exteriores y 35 metros de eslora útil.

Se construye dos kilómetros aguas debajo de la esclusa actual, por lo que también se construyen las comunicaciones a la red actual de carreteras y ferrocarril. Para que

sea posible la comunicación a ambos lados de la esclusa se proyectan dos puentes levadizos de carretera y uno de ferrocarril de cuarenta metros de luz y un solo vano.

El trasvase de agua de un extremo a otro se consigue mediante vasos comunicantes formados por tajeas con una sección de cuatro por cuatro metros.

El cuenco esta formado por sendos muros de hormigón independientes, cimentados sobre zapatas de cuatro metros de canto. La altura de los muros varía de una cabeza a otra de la esclusa, teniendo 23 metros en la cabeza río y 19 en la cabeza puerto. Se emplearán del orden de 250.000 m<sup>3</sup> de hormigón.

Las cuatro puertas de la esclusa, son de tipo corredera, de 40 metros de eslora, y mangas y puntales distintos en cada cabeza de la esclusa. Las dos puertas de la cabeza río tienen una manga de cuatro metros y 22 metros de puntal. Las dos puertas de la cabeza puerto, 3.5 metros de manga y 17 metros de puntal.

Las puertas se componen de una estructura primaria de vigas metálicas ,que sustenta una estructura secundaria de chapas y rigidizadores. El acero a emplear es del orden de 3.000 Toneladas.

La ejecución de la esclusa ha de realizarse manteniendo durante el proceso constructivo el acceso de los buques a las dársenas portuarias en todo momento. Esa condición, supone que la esclusa ha de llevarse a cabo en un recinto exterior al antepuerto actual, de tal manera que el movimiento de tierras total ronda los dos millones y medio de metros cúbicos.

Los antepuertos, se configuran como las lineaciones de longitud necesaria para embocar la esclusa ,así como de las zonas de espera y reviro necesarias para operar en condiciones de seguridad, la tipología elegida son muros de tablestacas hincados hasta el substrato de gravas.

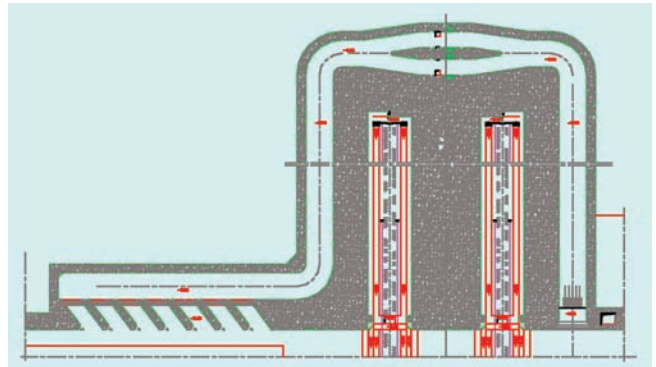


Figura 4. Sistema de llenado y vaciado.



Figura 5. Detalle armado de puertas. Valvulería.



Figura 6. Detalle de antepuertos.

Por último reseñar que es necesaria la urbanización de la zona aledaña a la esclusa, en la que se ubican los talleres, la torre de control y los edificios que albergan los mecanismos de accionamiento de las puertas. El plazo previsto es de cuatro años.

## **FORMA DE CONTRATACIÓN. ASPECTOS LEGALES Y RIESGOS ECONÓMICOS**

La singularidad de una esclusa, quizás radica en las múltiples especialidades que es necesario coordinar para llevarla a fin. Son necesarios especialistas en geotecnia, hidráulica, estructuras, diseño de elementos electromecánicos, planificación y ejecución de redes eléctricas de baja y media tensión, estructuras navales, firmes, dragados, movimientos de tierra, telecomunicaciones, y edificación, así como especialistas medioambientales en calidad de aguas, caracterización de sedimentos, fauna y vegetación y control de emisiones e inmisiones al medio atmosférico. Todo ello, tanto en fase de proyecto, como en la propia ejecución de la obra.

Por tanto no cabe duda que elegir el equipo multidisciplinar adecuado, es una tarea fundamental en este tipo de proyectos. La primera decisión a tomar es la de contratarlos de forma independiente o conjuntamente.

Desde nuestro punto de vista, lo que se pretende garantizar, es un coste de ejecución mínimo que garantice la funcionalidad y la calidad de la obra. Dicho coste, no cabe duda, puede verse incrementados por múltiples aspectos, pero quizás los más patentes puedan ser los que a continuación detallamos.

La correcta caracterización geotécnica del terreno, suele ser un objetivo muy difícil de cumplir. Por una parte el promotor afronta un gasto, que no deja de ser una partida de un importe considerable, y que puede llegar a condicionar la decisión de ejecutar la infraestructura. Hablamos en este caso de una partida superior a los dos millones de euros. En segundo lugar, la ubicación de la infraestructura hace muy difícil la obtención de los datos, o incluso la heterogeneidad del material, no permite tomar la decisión hasta un momento muy próximo al de la ejecución. Por tanto, nos hallamos ante un factor de riesgo económico que conviene acotar, aunque no siempre es posible y por tanto será fuente de conflictos y por tanto también incorpora un riesgo de lucro cesante por retrasos en la ejecución.

Un segundo factor importante es tener en cuenta que en una obra de estas características, la media de trabajadores en el recinto de obra es de 80 personas con puntas de 200. En el contexto económico actual, se ha producido una fuerte especialización en el tejido empresarial.

Se da la necesidad de contratar a más de treinta personalidades jurídicas de distinto campo de actividad, tamaño y nacionalidad. Desde las individuales, como un transportista, a las de gran tamaño como unos astilleros. Desde las locales, hasta aquellas cuyo centro de decisión se halla a miles de kilómetros.

Por tanto si la coordinación no es la adecuada, los riesgos de paralización por reclamaciones económicas en base a los perjuicios que se pudieran aducir son evidentes. Retrasos en la construcción de tajos que impiden la ejecución de los siguientes, ejecución defectuosa de tajos que no permiten acometer las instalaciones para las que fueron ejecutados, problemas en los suministros por difícil acceso aducido a otra empresa, o incluso cuando los medios sean escasos, por ejemplo una planta de hormigón, la decisión correcta de a qué tajo debe abastecer.

La figura de un gestor de la obra que lleve a cabo la coordinación de la producción, es por tanto necesaria, pero además, a nuestro juicio, debe tener un tamaño suficiente, como para tener capacidad de negociación con todos los interlocutores que contrata, y la solvencia económica suficiente para afrontar situaciones imprevistas en el transcurso de una obra de un plazo semejante al de la que estamos analizando.

La solvencia técnica es fundamental, porque en este caso se trata del corazón del negocio, es una condición indispensable el conocimiento del proceso productivo. Sin embargo tenemos nuestras dudas de que si no se cumplen las tres condiciones apuntadas, el coordinador lleve a cabo con éxito la empresa.

En la fase de proyecto se optó por licitar un concurso abierto, al que se presentaron 5 grupos de ingeniería de ámbito internacional. Así concurrieron especialistas americanos, belgas, alemanes y holandeses formando sociedad con grupos de ingeniería españoles.

La sociedad adjudicataria fue la formada por una empresa nacional, una belga y la colaboración de la oficina de proyectos del puerto de Amberes.

El proceso de licitación de la obra también fue mediante un concurso abierto. La concurrencia fue alta, presentándose todas las constructoras del panorama nacional. Fue llamativa la ausencia de grupos constructores foráneos, ni siquiera del ámbito de la Unión Europea, aún habiéndose publicado en los boletines comunitarios. Quizás en este campo, queda mucho por recorrer, en relación al satisfacer el objetivo de la libre competencia marcado por la Unión Europea.

Un matiz importante y digno de reflexión fue la redacción en el pliego de licitación de una cláusula que orientaba sobre la baja máxima que se estimaba apropiada para ejecutar el proyecto, un 15%. En el momento de licitación, la media del sector se hallaba en un 40%. Se entendió como un alto riesgo económico la adjudicación que no justificara adecuadamente bajas de esta magnitud incluso asumiendo la defensa de este criterio ante el propio Consejo de administración de la Autoridad Portuaria, lo que fue necesario, al desechar ofertas con un presupuesto inferior al de la oferta finalmente adjudicada.

El precio de un contrato es una condición consustancial a la ejecución del contrato. No cabe duda que en él pueden influir fenómenos externos y temporales, como una baja contratación del sector, la necesidad de dar salida a recursos fijos, o incluso la diversificación de riesgos entre las distintas obras que ejecuta simultáneamente el licitador.

Sin embargo, no parece que en ningún sector productivo los factores anteriores permitan rebajas de tal magnitud. Salvo con mermas en la calidad, o cambiando el objeto del contrato, en nuestro caso, haciendo una obra distinta. Se podría incluso llegar a pensar en una estrategia de “dumping” para eliminar competidores.

El desarrollo constructivo del proyecto está demostrando que el precio de mercado era el adecuado y que el sector no está pasando por una fase de baja contratación. En nuestra opinión, el sector público, principal cliente hoy por hoy de la obra pública, debería reconsiderar esta situación, y actuar conjuntamente puesto que no cabe duda que es un fuerte regulador de la demanda.

## RECURSOS HUMANOS

Merece la pena detallar la estructura administrativa o de gestión que conlleva este tipo de obras.

Por parte del promotor, se responsabiliza de su ejecución el departamento de Infraestructuras de la Autoridad Portuaria, apoyado por el área técnica de Puertos del Estado. A su vez recibe el apoyo jurídico de la Secretaría de la Autoridad Portuaria. La gestión financiera y económica se coordina con el Departamento Económico-Financiero, y por último es el Director Técnico de la Autoridad Portuaria el que asume la globalidad de las decisiones. Estas han de ser refrendadas por el Presidente de la Autoridad Portuaria y su Consejo de Administración.

Como Asistencia Ambiental se configura un equipo permanente de cinco personas, formado por biólogos, y licenciados en ciencias del mar. Periódicamente es necesaria la participación de equipos de arqueología, laboratorios de calidad de aguas y caracterización de sedimentos. Además se controla la red de medida de emisiones y ruido que se mantiene en el entorno de la obra, manteniendo de esta forma los límites legales establecidos. Además se dispone de una embarcación dedicada a la extracción de muestras con su tripulación necesaria.

Se chequea el Plan de Vigilancia de la Constructora, y se informa periódicamente las distintas Autoridades Competentes. En el Diario de vigilancia Ambiental se reflejan todas las vicisitudes de la obra.

La Asistencia Técnica de la Obra, está formada fundamentalmente por Ingenieros de Caminos, Ingenieros Industriales, Arquitectos, Técnicos de Obras Públicas, y Topógrafos, así como de personal administrativo. De forma permanente el equipo esta formado por diez personas, y periódicamente colabora un equipo de calculo de estructuras metálicas, un laboratorio de materiales, un equipo de instalaciones eléctricas, un equipo de arquitectura, un equipo de geotecnia, y un equipo de cálculo de estructuras de hormigón.

Por parte de la constructora, la estructura piramidal parte de un gerente, del que depende un jefe de producción. Sus decisiones han de ser soportadas por su Comité de Dirección.

Además dispone de un equipo administrativo, un equipo de topografía, un equipo de control de calidad y vigilancia ambiental, y un equipo de producción formado por un responsable del movimiento de tierras, un responsable de estructuras metálicas e instalaciones, y un responsable de las estructuras de hormigón. De ellos además dependen los respectivos encargados de los tajos en ejecución.

## **CONSIDERACIONES ECONÓMICAS**

El presupuesto de ejecución es de 144 millones de euros (Excluido el IVA). La financiación se basa en un 44% de subvención a cargo de los Fondos de Cohesión de la Unión Europea, recursos propios y deuda suscrita con el Banco Europeo de Inversiones. Habiéndose analizado previamente las distintas formas de financiación existentes en el mercado, tanto en el sector público como privado.

Las técnicas de evaluación han sido del tipo dinámico (TIR), conjugándose con análisis de los futuros flujos de caja que tendrán lugar con el desarrollo de las obras.

Cabe aquí resaltar los que las instituciones europeas avalaron el plan de negocio previsto por la Autoridad Portuaria y respaldado por Puertos del Estado.

## **CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

Una vez decididos cuales iban a ser los niveles de calados necesarios, el régimen de mareas previsible, el tamaño de buque objetivo y analizadas estadísticamente las avenidas se disponía de los parámetros básicos para construir la futura esclusa.

No son objeto de este artículo, pero simplemente citar que los estudios para determinar el régimen mareal, se hallan en proceso de validación por el Instituto Hidrográfico de la Marina. Los estudios de mercado para analizar el buque objetivo, se hicieron analizando los distintos sectores de carga y los encargos existentes en astilleros de todo el mundo. Por último el régimen de avenidas se analizó en base a datos aportados por la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.

En el caso de Sevilla debemos salvar desniveles ordinarios de metro y medio, tiempos de llenado y vaciado de aproximadamente diez minutos, y avenidas que provocan desniveles de 7 metros aproximadamente.

Los dos sistemas de cierre de puertas en esclusas, son, o bien puertas abatibles o de busco. O bien, puertas correderas o de carretilla. Las primeras tienen mayor aceptación en los Estados Unidos, en tanto que las correderas se han venido usando con mayor profusión en Europa.

Al margen de que la experiencia histórica de los técnicos y empresas del lugar, hayan condicionado una u otra elección, lo que sí parece claro es que las puertas correderas requieren unas condiciones marítimas favorables, es decir, ausencia de golpes de mar, que impidan su ordinario funcionamiento. Por contra las puertas de busco sufren fre-



cuentan reparaciones debido a su exposición a los buques que no siempre maniobran correctamente. Por otra parte la disposición en busco, requiere de la proximidad de astilleros en los que realizar operaciones no ya extraordinarias, sino ordinarias de mantenimiento de las puertas, como las de pintura o reparación de abolladuras.

En relación al sistema de llenado y vaciado, ha de satisfacer las siguientes exigencias. Realizarse en el mínimo tiempo posible compatible con la operatoria portuaria. Realizarse con el mínimo consumo energético, y provocar la mínima agitación en el buque que se halla en el cuenco. Además se deben analizar los posibles problemas de cavitación en los conductos, posibles problemas de socavación en los puntos de vaciado y toma, análisis de las curvas de potencia de la valvulería. En efecto, la velocidad de llenado o vaciado no es lineal y se deben evitar sobreesfuerzos en los mecanismos.

Aquí también existen diferentes escuelas de diseño. Para esclusas de pequeño tamaño, y un gran salto de agua, el llenado y vaciado se hace abriendo y cerrando las propias puertas de la esclusa. Las pequeñas embarcaciones que se hallan en el cuenco, se amarran a muelles flotantes que suben y bajan con el nivel del agua.

En el caso de grandes esclusas, se hacen necesarios los conductos ya reseñados. En Europa se suelen construir bocas únicas de llenado y vaciado del cuenco en sus extremos. Tienen la ventaja de la simplicidad constructiva de la estructura de hormigón. Por contra en Estados Unidos es más común la disposición de varias tomas a lo largo de todo el cuenco, con lo que se disminuyen considerablemente los problemas de agitación. Esta última elección fue la elegida en el caso de Sevilla. Todo el sistema hidráulico se ha probado en el laboratorio del CEPYC (Centro de Estudios de Puertos y Costas). Todos los ensayos y resultados obtenidos serían dignos de redactar otro artículo.



*Figura 7. Ensayos en modelo físico.*

Otra decisión de diseño clave es la elección del sistema de accionamiento de las puertas. Al igual que en el diseño de las transmisiones de los buques, nos podemos decantar por sistemas de piñón-corona, o transmisiones a través de cables. Este último sistema ofrece una mayor flexibilidad y facilidad de mantenimiento. La dirección de la tracción se cambia cruzando cables, y la totalidad del sistema de transmisión está a la vista sin que requiera grandes esfuerzos su sustitución en caso de desgaste.

En general en la elección de los elementos electromecánicos, se ha valorado la necesidad de redundancia en los sistemas. De tal manera que sean fácilmente intercambiables entre sí.

Por último reseñar que la luz de tableros proyectados (40 metros), significa que han de considerarse los aspectos estéticos que suponen la presencia en posición vertical de dichos elementos sobre el paisaje. Se han diseñado estos como una estructura metálica de forma semicilíndrica que es izada mediante gatos hidráulicos.

Pasamos a comentar la elección de la posición en planta de la esclusa. Por una parte, era necesario llevar a cabo la construcción sin afectar a la canal de navegación de acceso al puerto. Por otra no se debía ver dificultada la maniobra de entrada y salida en el futuro. Como se aprecia los buques accederán a la futura esclusa a favor de marea, y con un cambio de rumbo en una distancia próxima a los 800 metros. La ubicación por tanto ha de satisfacer dos premisas básicas, que haya suficiente distancia de parada, y que no sea necesario un segundo cambio de rumbo. Si sólo se tomase en consideración este aspecto, la anchura del antepuerto sería la máxima que nos permitiese nuestro presupuesto. no es ese el caso, ya que en el antepuerto de entrada la velocidad del curso de agua se hace nula, y por tanto las tasa de aterramiento serán considerables. Para llegar a la configuración definitiva se realizaron sendos estudios de maniobrabilidad con piloto automático, y de sedimentación mediante modelo matemático que merecerían una exposición más detallada.

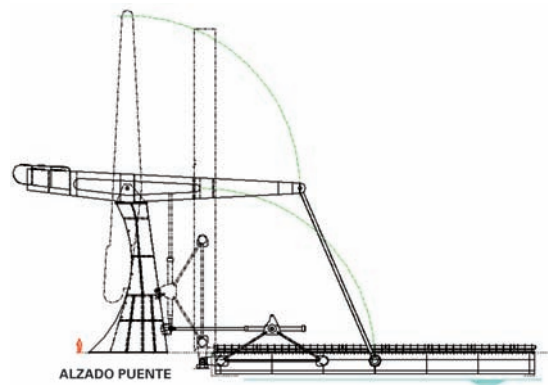


Figura 8. Tipología puentes.

## SOBRE LA GEOTECNIA

La ubicación de la esclusa tiene lugar sobre la llanura de inundación del río Guadalquivir. Nos hallamos por tanto sobre depósitos aluviales del Cuaternario. La disposición estratos se configura por la sucesión de limos arcillas y arenas intercalados. Estos descansan sobre un lecho arenoso de aproximadamente ocho metros de potencia. Este limita con un techo de gravas de aproximadamente seis metros para alcanzar finalmente la margas azules tan comunes en esta zona de la península.

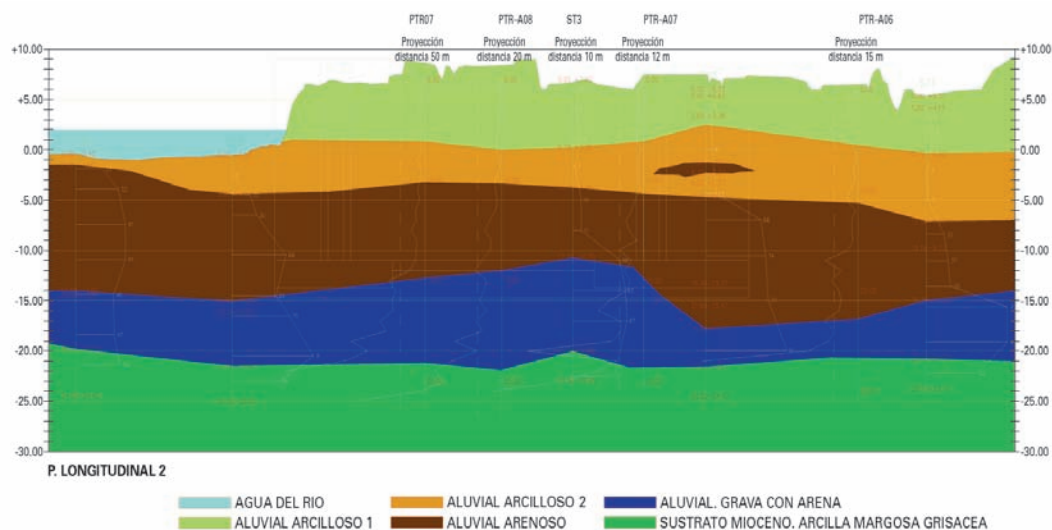


Figura 9. Perfil geotécnico.

La ejecución del recinto que alberga la esclusa es especialmente delicada. Se trata de llevar a cabo taludes excavados de 18 metros de altura, que por otra parte son aislados del freático y del curso del agua mediante la ejecución de un muro de bentonita y por las propias margas en las que se clava el muro.

Se han ejecutado estudios sobre el comportamiento del material a corto, medio y largo plazo. Se han ejecutado sondeos en tierra y en agua, penetrómetros, SPT, granulometrías y ensayos de permeabilidad.

El proceso constructivo prevé cimentar las zapatas de cuatro metros de canto sobre las gravas, las margas no deben entrar en contacto con el agua por ser expansivas. Además se tiene previsto la ejecución de una red control geotécnico de la construcción como de la futura explotación, a base de inclinómetros, piezómetros extensómetros de varillas y ubicación de hitos en coronación para su seguimiento posterior. No nos extenderemos más en este punto, que como en los casos anteriores puede ser digno de un estudio detallado propio.

## SOBRE LAS ACTUACIONES AMBIENTALES

La construcción de una esclusa, tiene en cualquier caso un aspecto común, su implantación en un entorno natural, más o menos antropizado. En la mayor parte de los casos, como el de Sevilla, en las proximidades a un estuario, o en un delta, como es el caso del Missisipi.

Los estuarios y los deltas, son entornos frágiles, en los que se dan fenómenos de mezcla de aguas saladas y aguas dulces, existencia de marismas sometidas régimen mareal, fenómenos costeros influenciados por la dinámica sedimentaria, especies

animales y vegetales endémicas, presencia regular de aves de paso de zonas frías a zonas cálidas, alta productividad de especies ictícolas, así como altas concentraciones de fitoplancton dados los cultivos cercanos y las temperaturas del agua.

Por tanto, el diseño de éstas ha de conjugarse con los factores anteriormente reseñados.

Son habituales las cortinas de aire en las bocas de esclusa que interceptan un cauce, de tal manera que impidan el paso de la sal a una ensenada cerrada de agua dulce, por ejemplo. También son frecuentes los diseños de escalas de peces, que permitan salvar a éstos los desniveles creados en un cauce artificial.

En el caso de Sevilla, la esclusa se sitúa fuera del cauce del Guadalquivir, por lo que todas estas cuestiones se simplifican considerablemente. No obstante el entorno natural, hace que la obra conviva con la presencia de especies de alto valor ecológico. Entre las aves citaremos las águilas pescadoras o los milanos, sin olvidar cigüeñas, cigüeñuelas, grullas, correlimos, e incluso algún pato salvaje. La ejecución de los trabajos se ha llevado a cabo sin alterar sus procesos reproductivos.

Por otra parte se han inventariado todas las especies vegetales existentes en la zona, procediendo al jalonamiento de aquellas de alto valor, como pudieran ser las masas arbóreas de ribera.

La caracterización de los materiales dragados y de la calidad de las aguas de retorno al cauce por decantación en los recintos de vertido ha sido continua, empleándose a estos efectos sondas que envían sus datos en tiempo real al servidor central.

Por último, se ha vigilado la gestión de residuos de la maquinaria, y la ejecución de riegos en las pistas de trabajo dada la generación de polvo que conlleva el material tan fino con el que se trabaja.

## **SOBRE LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS**

El camino crítico de la obra lo marcan, la ejecución del recinto, la construcción de la estructura de hormigón del cuenco, y por último la instalación de las puertas de la esclusa.

Son básicos, la elección adecuada de los equipos de dragado y movimientos de tierras, la elección de los equipos de fabricación y bombeo del hormigón, los procesos de montaje y armado de las puertas de la esclusa y de los puentes.

Apuntar aquí, que en Estados Unidos se está apuntado últimamente por la ejecución prefabricada del cuenco, por módulos que se ensamblan en la propia obra.

En Alemania se está apostando recientemente por la construcción in situ monolítica del cuenco de la esclusa.

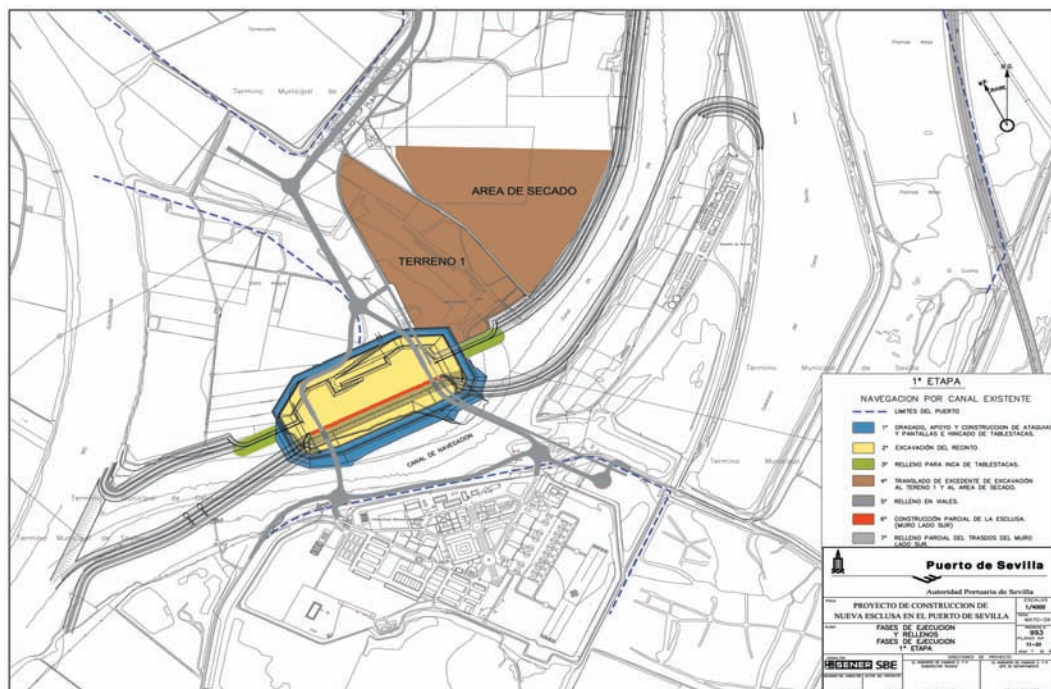


Figura 10. Etapa 1. Proceso Constructivo 1.

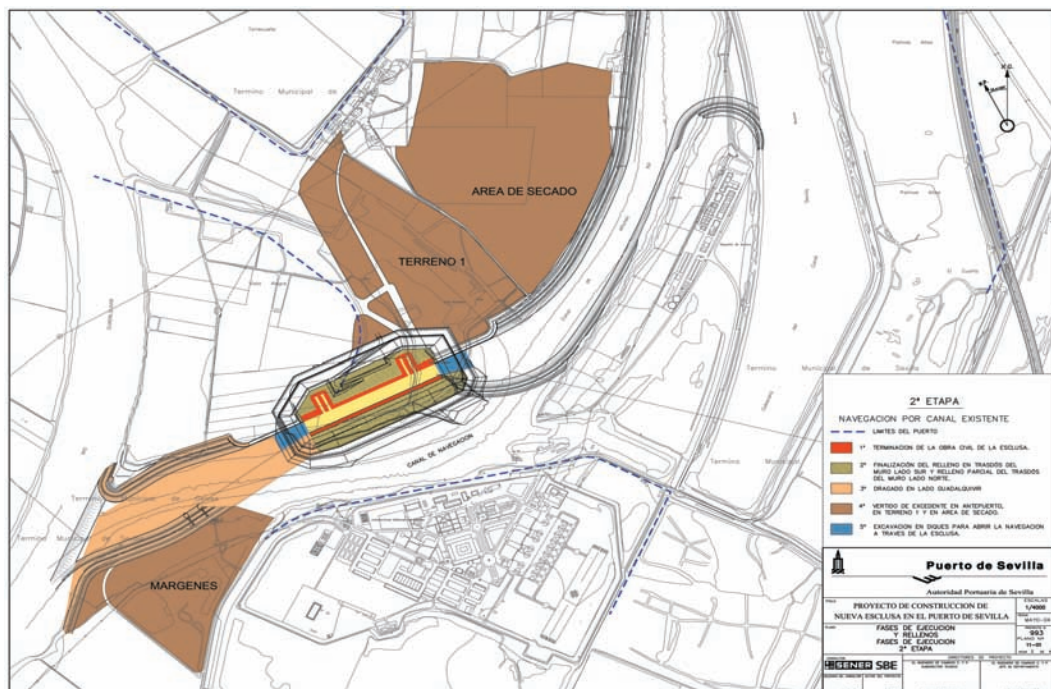


Figura 11. Etapa 2. Proceso Constructivo.

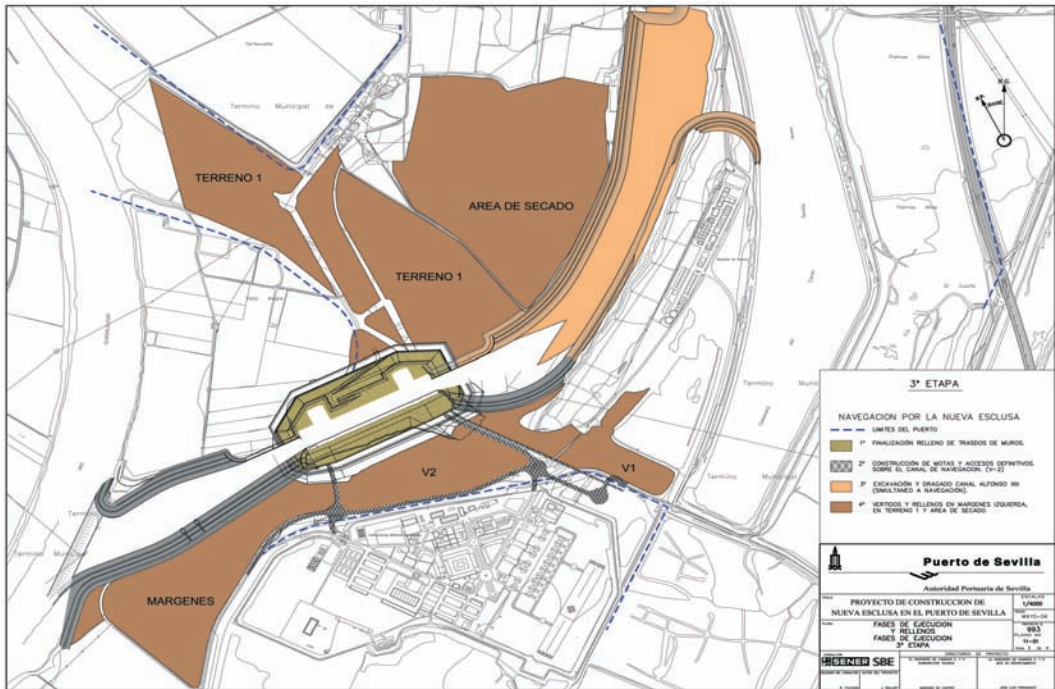


Figura 12. Etapa 3. Proceso Constructivo.

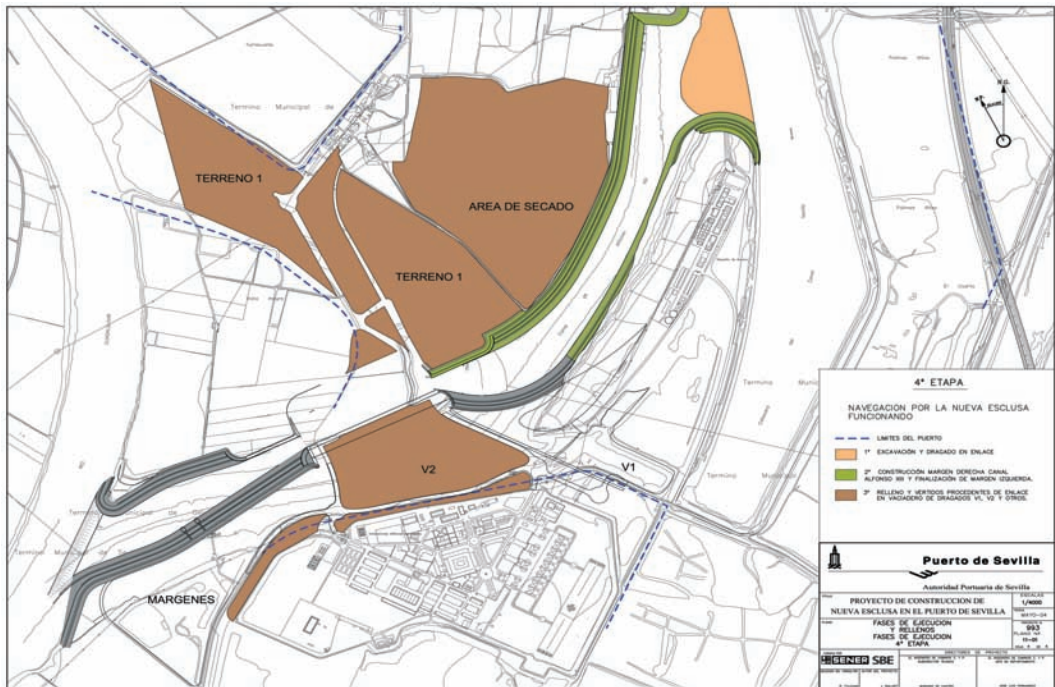


Figura 13. Etapa 4. Proceso Constructivo.

En el caso de Sevilla, los módulos prefabricados, hubiera sido necesario transportarlos desde Cádiz o Huelva, como puntos más cercanos. Además las dimensiones de éstos, con al menos once metros de calado, hizo no plantearse este proceso que cuanto menos parecía más arriesgado que el hormigonado in situ. Se programa un ritmo diario durante un año, de aproximadamente mil metros cúbicos por día.

Respecto a la ejecución del cuenco como un solo monolito, no fue adoptada, dada la experiencia de la Autoridad Portuaria en la explotación de la actual esclusa. En efecto, más allá de los fenómenos de dilatación previsible en la estructura de hormigón, preocupaba la rigidez de la estructura frente a fenómenos de asentamientos diferenciales en el terreno a medio plazo, así como la respuesta de la estructura a las variaciones de freático en sus inmediaciones.

El proceso constructivo de las puertas, ha sido el mismo en todos los casos contrastados. Se ejecutan en un astillero cercano, se procede a su botadura, y posteriormente se transportan flotando al cuenco ya construido. Una vez allí, se adrizan y se ubican de forma definitiva en los garajes.

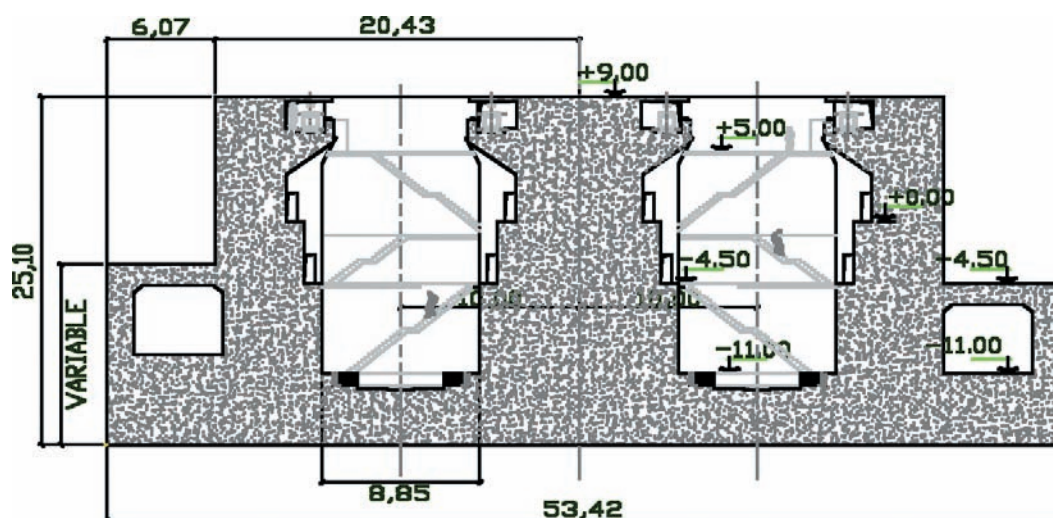


Figura 14. Sección de los garajes de las puertas.

## SOBRE EL FUTURO DE LAS ESCLUSAS

Simplemente insistir como corolario, que el futuro de las esclusas es prometedor. Tanto como elemento de un recorrido náutico deportivo. Como formando parte de la explotación de los más importantes canales de entrada y salida de mercancías del mundo.

Su ejecución, conlleva el empleo de importantes y variados recursos, tanto personales como materiales. Especialistas de distintas disciplinas, que deben ser coordinados con un objetivo final, que la esclusa se utilice a lo largo de toda su vida útil. Para ello parámetros como emplazamiento, dimensiones, y tipología son factores clave.

No querría terminar, sin recordar que es importantísimo tomar en consideración el parámetro del mantenimiento posterior a la construcción. Tanto en cuanto, será una parte del gasto a considerar en su explotación, y que con un correcto diseño inicial permitirá su dimensionamiento correcto. De no dimensionarse la explotación con un adecuado mantenimiento, las paradas de servicio, como en cualquier otra infraestructura, pueden llegar a ocasionar el abandono de ésta.



Figura 15. Sencillez e integración de dispositivos de explotación.





# OBRAS DE LA COPA AMÉRICA EN EL PUERTO DE VALENCIA



Jorge Gisbert<sup>1</sup>

## RESUMEN

En la presente ponencia se describen las obras marítimas llevadas a cabo por el Consorcio Valencia 2007 con el motivo de adaptar las instalaciones del Puerto de Valencia para acoger la 32ª edición de la America's Cup.

## INTRODUCCIÓN

El triunfo del equipo suizo Alinghi en la America's Cup 2003 significó para Valencia una oportunidad de pasar a la historia como sede de esta legendaria competición a su regreso a Europa después de 152 años de ausencia.

Valencia, por sus condiciones de navegación, por su situación geográfica y su clima, reunía todas las características necesarias para la prueba deportiva. En octubre de 2003 se constituyó el Consorcio Valencia 2007, integrado por las tres administraciones públicas territoriales (Ayuntamiento, Comunidad Valenciana y Administración General del Estado), con el objetivo de conseguir la designación de Valencia como sede de la 32ª America's Cup. Cumplida esta misión, el Consorcio Valencia 2007 trabaja ahora a pleno rendimiento para hacer de esta edición la mejor en la historia del acontecimiento deportivo.

Entre sus retos más importantes, el Consorcio Valencia 2007 trabaja eficazmente en la remodelación de la Dársena Interior del Puerto de Valencia para dotarla de las infraestructuras necesarias y las últimas tecnologías en seguridad y logística que convertirán a la ciudad y sus aguas en un perfecto escenario para la competición náutica.

---

<sup>1</sup> Consorcio Copa América

## SITUACIÓN DE PARTIDA

La dársena interior del Puerto del Grao de Valencia cobra realidad a mediados del siglo XIX tras diversos proyectos que, desde el siglo XVI venían reclamando para la ciudad de Valencia muelles e instalaciones portuarias que permitieran desarrollar el comercio marítimo. Con una superficie inicial aproximada de 28 ha la dársena sufre diversos episodios de aterramiento que obligan a la progresiva extensión de diques tanto por su lado N, con objeto de impedir la entrada de arenas desde las playas del Cabañal y Malvarrosa, como por su lado S para impedir la acumulación de las importantes aportaciones sólidas del río Turia.

En el año 2003, la Dársena Interior está configurada por varias alineaciones de muelles. Los muelles de Nazaret y Estación en su parte SW, están dedicados al servicio de líneas de trasbordo de pasajeros. Los muelles del Grao y Aduana, en su zona NW, acogen buques de carga general de pequeño porte y de tipo diverso. El muelle del Cabañal, en su zona N, es base de la zona pesquera y de reparaciones. Los dos muelles de cierre de la dársena, los transversales de poniente y de levante, acogen tráficcos de tipo ro-ro y general. Su planta presenta una forma sensiblemente circular de 550 m de diámetro. La entrada a la dársena está limitada por los extremos de estos dos últimos muelles y presenta una anchura útil de 70 m. Los calados de los muelles oscilan entre 6,50 y 7,00 m.

Con el desarrollo de los buques y las nuevas necesidades de calados y superficie de explanadas asociadas a los muelles producido en las últimas décadas del siglo XX, la Dársena Interior fue perdiendo una gran parte de su utilidad y ofreciendo un bajo rendimiento. Por otra parte, en su entorno exterior se estaba desarrollando una trama urbana de relativa importancia y actividad.

En esas condiciones, la vocación de la Dársena Interior mostraba una tendencia clara hacia su integración en el entorno urbano con actividades de tipo lúdico, comercial y deportivo. Sin embargo, uno de los factores que limitaban esta posibilidad de desarrollo radicaba en su posición en el fondo de un puerto con un gran desarrollo lineal de sus instalaciones comerciales.

La distancia de navegación desde la dársena hasta la bocana del puerto era de más de 1,8 millas náuticas, lo que conllevaba un tiempo cercano a los 30 minutos. Por otro lado, esta travesía debía realizarse a lo largo de dársenas y zonas relativamente angostas y zonas que operan buques comerciales de gran porte de capacidad de maniobra restringida y que, por lo tanto, implicaba un elevado riesgo para las embarcaciones de porte menor o deportivo, especialmente en fases de visibilidad limitada.



Estas dificultades se agudizaron desde el año 1999 con la construcción del puente basculante de ferrocarril de unión de los extremos de los muelles transversales de cierre de la Dársena Interior. A pesar de la condición de movilidad de dicha conexión, se producía una limitación de los horarios de entrada y salida de la dársena que limitaba notablemente su uso con base de una flota de tipo deportivo de circulación de tipo no programado y de alta densidad horaria.



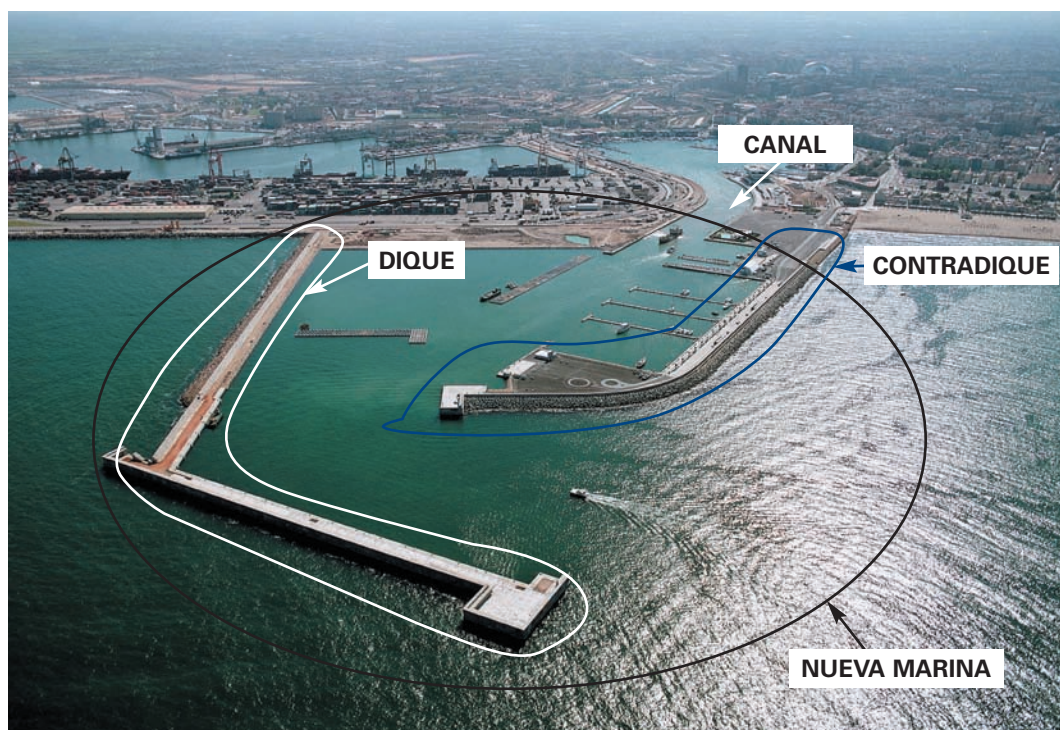
## **DESIGNACIÓN. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LAS OBRAS**

En el mes de Noviembre de 2003, la ciudad de Valencia es designada como sede para albergar las pruebas náuticas que se enmarcan dentro de la America's Cup. La dársena Interior del Puerto de Valencia es seleccionada para albergar las bases de los distintos equipos que intervienen en ellas.

Con este motivo, la conveniencia de establecer una conexión directa entre la citada dársena y el mar exterior, ya puesta de manifiesto por otras razones, cobra la consideración de urgente e imprescindible.

En este contexto, y no dejando nunca de lado la vocación urbana hacia la que ha ido evolucionando la Dársena Interior del Puerto de Valencia, se produce la transformación de la Dársena a través de una serie de actuaciones. Estas actuaciones consistieron, básicamente, en la formación de una antedársena en la zona norte del puerto de Valencia mediante la construcción de un dique y un contradique. Este espacio de agua abrigada supone una transición entre mar abierto y el canal de acceso a la dársena Interior donde tendrán base las embarcaciones y los equipos que participen en la America's Cup. Las diferentes actuaciones se desglosan conforme al siguiente índice:

- Obras de protección de la nueva bocana de acceso a la Dársena Interior y creación de la dársena exterior.
- Canal de Conexión entre la nueva bocana y la dársena.
- Adecuación de los muelles de la dársena interior y cierre de transversales.
- Construcción de un pantalán para megayates en la dársena interior.
- Construcción de una marina en la dársena exterior.



## Obras de protección de la nueva bocana de acceso y creación de una dársena exterior

La solución desarrollada presenta los siguientes caracteres esenciales:

- Apertura de la bocana con el mar hacia el sector N.
- Formación de un dique de protección S de dos alineaciones que podrán quedar parcialmente integradas dentro de los esquemas futuros de ampliación del puerto de Valencia.
- Formación de un dique de protección N o contradique, que arranque del límite N de la zona portuaria actual y que esté adecuado a los requisitos funcionales y estéticos de la zona.
- Creación de un espacio abrigado destinado a la flota pesquera que actualmente opera en el puerto de Valencia.

La configuración de la bocana, orientada hacia el N, es compatible con esquemas previstos de ampliación del puerto de Valencia, redonda en una mayor sencillez y seguridad de las maniobras de entrada de las embarcaciones y buques y presenta una mayor sensibilidad hacia los problemas derivados de la circulación sedimentaria litoral.

La primera alineación del dique de abrigo consiste en un tramo recto de 728 m de longitud total, y tipología flexible. La orientación del dique es N 60° E, esto es, sen-

siblemente perpendicular al borde de defensa. Su traza discurre por fondos de tipo no consolidado de profundidades variables entre  $-5,5$  m y  $-12,0$  m. Su sección tipo está conformada por un núcleo de "todo uno" de cantera coronado a la cota  $+1,50$  m con una anchura total en coronación de  $12,00$  m.

La segunda alineación del Dique de Abrigo tiene una longitud total de  $392$  m con una traza rectilínea según la orientación N-S. Discurre por zonas de fondos de profundidad muy homogénea en el entorno de los  $13$  m.

Esta alineación del nuevo dique se construyó mediante un total de  $13$  cajones prefabricados de hormigón armado. En consecuencia, la estructura de este dique es de tipo monolítico con paramentos verticales y reflejantes.

La plataforma de tránsito sobre la segunda alineación del dique, a todo lo largo de su tramo de tronco, presenta una anchura libre de más de  $12$  m.

El contradique de abrigo, además de la función puramente técnica de proteger a la antedársena y al canal de acceso de los oleajes procedentes del primer cuadrante, posee una función de contención de las arenas de la playa de la Malvarrosa. Arranca desde el vértice N de la defensa de la terminal polivalente con una orientación  $E2^{\circ}S$  y sigue una alineación recta a lo largo de unos  $531$  m hasta un punto de  $9,50$  m de profundidad. A continuación describe una alineación curva de  $140$  m de radio hasta alcanzar una alineación perpendicular a la 1ª alineación del dique de abrigo, donde pasa a ser rectilínea a lo largo de  $120$  m. El desarrollo total, teniendo en cuenta las tres alineaciones, es de  $790$  m y discurre por profundidades comprendidas entre  $2$  m en el arranque y una máxima de  $11,00$  m.

## Canal de acceso

La nueva zona abrigada, habilitada tras la construcción de los diques de protección, está unida a la Dársena Interior del Puerto de Valencia a través de un Canal, de  $80$  metros de ancho,  $7$  de calado y cerca de  $600$  metros de longitud, permitiendo que las embarcaciones participantes en la prueba estén en el campo de regatas en apenas  $15$  minutos.

Atraviesa la antigua superficie de una de las Terminales de la parte de levante del Puerto. En consecuencia se ha desviado el tráfico portuario a través de los Transversales.

Las dimensiones del canal proyectado son óptimas para asegurar la doble circulación de embarcaciones sin que existan riesgos significativos de interferencias o coli-





siones ni se produzcan problemas de congestión. Asimismo el calado asignado, 7,00 m, es similar al de los muelles de la Dársena Interior, por lo que se podrá lograr un aprovechamiento óptimo.

La tipología antirreflejante, a base de bloques Bara, limita la agitación producida por las embarcaciones a su paso por el canal hasta umbrales aceptables.

### **Adelantamiento de cantiles**

Construidas alrededor de la dársena interior del Puerto de Valencia, las bases de los equipos competidores son edificaciones que se convierten en lugar de albergue para embarcaciones y su aprovisionamiento, pero además en lugar de trabajo para todos los miembros del equipo.

Para su construcción se adelantaron los cantiles de los muelles de Aduana y Nazaret, interponiendo cajones de hormigón armado, lo que permitió ganar aproximadamente 60-80 metros de amplitud y se cerró la conexión con el puerto comercial uniendo con cajones de hormigón los muelles transversales de levante y poniente.

### **Pantalán Central de Megayates en la dársena interior**

Situado en el centro de la Dársena Interior, este espacio en forma de T de 226 metros de longitud, está reservado para cerca de 50 embarcaciones de más de 30 metros de eslora.

El Consorcio Valencia 2007 prevé que, durante las fases de competición, estas instalaciones sean requeridas por un elevado número de embarcaciones de gran porte. Por otra parte, el diseño de la instalación se ha planteado con la suficiente flexibilidad para poder ser utilizable para el amarre de embarcaciones de porte menor tras la celebración de los eventos de la copa América.

Uno de los principales condicionantes de diseño radica en la necesidad de preservar los espacios requeridos para la maniobra de las embarcaciones que competirán en dicha prueba y cuyas bases de operaciones estarán ubicadas en los muelles de borde de la propia Dársena Interior. A este efecto, se ha tenido en cuenta la reducción de espacio de agua en la dársena que se producirá tras la construcción de las

obras de adelantamiento de los cantiles, necesaria para poder implantar dichas bases. Asimismo, han sido tenidos en cuenta los resguardos precisos para la maniobra de otros buques de gran eslora (150 m) que puedan atracar en los muelles Transversales interiores.

Como puntos de partida para el diseño se establecieron los siguientes criterios:

- Arranque del pantalán en la escalinata existente entre los muelles de la Estación y Grao,
- Pantalán accesible al tráfico peatonal y rodado,
- Instalaciones con un adecuado nivel de seguridad mediante la posibilidad de establecer un estricto control del acceso.
- Posibilidad de implantar una edificación para la gestión de la instalación y servicios a los usuarios.

El diseño finalmente adoptado, recoge todas estas bases de partida. La actuación se ha materializado en un pantalán en forma de T con un vástago de 226 m de longitud, aproximadamente, y un testero de 215 m. La anchura del tablero es de 14,60 m y en la cruceta se habilita una plataforma de dimensiones aproximadas, 36 m x 34 m. Los amarres se organizan a lo largo del lado exterior del testero y a ambos lados del vástago.

La modalidad de atraque de las embarcaciones es la de amarre por popa mediante dos bolardos de muelle y una amarra a muerto por proa. Si bien este tipo de amarre no es el habitual para las embarcaciones de mayor porte –que lo suelen hacer de forma lateral a muelle– se han dispuesto los sistemas de fondeo adecuados para ello.

Asimismo, en el pantalán se disponen las redes de servicio y tomas para suministro de agua potable y energía eléctrica y comunicaciones a los yates.





## **Nueva Marina en la dársena exterior**

Tras la construcción de los nuevos diques se diseñaron las obras de adecuación del espacio de agua existente en la dársena exterior creada para su utilización como área destinada al uso náutico-deportivo, tanto para la acogida de embarcaciones durante los eventos ligados a la América's Cup de 2007 como para la creación de una instalación de carácter permanente tras la celebración de los mismos.

La eslora de los barcos para las dos zonas en que se puede subdividir la marina está comprendida entre 12 m y 50 m.

### ***Zona Sur***

Esta zona, comprendida entre el Dique de abrigo y la ribera interior, presenta un espejo de agua de forma sensiblemente triangular. La superficie total del espejo de agua es de 9,8 ha.

Se contempla el aprovechamiento de esta zona a través de la construcción de un Dique-muelle que protege la dársena de amarres de los oleajes exteriores que penetren por la bocana del antepuerto y de una estructura que la separe del canal: Espigón 1.

Para cumplir adecuadamente su función, la estructura del Dique-muelle es mixta compuesta por un cajón prefabricado al que se adosa un talud de escollera por su costado exterior para absorber la energía de las olas y atenuar su reflexión hacia los atraques del antepuerto.

El Espigón 1 está formado por cajones prefabricados dispuestos con separaciones de 1,0 m de anchura entre ellos y desconectados del arranque a fin de permitir el intercambio de agua entre la dársena y el canal contiguo. En su costado N contiguo al canal se prevé el amarre de grandes yates de forma abarloada. Tanto la cota de coronación de este espigón como del dique-muelle y los pantalanos fijos es de +1,50 m sobre el nivel de la bajamar máxima (+1,30 m respecto el NMM).

Los pantalanos de amarre se configuran de forma paralela al Dique-muelle y arrancan tanto del costado interior de la 1ª alineación del Dique de abrigo como del costado interior del muelle de separación del canal. Los pantalanos destinados al amarre de embarcaciones de eslora superior a 15 m se proyectan con una estructura fija sobre pilotes, mientras que los destinados a embarcaciones de eslora inferior son de tipo flotante.

La entrada a la dársena, así configurada, se dispone entre los extremos de las dos obras principales citadas; el Dique-muelle y el Espigón 1. Su anchura, marcada por la distancia entre ambos extremos, es de 97 m.

En la zona más próxima a la bocana se plantean dos pantalanos de tipo fijo. El pantalán N° 1 que arranca del Dique de abrigo S tiene forma de T con un vástago de 116 m de longitud y un testero de 40 m. La anchura de la plataforma en el vástago es de 6,0 m mientras que la del testero es de 4,5 m. Estas dimensiones permitirán la

circulación de carros ligeros para el transporte de tripulaciones y pertrechos. El pantalán fijo N° 2 arranca del extremo del Espigón 1 y tiene 57 m de longitud y 3,0 de anchura.

Entre los dos pantalanés, y teniendo en cuenta la manga teórica de la embarcación amarrada al testero del N° 1, queda abierto el canal intermedio de acceso a todos los amarres interiores de la zona Sur con una anchura libre de navegación de 40 m, que se mantiene constante en toda su longitud.

Los pantalanés interiores son de tipo flotante formados por módulos de 12 m de longitud y 3,0 m de anchura, a excepción del N° 7 que queda adosado al borde de ribera y en el que, al tener amarres por un único costado, la anchura de los módulos se ha limitado a 2,5 m.

La anchura de los canales entre pantalanés contiguos se ha proyectado con una dimensión equivalente a 4,0 veces la eslora de la embarcación de mayor eslora que amarra en ellos. La conexión de los pantalanés con los muelles y bordes fijos de los que arrancan, se realiza por medio de pasarelas oscilantes de 1,5 m de anchura y 8,0 m de longitud.

### **Zona Norte**

Esta zona queda comprendida entre el Contradique y el canal interior de conexión con la Dársena Interior del Puerto de Valencia. Su forma en planta es sensiblemente rectangular. La superficie total del espejo de agua es de 4,7 ha.

El aprovechamiento de esta zona se consigue a través de la construcción de una plataforma de terrenos en el extremo final del Contradique, a fin de crear una explanada de 1,0 ha de superficie para la ubicación de servicios terrestres (Capitanía, estación de combustible, aparcamientos, etc). Con esta explanada se provoca una dársena de forma rectangular con una geometría óptima para lograr un aprovechamiento máximo en la distribución de los puestos de amarre.

La plataforma tiene un paramento vertical formado por cajones prefabricados. Con la finalidad de atenuar las olas que se propagan hacia el interior del puerto tras difractarse en el extremo del Contradique, se configura un talud de absorción retranqueado en la zona de unión de la plataforma con su costado interior.

Los pantalanés de amarre de las embarcaciones se configuran de forma perpendicular al Contradique y arrancan de su costado interior. Los pantalanés destinados al amarre de embarcaciones de eslora superior a 15 m se proyectan con una estructura fija sobre pilotes, mientras que los destinados a embarcaciones de eslora inferior son de tipo flotante. En la unión de los dos pantalanés fijos se proyecta una pasarela sobre pilas que se adelanta al borde del talud, a fin de delimitar claramente el espacio útil navegable para las embarcaciones y facilitar su amarre.

En la zona más próxima a la bocana se plantean dos pantalanés de tipo fijo. El pantalán P-3 tiene forma de T con un vástago de 123 m de longitud y un testero de 50 m.



La anchura de la plataforma en el vástago es de 6,0 m mientras que la del testero es de 4,5 m. El pantalán P-4 tiene dimensiones similares si bien la longitud de su testero es de 40 m. Estas dimensiones permitirán la circulación de carros ligeros para el transporte de tripulaciones y pertrechos.

El pantalán restante PF-8, es de tipo flotante formado por módulos de 12 m de longitud y 3,0 m de anchura. Su conexión con el borde de ribera del Contradique se realiza por medio de una pasarela oscilante de 1,5 m de anchura y 8,0 m de longitud.

# ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS PORTUARIAS MEDIANTE PROGRAMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES



Grupo de trabajo 1 del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria (GT1)<sup>1</sup>  
Ponente: Eloy Pita Olalla<sup>2</sup>

## ANTECEDENTES

EL COMITÉ TÉCNICO DE INGENIERÍA PORTUARIA, de la Sección española de la ASOCIACIÓN TÉCNICA DE PUERTOS Y COSTAS (PIANC) acordó la creación de un Grupo de Trabajo con el fin de hacer una *“comparación de los programas comerciales de cálculo de estabilidad por equilibrio límite y métodos numéricos para estudiar los modos de fallo correspondientes a deslizamiento profundo, hundimiento y vuelco plástico”* de estructuras lineales tales como muelles o diques.

La respuesta del mundo portuario fue excelente, participando en dicho Grupo las personas que se relacionan en el apartado “Miembros del Grupo de Trabajo”, procedentes de instituciones y empresas que abarcan un amplio espectro del panorama ingenieril español.

## JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

La pertinencia de este estudio está más que justificada ya que es frecuente, dentro de la ingeniería portuaria, encontrarse con la dificultad de tener que calcular la estabilidad de estructuras (como por ejemplo, muelles de cajones apoyados en un terreno constituido por estratos de distintas características resistentes) mediante programas comerciales, basados en diferentes metodologías de cálculo, cuyos resultados pueden ofrecer una gran disparidad de soluciones.

En más de una ocasión vemos cómo los coeficientes de seguridad que obtenemos frente a un modo de fallo dependen enormemente del programa y de la metodología empleadas. Incluso un mismo programa puede dar resultados muy distintos en función de cómo se haya modelizado la malla o de las hipótesis consideradas (para las cuales, hasta ahora, no había criterios claros).

---

<sup>1</sup> Asociación Técnica de Puertos y Costas.

<sup>2</sup> Técnicas Reunidas.

Todo ello, lógicamente, suponiendo que el usuario del programa domina su uso. Esto no siempre ocurre, ya que el ingeniero que realiza los cálculos debe cumplir con las siguientes condiciones previas imprescindibles:

- Tener conocimientos geotécnicos suficientes para definir correctamente los parámetros del terreno y las presiones intersticiales.
- Dominar el programa para introducir los datos de forma correcta.
- Tener capacidad para analizar los resultados y evaluar si éstos son razonables.

Dadas las enormes dimensiones de las estructuras portuarias la optimización del diseño es fundamental, con objeto de lograr un adecuado uso de los recursos económicos de la sociedad y de las Autoridades Portuarias en particular. Creemos que es necesario invertir en ingeniería para reducir los costes globales de las inversiones portuarias.

## **TAREAS A DESARROLLAR POR EL GRUPO DE TRABAJO**

Con objeto de lograr los objetivos iniciales de este grupo de trabajo, se han desarrollado los siguientes trabajos:

1. Reflexión teórica y preanálisis del estado del arte actual.
2. Identificación de los programas comerciales más usados por los ingenieros españoles y selección de un número elevado de técnicos con experiencia en diferentes programas de cálculo de estabilidad por equilibrio límite y métodos numéricos. Se ha considerado conveniente, incluso, que varios usuarios independientes empleen el mismo programa, para resolver el mismo problema, con objeto de ver cómo influye la persona que introduce los datos.
3. Propuesta de un problema tipo de estabilidad para ser resuelto por todos los miembros del Grupo de Trabajo.
4. Evaluación y comparación de resultados.
5. Conclusiones y propuestas de futuro.

## **ESTADO ACTUAL DE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE**

El uso de los métodos de equilibrio límite está amparado por la amplia experiencia que hay en su empleo con éxito para resolver problemas de estabilidad de taludes.

Actualmente se utilizan con gran profusión los métodos de equilibrio límite para el cálculo de cargas de hundimiento y vuelco plástico de muelles y diques portuarios.

Sin embargo, el empleo de estos métodos para cimentaciones superficiales ofrece serios problemas (véase referencia 1 de la bibliografía), principalmente cuando sólo se evalúan curvas de rotura circulares.

Otros autores, como John Krahn, quien ha sido el responsable técnico del programa comercial SLOPE, advierte de las limitaciones inherentes a estos métodos, ya que no consideran la compatibilidad de deformaciones y desplazamientos (véase

referencia 2 de la bibliografía). Por ello, su empleo debe hacerse prestando atención a las situaciones de concentración de tensiones y teniendo en cuenta la sensibilidad de los resultados a la variación de ciertos parámetros del problema, como es, por ejemplo, el valor de  $\lambda$  (relación entre la fuerza tangencial y la fuerza normal entre rebanadas). En cualquier caso, recomienda métodos que tengan en cuenta tanto el equilibrio de momentos como el de fuerzas horizontales, como son el método de Morgensten-Price y de Spencer. Krahn recuerda que estos métodos están pensados para problemas en los que la carga principalmente es de origen gravitatorio. Cuando éste no es el caso (como zapatas) o hay cargas puntuales (como anclajes), deben extremarse las precauciones. Por todo ello, siendo conscientes de que “estos métodos tienen sus límites y están quizás siendo llevados demasiado más allá de lo que era su propósito inicial”, propone que, previamente al empleo de éstos, se analice el problema, se obtenga una idea de la distribución tensional, (y, nosotros pensamos, de las posibles líneas de rotura), por ejemplo, mediante análisis elástico con elementos finitos, para, a continuación buscar una distribución tensional y una línea de rotura similar por el método de equilibrio límite. De esta forma, se emplean las nuevas tecnologías a la vez que se tiene una base firme en el pasado.

Fruto de esta inquietud ya hay algunos trabajos, (véase referencia 3 de la bibliografía) sobre las diferencias en los coeficientes de seguridad obtenidos en la carga de hundimiento de un cajón portuario.

Al reflexionar sobre estas recomendaciones, a uno se le viene a la cabeza, inmediatamente, la siguiente pregunta, sobre la que intentaremos reflexionar a lo largo de esta ponencia: ¿es adecuado trabajar sólo con métodos de equilibrio límite o debemos complementarlos con otro tipo de análisis numéricos? E, incluso, yendo más lejos, ¿estamos en condiciones de emplear exclusivamente métodos numéricos o debemos seguir trabajando con los métodos de equilibrio límite?

## **ESTADO ACTUAL DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS**

Aunque se emplee este tipo de métodos desde finales de los años 60 (en concreto, la primera referencia del empleo del Método de los Elementos Finitos para la geotecnia es del año 1967, en la conferencia de estabilidad de taludes de Berkeley) no existe una experiencia tan amplia y contrastada como sucede con los métodos de Equilibrio Límite. En un principio, su finalidad, únicamente, era calcular deformaciones y desplazamientos.

Duncan (véase referencia 4 de la bibliografía), cita como una dificultad inicial la mayor complejidad de estos métodos. Actualmente, de forma comercial, hay programas relativamente sencillos. Sin embargo, la interpretación y análisis de los resultados obtenidos con ellos, requiere un conocimiento amplio tanto de las técnicas numéricas empleadas en el programa como de la geotecnia del problema en cuestión.

Para un correcto empleo de estos métodos, tan poderosos, es necesario definir las relaciones tensión-deformación del material, conocer el estado tensional inicial, la evolución del proceso constructivo, etc.

Dada su relativa novedad, habrá que ir eligiendo criterios relativos a las técnicas de reducción de resistencia, parámetros de control de la rotura, etc.

La enorme ventaja de estos métodos es que el resultado del cálculo produce el mecanismo de rotura pésimo. Es decir, definen la rotura de forma natural, de acuerdo con el estado tensional y la compatibilidad de deformaciones del problema en estudio. Pueden ser una excelente guía (tanto en la búsqueda de la línea de rotura pésima como en el estado tensional del conjunto) para el posterior análisis mediante métodos de equilibrio límite. Por otra parte los coeficientes de seguridad vigentes están asociados a un modo de fallo concreto: deslizamiento, hundimiento, vuelco plástico, estabilidad global, etc. Al aplicar métodos numéricos el coeficiente de seguridad obtenido puede corresponder a cualquiera de ellos, obteniéndose generalmente por minoración de resistencias, planteándose la cuestión de cuál es el coeficiente a obtener.

## TAREAS DESARROLLADAS POR EL GRUPO DE TRABAJO

### Planteamiento general

Inicialmente se propuso a los miembros del Grupo de Trabajo la resolución de seis problemas tipo: estabilidad global, hundimiento y vuelco plástico, con dos posibles terrenos naturales: materiales granulares, comportándose, lógicamente, con parámetros de largo plazo (que, a lo largo de esta ponencia, denominaremos “situación de largo plazo”) y materiales cohesivos con comportamiento a corto plazo (que se denominará, “situación de corto plazo”).

La definición de los problemas tipo de estabilidad global queda recogida en las siguientes figuras (la geometría de los problemas tipo de hundimiento y de vuelco plástico es la misma que la de dichas figuras anteriores, pero se sustituye el cajón, el relleno y las cargas exteriores por la resultante equivalente sobre la banqueta).

Capa	Densidad (t/m <sup>3</sup> )			Corto plazo		Largo plazo	
	Seca	Saturada	Sumergida	C'(t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	C'(t/m <sup>2</sup> )	φ (°)
1 Hormigón/Superestructura	2,300	2,300	1,275	100,00	70,00	100,00	70,00
2 Cajón	2,200	2,200	1,175	100,00	70,00	100,00	70,00
3 Relleno General	1,700	2,050	1,025	0,00	30,00	0,00	30,00
4 Pedraplén	1,700	2,100	1,075	0,00	40,00	0,00	40,00
5 Banqueta escollera	1,700	2,100	1,075	0,00	45,00	0,00	45,00
6 Sustrato arenoso	1,800	2,100	1,075	0,00	34,00	0,00	34,00
7 Fango	1,700	1,700	0,675	1,00	0,00	0,00	25,00
8 Arcilla 1	2,000	2,000	0,975	10,00	0,00	0,00	30,00
9 Arcilla 2	2,100	2,100	1,075	20,00	0,00	0,00	33,00

Densidad del agua ( $\rho_w$ ): 1,025 t/m<sup>3</sup>; Nivel agua trasdós: 0,500; Nivel aguas intradós: -0,500; Cota coronación: 2,700; Cota fondeo: -14,000; Puntal cajón: 15,000 m; Ancho fuste: 11,500 m; Vuelo zapata: 1,000 m; Altura banqueta: 2,000 m.

Para todos los materiales: *Módulo de elasticidad*: E = 81,82 MPa; *Módulo de elasticidad transversal*: G = 30,00 MPa

**Tabla 1. Definición de materiales**

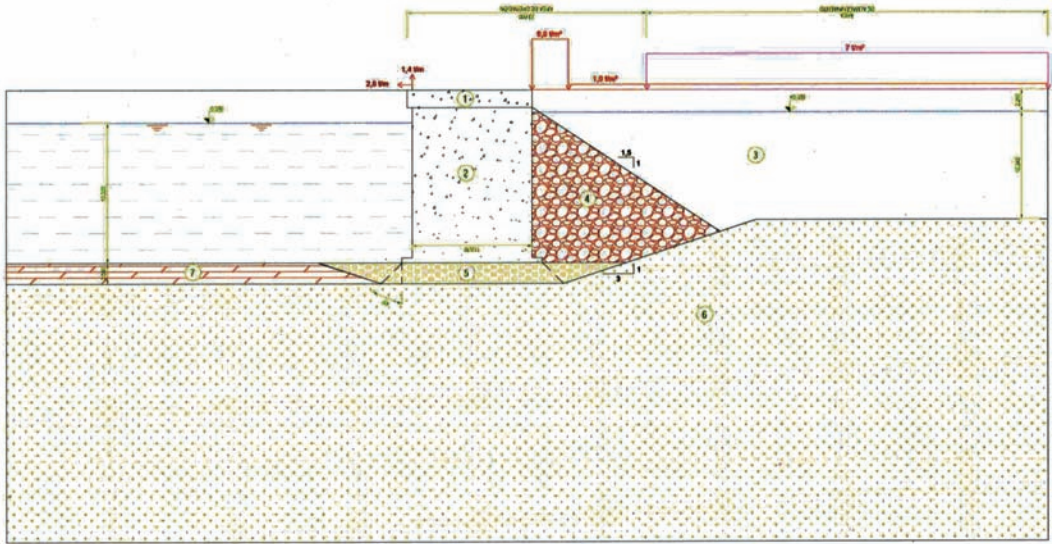


Figura 1. Estabilidad global a largo plazo.

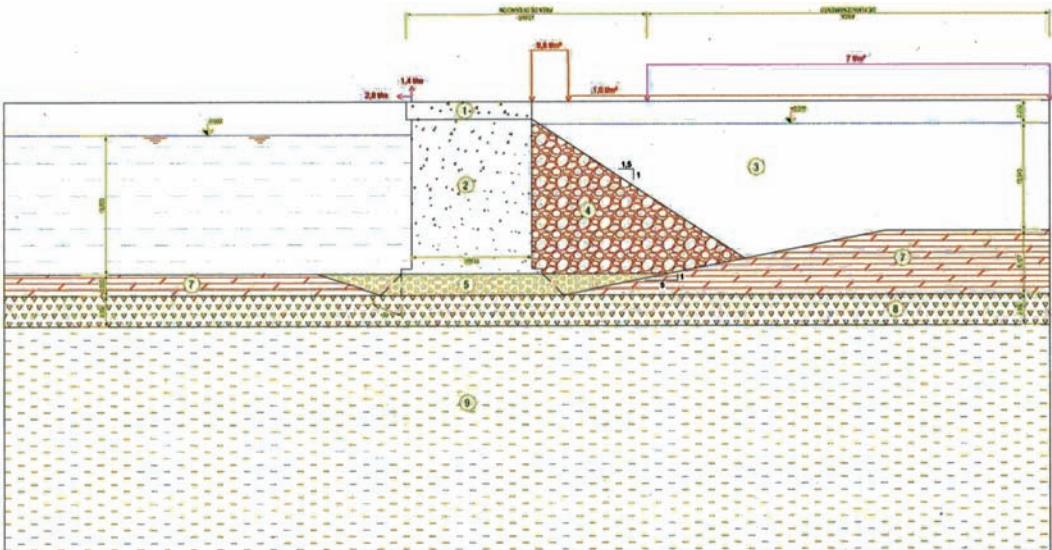


Figura 2. Estabilidad global a corto plazo.

## Primeros resultados y líneas de actuación

Inicialmente se presentaron diecisiete soluciones, de las cuales:

- Catorce estaban resueltas por métodos de equilibrio límite, repartidos, en función del programa comercial empleado, así:



- Once con el programa SLOPE.
- Tres con el programa SLIDE.

Estas catorce soluciones empleaban la siguientes metodologías de resolución:

- Ocho resolvían por el método de Morgenster-Price
  - Tres resolvían por el método de Spencer
  - Tres resolvían por el método de Bishop.
- Tres estaban resueltas por métodos numéricos
    - Dos con el programa PLAXIS
    - Uno con el programa FLAC/SLOPE

Del análisis de estos diecisiete informes, se obtuvieron estas primeras conclusiones:

1. Los resultados eran muy heterogéneos, tal y como se ve en la siguiente gráfica, en la cual se ha limitado la comparación a los métodos de EL:

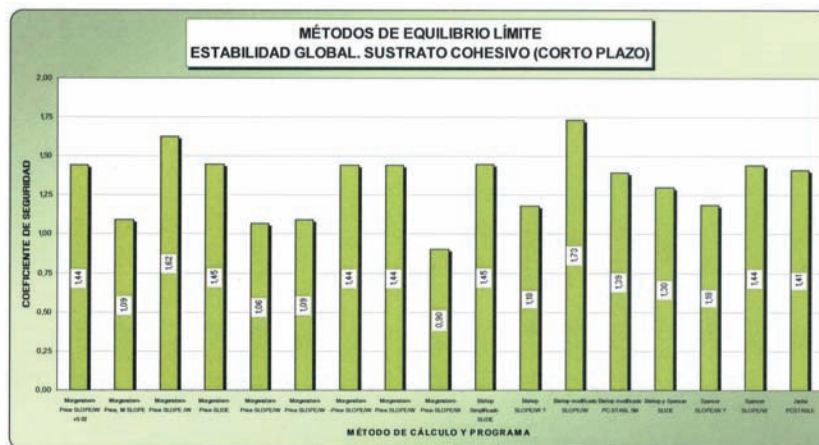


Figura 3. Variación en los resultados del problema de estabilidad global (corto plazo) resuelto por métodos de equilibrio límite.

Ante estos resultados y los posibles grados de libertad que conducían a variaciones en los mismos, se optó por llevar a cabo un estudio comparativo con el Slope y otro con el Slide para analizar estos aspectos. El contenido de estos estudios se resume en el apartado “Estudio comparativo métodos de equilibrio límite”.

Las razones que explicaban esta variabilidad de resultados eran varias: desde pequeños errores en la definición del modelo con el programa utilizado (esto indica la importancia que puede tener el introducir correctamente el problema estudiado en cada programa), hasta la propia definición del mecanismo de rotura para el que se obtenía el coeficiente de seguridad. En los gráficos siguientes se aprecian algunos de los resultados presentados por una misma empresa, empleando un método de equilibrio límite y, por otro lado, un método numérico, el cual hace prever que la superficie de rotura se asemejará más a una forma plana que a circular.

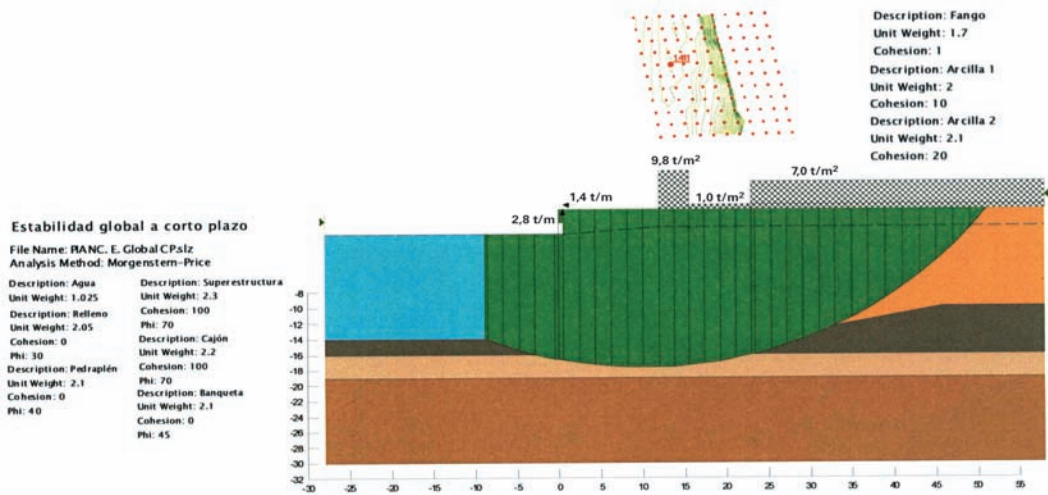


Figura 4. Resultado obtenido por métodos de equilibrio límite para la estabilidad global a corto plazo. El coeficiente de seguridad era de 1,44.

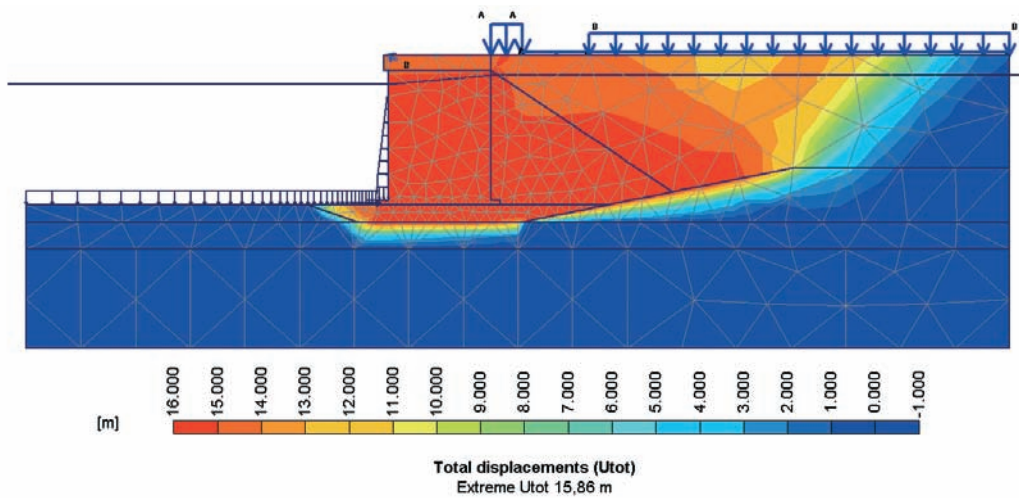


Figura 5. Resultado obtenido por elementos finitos por la misma empresa. El coeficiente de seguridad era de 1,05.

Resulta evidente que la curva obtenida por elementos finitos definía mejor el mecanismo de rotura que daba lugar al coeficiente de seguridad. No obstante, si se buscaba, por equilibrio límite, una rotura similar a la obtenida por elementos finitos, se obtenía un resultado similar en cuanto al coeficiente de seguridad, tal y como se ve en las figuras 8 y 9.

Tal y como se ha dicho, esta heterogeneidad en los resultados se podía deber también a las diferentes formas de definir un mismo problema por diferentes personas: modo de introducir el agua, de definir una zapata equivalente, etc. Por

consiguiente, se optó por llevar a cabo un Estudio Comparativo donde se analizaran estos factores tanto con el programa comercial Slope como con el Slide. El contenido de estos estudios se resume en el apartado siguiente.

## 2. Faltaban problemas resueltos por métodos numéricos.

Se optó por ampliar los casos resueltos por estos métodos.

Asimismo, ante el hecho de que algunos de estos programas no convergen o no permiten obtener un coeficiente de seguridad cuando éste es inferior a 1, se cambió el modo de resolver los problemas de hundimiento: no se trataba ya de resolver los casos descritos (que, en el caso de hundimiento y vuelco plástico, aplicaba las cargas, mayoradas por el coeficiente de seguridad exigido por la ROM), sino de obtener el coeficiente por el que había que mayorar las cargas para que el modelo analizado con el programa diese un coeficiente de seguridad de 1.

Asimismo se prescindió del análisis de los problemas de vuelco plástico, ya que la metodología anterior complicaba la resolución para este tipo de problemas sin aportar nuevos resultados significativos.

### **Estudio comparativo métodos equilibrio límite**

Tras la resolución de los problemas tipo por los miembros del grupo de trabajo que empleaban programas de estabilidad por equilibrio límite (Slide y Slope) y diferentes métodos de cálculo (Bishop, Spencer, Morgenstern-Price), se observó que, incluso para un mismo programa, se mantenía una gran disparidad en los factores de seguridad obtenidos. Esta diferencia de resultados era más acusada en los problemas de hundimiento y vuelco plástico que en los obtenidos para estabilidad global.

Se analizaron los resultados y cómo se había llegado a ellos para intentar dar respuesta a la heterogeneidad de los mismos, concluyéndose que existían diversos factores que influían en la solución obtenida del problema. Desde errores que seguían en la introducción de los datos y en la modelización geométrica del problema, hasta, y más importantes, modelización y forma de introducir las cargas, tipo de superficie de rotura tanteada, modelo de cálculo propuesto, relación entre fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las rebanadas, modelización del agua libre y nivel freático...

A la vista de la multitud de factores que intervenían en la obtención del coeficiente de seguridad, se decidió realizar un estudio de sensibilidad para comprobar la influencia de los factores que, a juicio del Grupo de Trabajo, podrían tener más importancia en la obtención de la solución: modelización del nivel piezométrico y del agua, introducción de cargas verticales y horizontales y la forma de la superficie de deslizamiento, conclusiones que se exponen en apartados posteriores.

Siempre se debe comprobar, para aumentar la fiabilidad de los resultados obtenidos, que, en la gran mayoría de puntos de la malla de centros, el programa ha sido

capaz de obtener un resultado concreto y, además, que el centro del círculo pésimo está aproximadamente en el centro de la malla de centros.

En la siguiente figura, vemos los resultados del mismo cálculo realizado por diferentes empresas, del Grupo de Trabajo.

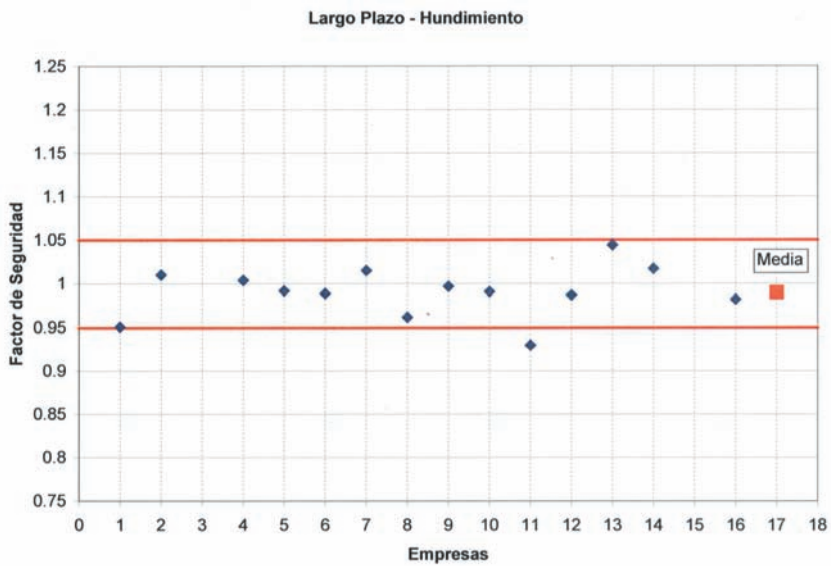


Figura 6.

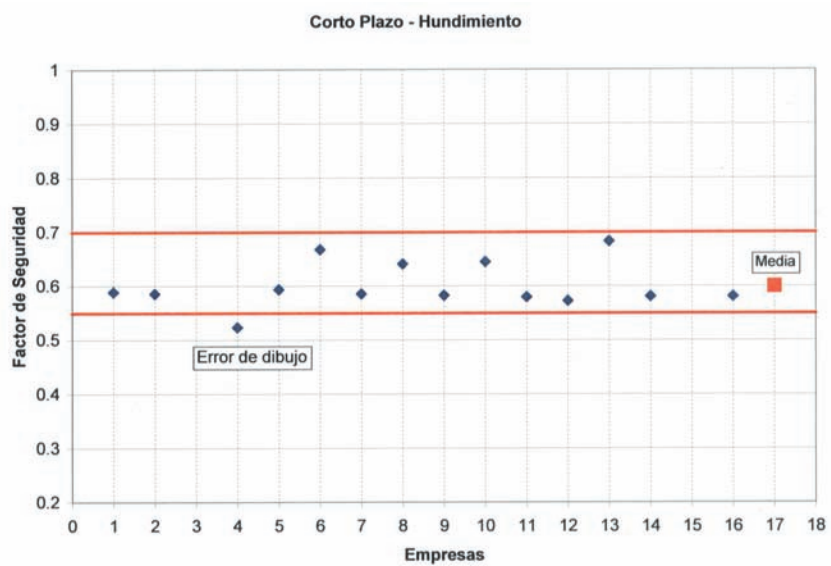


Figura 7.

## ***Modelización nivel piezométrico***

Existen dos métodos para modelizar el nivel piezométrico: utilizando una lámina de agua y considerando en el terreno densidades saturadas, o bien no considerando el agua y trabajar con densidades sumergidas (más las sobrepresiones intersticiales debidas a la red de filtración).

Se analizaron con estos dos procedimientos de cálculo alguno de los casos anteriormente comentados, con algunas simplificaciones que permitieran resaltar los objetivos del estudio.

La conclusión a la que se llegó es que básicamente los resultados numéricos obtenidos con ambos métodos de abordar los cálculos son prácticamente coincidentes, (si no existe red de filtración debida al desnivel entre el trasdós y el intradós), aunque se puede recomendar en cuanto a la modelización del nivel piezométrico para los estados límites últimos comprobados que se emplee el método de densidades saturadas para los problemas de estabilidad global y el método de densidades sumergidas para los estados límites de hundimiento y vuelco plástico.

No obstante, debemos tener presente que la convergencia o no de la solución depende de más factores, como la forma de la superficie, la inclinación de la carga, la horizontalidad del terreno, el modelo de cálculo elegido... sin olvidarnos de las limitaciones propias del programa en cuanto a la introducción de cargas uniformes sobre la superficie del terreno.

## ***Modelización de cargas verticales e inclinadas***

El estudio de los estados límite último obliga a realizar cálculos de estabilidad en los que se deben modelizar cargas verticales e inclinadas. La modelización de estas cargas se suele hacer generalmente con las aplicaciones de los programas comerciales que permiten la introducción de cargas puntuales concentradas o distribuidas en distintos puntos de la malla.

Los casos analizados han permitido comprobar que cuando las cargas se aplican mediante cargas puntuales concentradas los programas de cálculo pueden presentar problemas al considerar las cargas realmente aplicadas en la resolución numérica. Se comprobó especialmente la sensibilidad de dichos programas a la disposición de cargas respecto al límite de la línea de rotura, que en las comprobaciones a hundimiento y vuelco plástico coinciden con el borde de la zapata.

La realización de este tipo de cálculos mediante cargas puntuales concentradas obliga a comprobar individualmente los equilibrios de fuerzas en cada una de las rebanadas donde supuestamente se han aplicado las cargas. Este es el único método de comprobación que se puede considerar generalizable para todos los programas de cálculo.

En los problemas de hundimiento y vuelco plástico la modelización de cargas tiene una mayor relevancia debido a la inclinación de las mismas. En el Slope y Slide, éstas se pueden introducir de las siguientes formas:

- Cargas puntuales inclinadas distribuidas uniformemente en un ancho eficaz  $B^*$  con la precaución relativa a este tipo de cargas.
- Descomponiendo la carga inclinada en vertical y horizontal. La carga vertical se introducirá como una sobrecarga uniforme en el ancho  $B^*$ , modelizándolas por alguno de los siguientes métodos:
  - Zapata ficticia de ancho  $B^*$ , de peso específico aquél que, en función de la altura de la zapata, transmita la carga vertical a la banqueta.
  - Zapata ficticia de ancho  $B^*$ , sin peso, y una sobrecarga uniforme en coronación de valor la carga vertical transmitida a la banqueta. En ambos casos las características resistentes de la zapata serán las propias del hormigón para obligar a que las superficies de deslizamiento pasen por el punto trasero de la misma.
  - Sobrecarga uniforme en una longitud  $B^*$ , de valor, la tensión media vertical transmitida por el cajón a la banqueta.
  - La carga horizontal se modelizará como cargas puntuales distribuidas en el ancho  $B^*$ . Estas cargas se introducirán en la coronación de la banqueta.

Analizando los resultados obtenidos con los diferentes métodos de introducción de cargas se han detectado los problemas derivados de la aplicación de cargas puntuales en el extremo de la zapata ya comentado, por lo que es preferible utilizar los métodos que representan las cargas verticales como sobrecargas uniformes.

A diferencia del Slope, el programa Slide permite la introducción de una sobrecarga uniforme repartida con una determinada inclinación.

Los resultados obtenidos para los métodos descritos de introducción de cargas verticales, incluso cargas puntuales con la precaución necesaria, son prácticamente coincidentes. Debido a esto no se puede concluir qué método de introducción de cargas es el mejor, por lo que su elección dependerá de la confianza del resultado obtenido en función de la cantidad de superficies calculadas y de la convergencia de los coeficientes de seguridad obtenidos.

### ***Influencia de la forma de la superficie de deslizamiento***

#### **ESTABILIDAD GLOBAL**

El objetivo del método de equilibrio límite es la obtención del mínimo coeficiente de seguridad de las posibles superficies de rotura tanteadas. La obtención de la superficie pésima de deslizamiento no siempre es inmediata, por lo que es necesario un análisis previo del modelo y una cierta pericia del usuario para su determinación.

Esta consideración es más importante cuando analizamos la estabilidad global de la sección, debido a la multitud de roturas a tantear sin saber, a priori, que forma tendrá la pésima, ni el recorrido de la misma, por lo que será necesario tantear distintas superficies, variando su geometría (superficies circulares, poligonales y mixtas), así como, los ángulos de entrada y salida de la superficie buscando siempre la pésima.

En el muelle vertical que se propuso como caso de estudio, cuando se analizaba la situación a corto plazo, existía una capa de arcilla de peor calidad en el terreno de

cimentación que permitía pensar que las superficies de deslizamiento pésimas tendrían a desarrollarse a su través.

En las figuras siguientes pueden verse los factores de seguridad y las superficies de deslizamiento deducidas de los cálculos suponiendo superficies circulares y formadas por planos, respectivamente.

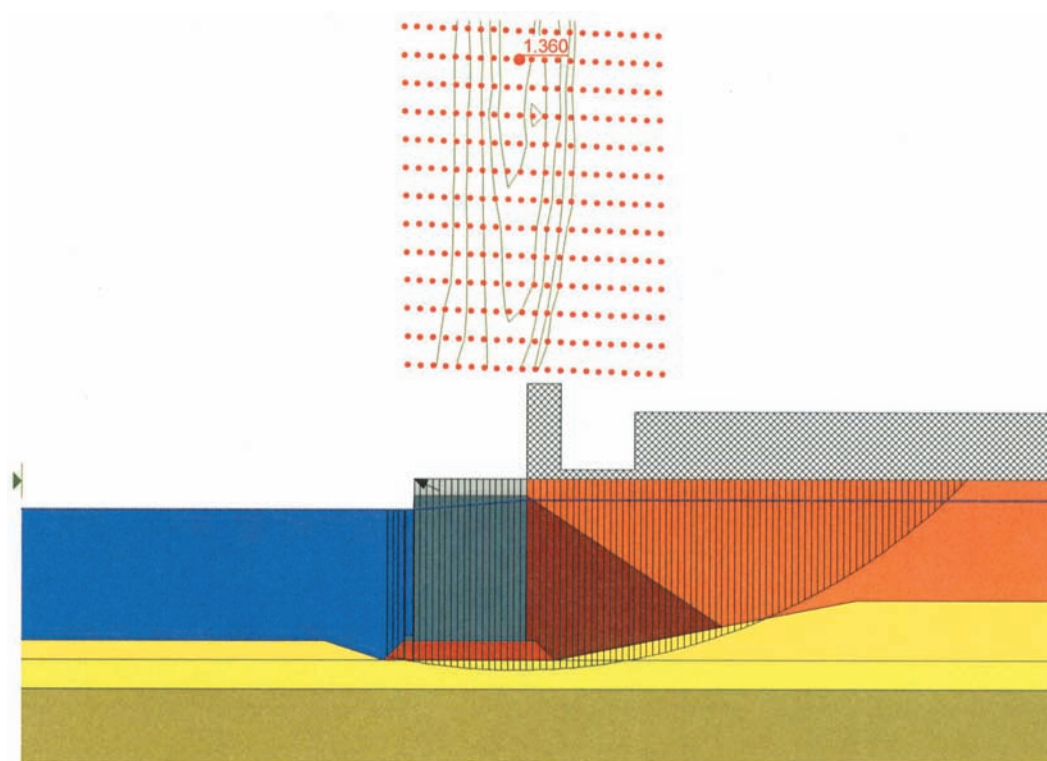


Figura 8.

Como puede comprobarse, existe una gran diferencia en el valor del factor de seguridad obtenido.

En segundo lugar, cabría pensar que la superficie de deslizamiento deducida del caso de superficie plana corresponde con una situación que se puede asociar a un estado límite de deslizamiento, por lo que no se estaría contemplando la estabilidad global en sentido estricto.

Sin embargo se considera que la superficie que se debe buscar, mediante el cálculo, en el análisis del estado límite último de estabilidad global es la que proporcione el menor valor del factor de seguridad independientemente de su forma geométrica (circular, plana o combinada).

1.082

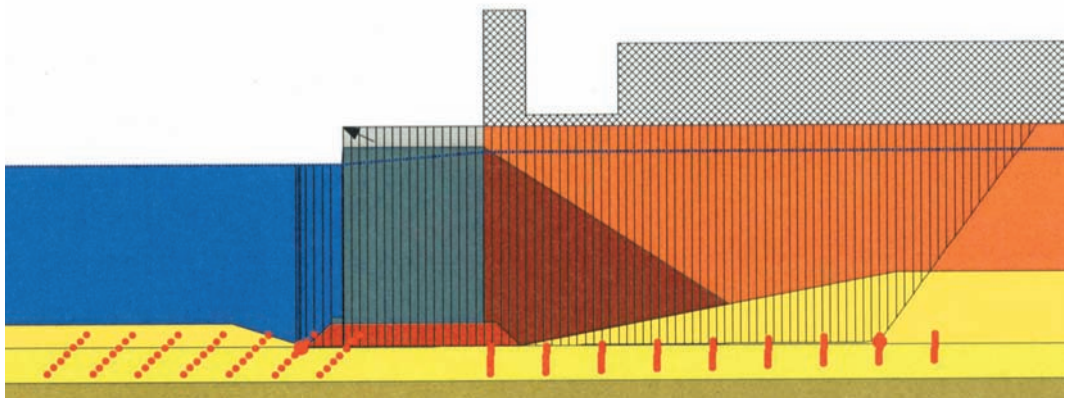


Figura 9.

Se prestará especial atención a terrenos cohesivos o capas débiles por los que la superficie de deslizamiento tienda a desarrollarse de forma plana, superficies que no obtendríamos si buscamos sólo líneas de rotura circulares.

### HUNDIMIENTO Y VUELCO PLÁSTICO

Si analizamos el hundimiento y vuelco plástico, nos encontramos, en la mayoría de los casos, problemas de convergencia de la solución debidos al cambio de signo del ángulo que forma la línea de rotura con la horizontal y la fuerte inclinación de la carga, por lo que es recomendable fijar los ángulos de entrada, activo, y salida, pasivo, de forma que la solución obtenida del problema sea fiable, minimizando los problemas de convergencia. El criterio para fijar estos ángulos será aquél con los que se obtengan el mínimo coeficiente de seguridad. Se impondrá que las líneas de rotura se inicien en el extremo inferior trasero de la zapata equivalente. Las superficies así obtenidas serán mixtas, teniendo un aspecto similar al teórico para estos tipos de estados límites.

Por ejemplo, el programa Slope permite definir los ángulos de salida ( $\alpha$ ) y de entrada ( $\beta$ ) cuyo significado puede verse en la figura siguiente. El ángulo de salida ( $\alpha$ ) se puede variar entre  $45^\circ$  y  $65^\circ$  mientras que el ángulo de entrada ( $\beta$ ) puede oscilar entre  $135$  y  $180^\circ$ .



El programa Slide no permite, de forma automática, especificar los ángulos de entrada y salida de las superficies en el caso de emplear deslizamientos circulares, ni tampoco el análisis de superficies compuestas por tramos de entrada y salida rectos unidos por tramo curvo. Sólo se pueden modificar los ángulos de entrada y salida para formas de deslizamiento poligonales.

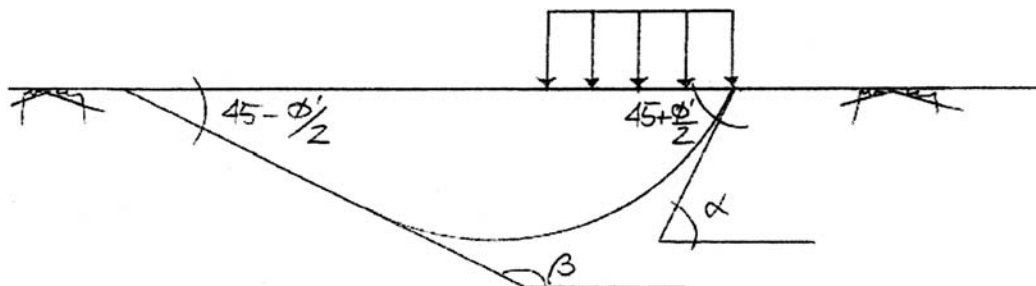


Figura 10.

Como casos de análisis se ha escogido una cimentación de 10 m de anchura que soporta una carga distribuida de 1000 kN/m, modelizada mediante 10 cargas puntuales de 1000 kN distribuidas uniformemente a lo largo de la zapata, supuesta sin peso. Se han realizado cálculos con las cargas verticales y con las cargas inclinadas 70° respecto de la horizontal, imponiendo la rotura por el borde trasero.

En los gráficos siguientes pueden verse los resultados obtenidos de todos los cálculos realizados tanto para carga vertical como para carga inclinada.

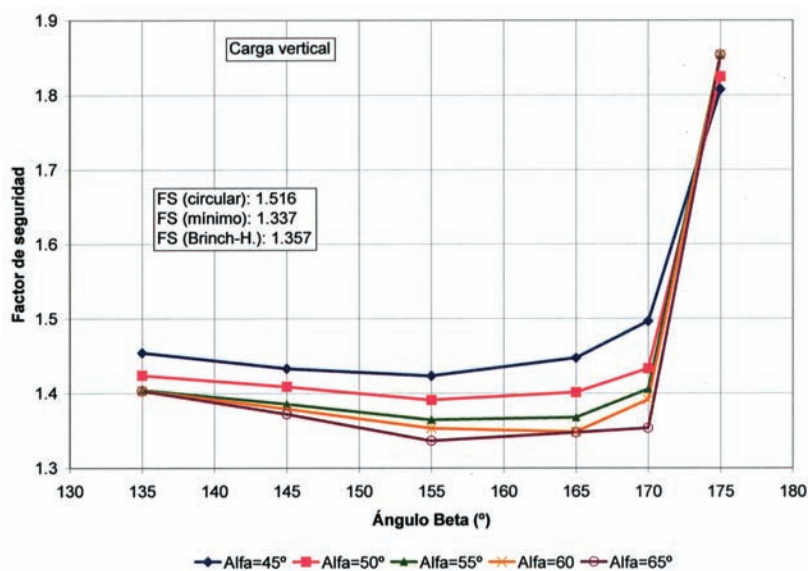


Figura 11.

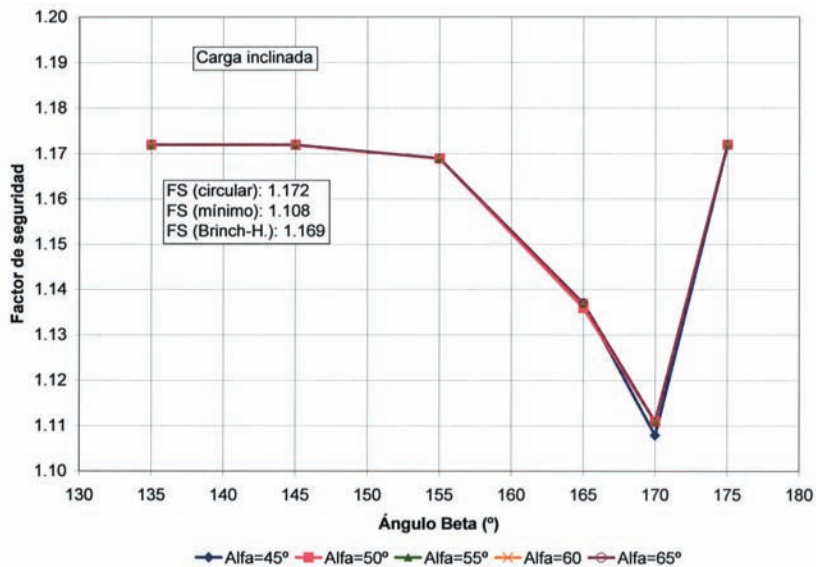


Figura 12.

El análisis de las figuras anteriores permite realizar los siguientes comentarios:

- Los valores de los factores de seguridad varían sustancialmente en función de los ángulos de entrada y salida utilizados en los cálculos.
- Se puede comprobar que los valores de los factores de seguridad mínimos variando los ángulos se parecen bastante a los deducidos de las fórmulas polinómicas de Brinch-Hansen, en el caso de carga vertical.
- Los valores de los factores de seguridad mínimos deducidos utilizando superficies circulares son claramente superiores a los obtenidos variando los ángulos de salida y entrada.

Por último, también se presenta la superficie de deslizamiento correspondiente a uno de los casos analizados donde puede verse que la forma de dicha superficie difiere de ser circular.

A la vista de los resultados anteriores, la principal conclusión que se obtiene del caso analizado es la necesidad de realizar cálculos variando los ángulos de salida y entrada de la superficie de deslizamiento para asegurar que el factor de seguridad encontrado es el mínimo. Como corolario de la conclusión anterior, en este tipo de cálculos se debe evitar la utilización de superficies circulares.

La forma de la superficie de deslizamiento lleva asociada a su vez el método de cálculo elegido, ya que este debe ser capaz de calcular líneas de rotura cualesquiera, siendo recomendable, a su vez, que sean métodos completos que cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los métodos de Spencer y Morgenstern-Price cumplen ambas características.

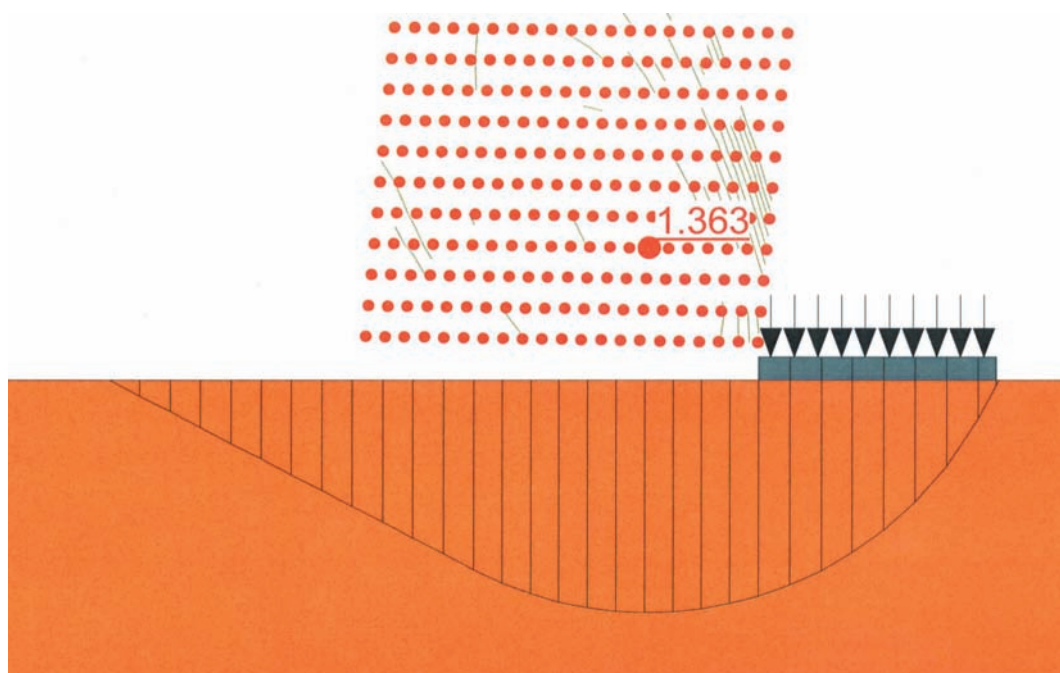


Figura 13.

## Estudio comparativo métodos numéricos

Se presentó un total de once soluciones, de las cuales:

- Seis fueron resueltas con el programa Plaxis.
- Tres fueron resueltas con el programa Flac/Slope.
- Dos fueron resueltas con el programa Flac 2D.

Del análisis de estos informes, se obtuvieron las siguientes conclusiones.

### ***Los coeficientes de seguridad respecto de los obtenidos por Equilibrio Límite***

Se observa una cierta tendencia a que los factores de seguridad (FS) sean más bajos que en métodos de equilibrio límite (EL). Se dieron las siguientes explicaciones posibles:

- Las roturas pésimas encontradas por los Métodos numéricos no fueron predefinidas en EL, por el usuario.
- El FS mínimo encontrado no responde estrictamente a un modo de fallo de estabilidad global, sino que pueden responder a una interacción entre diferentes mecanismos (por ejemplo, mezcla de hundimiento y vuelco plástico).
- Las metodologías de cálculo diferentes pueden dar lugar a FS diferentes para una misma rotura.

Parece necesario calcular el hundimiento y el vuelco plástico con zapata rígida equivalente, especialmente en materiales granulares, ya que en caso de meter sólo la sobrecarga uniforme, la modelización refleja de forma excesivamente conservadora la realidad y los coeficientes de seguridad obtenidos resultan demasiado bajos, ya que en estos programas influyen las relaciones tenso-deformationales.

## La malla

Cuando se analizó la sensibilidad de los resultados al tamaño de los elementos de la malla, se apreciaron los siguientes hechos:

- El FS disminuye al hacer más fina la malla. Para la estabilidad global, se observaron variaciones de hasta el 15% entre una malla gruesa y una fina.

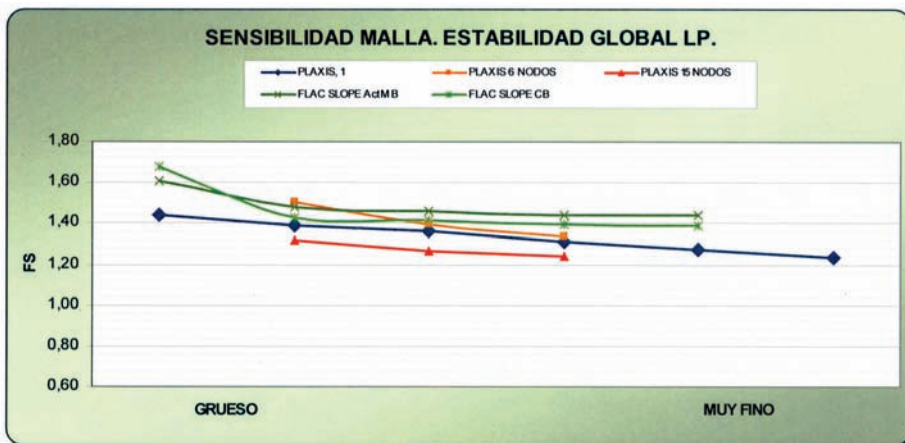


Figura 14. Sensibilidad del coeficiente de seguridad a las variaciones de la malla, en el problema de estabilidad global (largo plazo).

- La situación es más crítica en el caso de hundimiento a largo plazo (materiales friccionantes), donde se observaron variaciones de hasta 70% en el coeficiente de seguridad tomado como incremento de la carga actuante, como se observa en línea roja de la siguiente figura (tomada de estudios realizados con el Plaxis):
- Al refinar la malla, aumentan los problemas de convergencia.
  - En el caso de los problemas resueltos con FLAC/Slope:
    - ◆ Entre los diferentes tipos de malla posibles, no queda claro cuál es mejor usar. Parece que los resultados convergen a un mismo valor al densificar la malla.

- ♦ Si no hay taludes verticales, el tipo "expanded, conform to material boundaries" da menos problemas de convergencia que otras tipologías, también conformes a los contornos geométricos del problema.

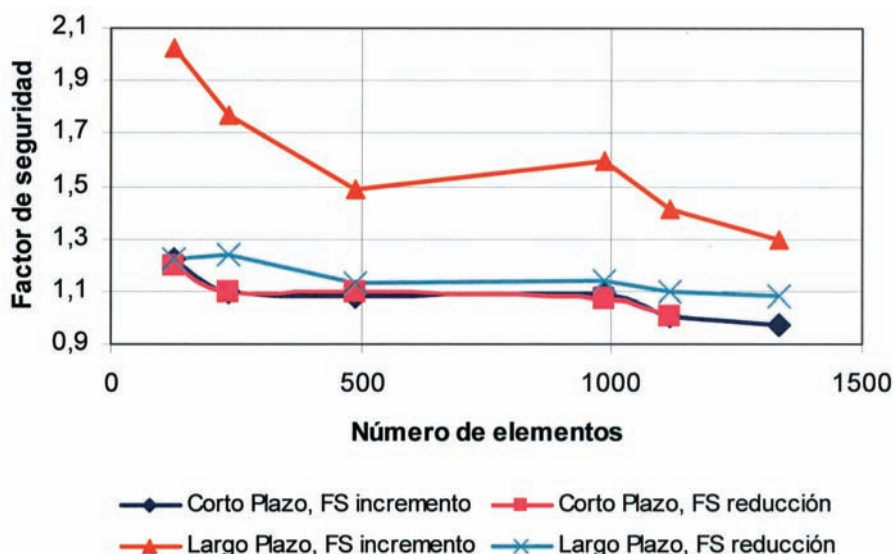


Figura 15.

- En el caso de los problemas resueltos con PLAXIS:
  - Mucha sensibilidad al n° de nodos por elemento (con variaciones del orden del 20%, tal y como se observa al contrastar las curvas roja y naranja de las dos figuras anteriores). En general cuando se estudian condiciones de estado límite de rotura se recomienda emplear elementos de mayor orden, pues es reconocido que llevan a soluciones más precisas, tal y como se ve en las referencias 10 y 11 de la bibliografía.

### La dilatancia

Cuando se analizó la sensibilidad de los resultados a la variación de la dilatancia del terreno, se apreciaron los siguientes hechos:

- Los resultados numéricos son poco sensibles: variaciones del FS, en general, inferiores al 10% al incrementar la dilatancia hasta igualarla al valor del ángulo de rozamiento interno. Sin embargo, los resultados anómalos aumentan muy significativamente cuando el valor de la dilatancia es muy alto.
- Aunque el FS varía poco, sí puede cambiar sustancialmente la forma de la rotura. Sobre este hecho deberá profundizarse en el futuro.
- Se recomienda, del lado de la seguridad, tomar dilatancia nula.

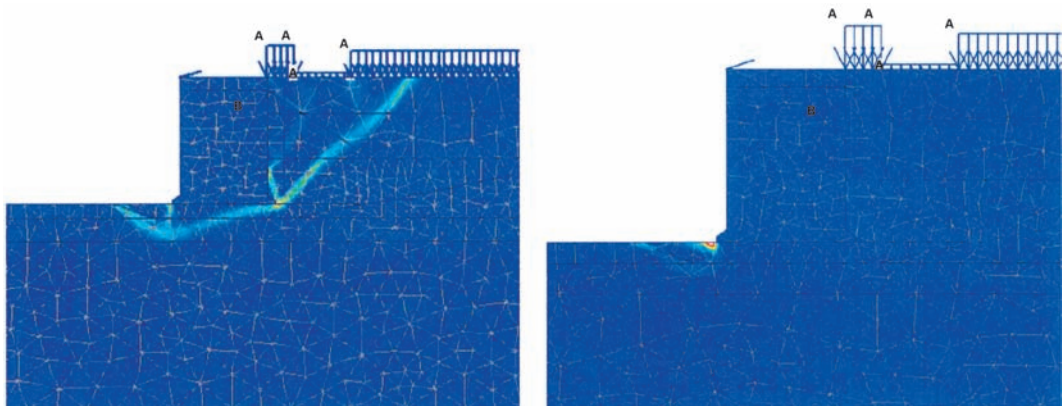


Figura 16. Ejemplo de variación en la forma de la curva de rotura, con dilatancia = 0 ( $FS = 1,28$ ) y con dilatancia =  $\phi$  ( $FS = 1,35$ ).

### Comparación entre métodos para el cálculo del hundimiento

Como puede observarse en las siguientes figuras, en que se muestran los coeficientes de seguridad obtenidos por este modo de fallo en los casos propuestos, éstos están muy por debajo de los mínimos marcados por la ROM.

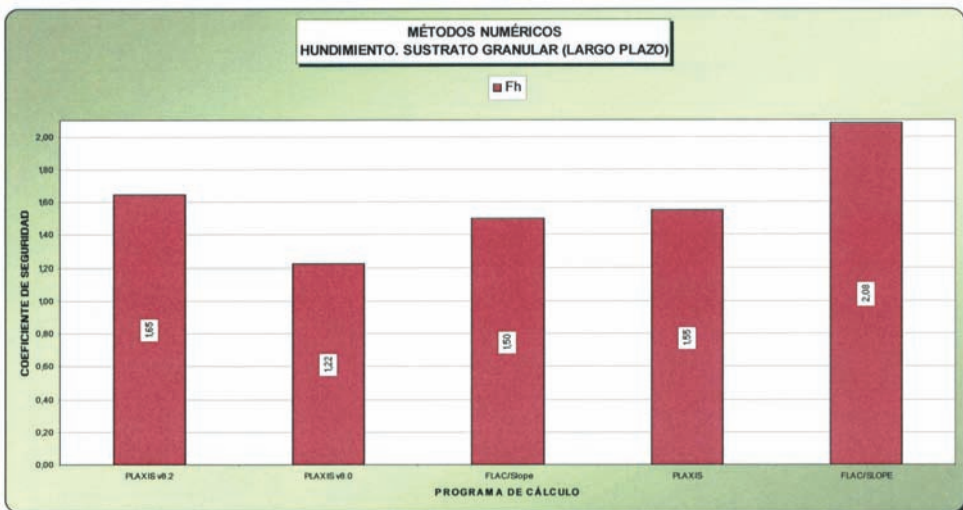


Figura 17. FS frente a hundimiento, material granular. FS entendido como coeficiente de mayoración de la resultante de acciones para que el FS en el análisis de estabilidad global dé 1. FS mínimo exigido por la ROM = 3,00.

Sin embargo esto no ocurre cuando para el mismo problema se analiza la estabilidad global. El resumen de los resultados obtenidos se indica en las figuras 19 y 20:

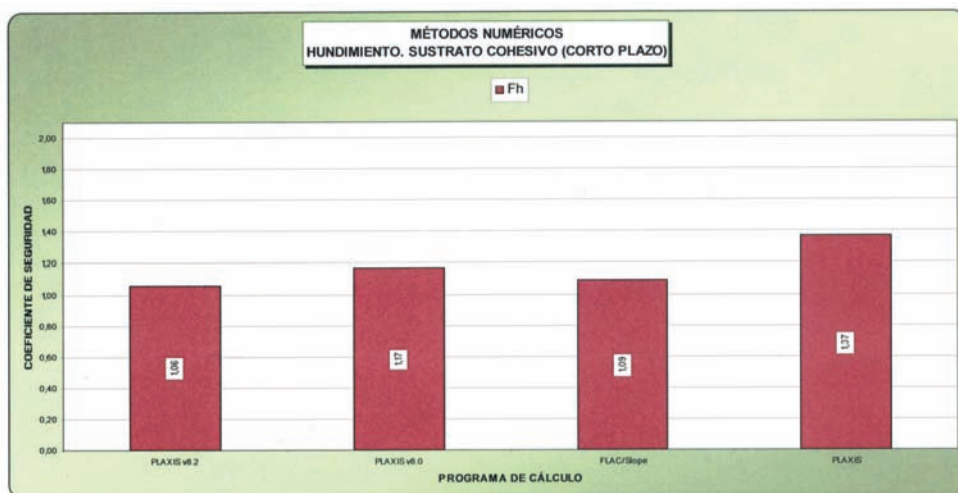


Figura 18. FS frente a hundimiento, material cohesivo a corto plazo. FS entendido como coeficiente de mayoración de la resultante de acciones para que el FS en el análisis de estabilidad global dé 1. FS mínimo exigido por la ROM = 2,40.

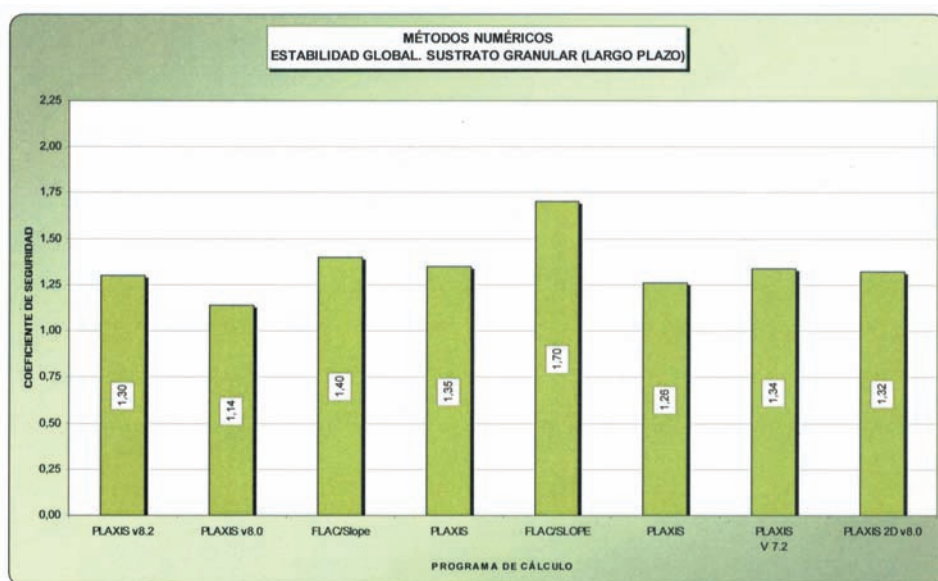


Figura 19. FS frente a estabilidad global a largo plazo. FS mínimo exigido por la ROM = 1,3 – 1,4.

Así pues, se observa que cuando un mismo problema se analiza mediante métodos numéricos, es frecuente que la estabilidad global cumpla con los coeficientes marcados por la ROM, mientras que cuando se analiza el fallo frente a hundimiento o vuelco plástico del mismo problema bajo la misma combinación de acciones (adoptando para ello el modelo simplificado de zapata y resultante de acciones equivalente), se obtenga un coeficiente de seguridad muy por debajo de los valores indicados por la ROM.

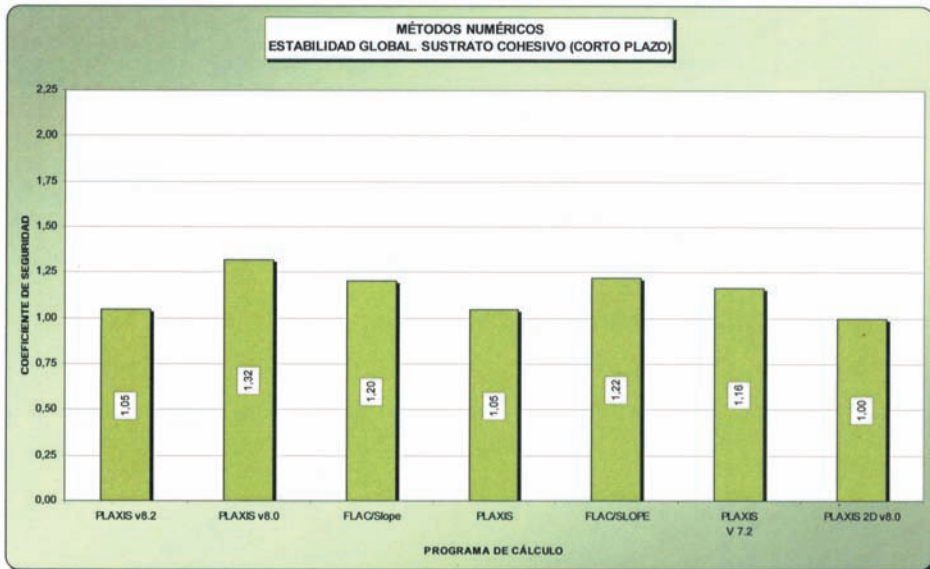


Figura 20. FS frente a estabilidad global a corto plazo. FS mínimo exigido por la ROM = 1,1 – 1,3.

Por todo ello consideramos que debería profundizarse en la definición de los coeficientes asociados a cada método (menores para los numéricos), ya que la muestra de datos obtenida en este trabajo es insuficiente para definir criterios generales.

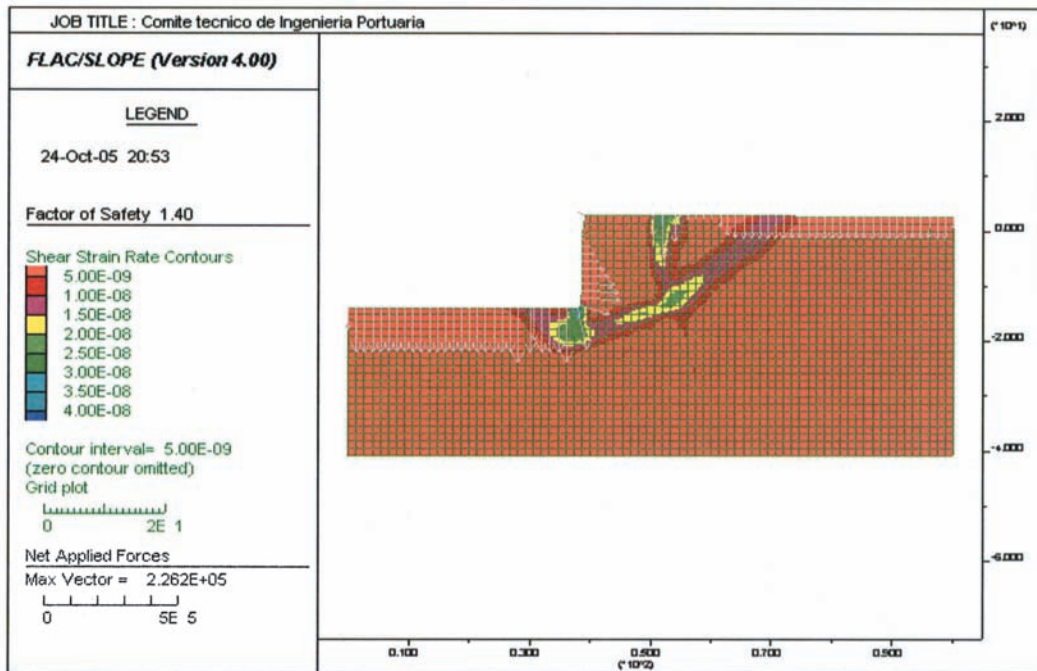


Figura 21. Mezcla de modos de fallo (global, con hundimiento/vuelco plástico en el pie).



Para este caso concreto de sustrato granular sería el hundimiento el que condicionaría una sección tipo que resulta estable si se considera un modelo de estabilidad global por métodos numéricos (donde se considera implícitamente el hundimiento).

Este hecho puede ser indicativo del elevado número de simplificaciones que se asumen al adoptar estos métodos de cálculo (zapata equivalente) y la necesidad de ajustar los coeficientes de seguridad asociados. En los métodos de equilibrio límite, la situación es diferente, ya que las curvas que se buscan en los estudios de equilibrio límite sólo son las que se refieren a una inestabilidad global.

Los resultados conseguidos por métodos numéricos dan, en general, coeficientes de seguridad más bajos que los obtenidos por equilibrio límite, mostrándose diferencias importantes en algunos casos.

## CONCLUSIONES

### De carácter general

Siempre debe buscarse la forma de rotura pésima, no necesariamente circular. En los métodos de Equilibrio Límite (EL), en los que las posibles roturas a considerar las define el usuario, se recomienda estudiar roturas planas, poligonales, circulares, mixtas, diferentes ángulos de entrada y salida, etc. Esto hace que con los métodos de EL a veces resulte difícil encontrar la rotura pésima.

Por eso parece aconsejable contrastarlos con algún método numérico, en los que el programa busca la rotura pésima sin necesidad de que ésta sea predefinida por el usuario. Asimismo, es conveniente contrastar una solución obtenida por métodos numéricos con programas de equilibrio límite, habida cuenta de que hasta la fecha los segundos están mucho más contrastados que los primeros.

### Métodos de equilibrio límite

1. En el estudio del Hundimiento y del Vuelco Plástico, se ha observado que la introducción de cargas puntuales, especialmente en los extremos, da lugar a veces a resultados incorrectos. Por eso se recomienda verificar con especial cuidado los resultados en las rebanadas afectadas por cargas puntuales. Estas anomalías no han sido observadas con sobrecargas uniformes, por lo que si existe la opción de introducir la acción de este modo en vez de cómo un conjunto de cargas puntuales equidistantes, parece más aconsejable proceder de este modo.
2. En principio parece más apropiado calcular con métodos que satisfagan las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos (Morgenstern-Price, Spencer).
3. Ante posibles problemas de convergencia o soluciones con zonas con problemas de convergencia al aplicar estos métodos, existe la posibilidad de recurrir a otros (como el de Bishop), con los que a veces se salvan los obstáculos anteriores, y

utilizarlos como herramienta auxiliar para encajar la solución, siempre y cuando se entiendan sus limitaciones.

### **Métodos numéricos**

1. En los métodos numéricos la densidad de la malla influye en la precisión del resultado: el factor de seguridad (FS) tiende a disminuir al aumentar la densidad de la malla. En los casos estudiados de estabilidad global, se observaron variaciones de hasta el 15% entre una malla gruesa y una fina.
2. Se ha observado que los problemas de convergencia aumentan con la mayor densidad de malla (puede que se trate de un problema de inestabilidad numérica al aumentar el número de elementos).
3. La tendencia general apreciada en los casos estudiados es que los métodos numéricos dan coeficientes de seguridad algo más bajos que los de EL. Entre otras razones, en el caso de estabilidad global, podría deberse a que el modo de fallo, aparte de una rotura global, incluye también fallo en el pie por hundimiento y vuelco plástico.
4. Especial cuidado se debe tener cuando se estudia el hundimiento o vuelco plástico, pues inestabilidad numéricas pueden llevar a estimaciones erróneas de los coeficientes de seguridad, por ello, se recomienda observar detalladamente las curvas carga-desplazamiento, el campo de desplazamientos o el incremento de deformaciones de corte (estos últimos dan una idea de la superficie de rotura).
5. Para que los resultados de la aplicación de los modelos de elementos finitos tengan el grado de calidad que pueden alcanzar será necesario garantizar que la inspección geotécnica aporta la totalidad de los datos y con el grado de veracidad requerido.

### **TEMAS NO RESUELTOS: FUTURAS VÍAS DE TRABAJO**

1. Los programas de métodos de equilibrio límite no se diseñaron inicialmente para resolver este tipo de problemas, tal y como señalan los artículos citados en la bibliografía. Por esta razón, cuando se emplean en el cálculo de la seguridad frente al hundimiento y el vuelco plástico presentan ciertas incertidumbres e imprecisiones (véase referencia 1 de la bibliografía) lo que dificulta (pero no descarta) su utilización en este tipo de problemas.
2. Aunque los métodos de equilibrio límite presentan algunas ventajas respecto a otros procedimientos de cálculo (experiencia, sencillez, rapidez, menos parámetros geotécnicos...), su empleo debe realizarse adoptando las precauciones necesarias para intentar conseguir el resultado más real en cada caso. Taludes verticales y cambios bruscos de las fuerzas verticales entre rebanadas son elementos para los que no se diseñaron inicialmente este tipo de programas, tal y como señala los artículos citados en la bibliografía.

3. En el estudio de la carga de hundimiento y vuelco plástico es habitual a nivel mundial el empleo de la simplificación del ancho equivalente propuesto por Meyerhof. Una posible línea de trabajo futuro sería investigar si ésta es la mejor simplificación posible o, si es más exacto, realizar otro tipo de hipótesis.
4. Los métodos numéricos permiten estudiar la estabilidad conjunta del problema. De esta manera no es necesario analizar, de manera separada, los distintos modos de fallo habituales (deslizamiento, hundimiento, vuelco plástico...) sino que este tipo de programas indican la rotura más desfavorable. Esto conduciría a un nuevo enfoque del estudio de la cimentación de los cajones portuarios (con sus correspondientes coeficientes de seguridad)
5. En este momento es habitual emplear, en el estudio de las cimentaciones portuarias, procedimientos de cálculo analíticos, programas de equilibrio límite y modelos numéricos. Cada vez más, estos últimos son utilizados con mayor profusión, pues permiten estudiar con más precisión algunos tipos de problemas del terreno (variación de presiones intersticiales, deformaciones...). Hoy en día todavía existen algunas incertidumbres en su utilización pero sería interesante continuar por este camino.
6. Los nuevos procedimientos de cálculo (programas de equilibrio límite, modelos numéricos) plantean la duda de si se deben mantener los coeficientes de seguridad que estaban pensados habitualmente para métodos analíticos.

## MIEMBROS DEL GRUPO DE TRABAJO

Bajo la dirección de D. Eloy Pita Olalla ([epita@trsa.es](mailto:epita@trsa.es)), son coautores de este trabajo los integrantes del Grupo de Trabajo (perteneciente a la Asociación Técnica de Puertos y Costas dentro del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria) que se mencionan a continuación:

Ana Lope Carvajal. *Puertos del Estado*. [alope@puertos.es](mailto:alope@puertos.es)

Juan Pablo Pérez Pérez. *Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras*. [jperez@apba.es](mailto:jperez@apba.es)

Jorge Álvarez Couceiro. *Portos de Galicia*. [jorge.alvarez.couceiro@xunta.es](mailto:jorge.alvarez.couceiro@xunta.es)

José Estaire Gepp. *CEDEX*. [Jose.Estaire@cedex.es](mailto:Jose.Estaire@cedex.es)

Javier Vázquez de Diego. *Técnicas Reunidas*. [jvazquez@trsa.es](mailto:jvazquez@trsa.es)

Jorge Nasarre López. *INTECSA-INARSA, S.A.*

Santiago Díaz Marquez. *INTECSA-INARSA, S.A.*

Luis Baquedano. *INTECSA-INARSA, S.A.* [baquedano@intecsa-inarsa.es](mailto:baquedano@intecsa-inarsa.es)

Antonio Berruguete. *IBERPORT*. [aberruguete@iberport.com](mailto:aberruguete@iberport.com)

Daniel Cantavella. *IBERPORT*. [dcantavella@iberport.com](mailto:dcantavella@iberport.com)

Miguel A. Gómez-Caldito Viseas. *ALATEC*. [macaldito@alatec.es](mailto:macaldito@alatec.es)

Roberto Pillado. *PROES Consultores*. [rpillado@proes.es](mailto:rpillado@proes.es)

Jesús González Galindo. *Ingeniería del Suelo S.A.* [jgg@ingesuelo.com](mailto:jgg@ingesuelo.com)

Isabel Reig. *IBERINSA*. [mreigsa@iberinsa.es](mailto:mreigsa@iberinsa.es) / [mreigra@acciona.es](mailto:mreigra@acciona.es)

Jorge Flores Guillén. *KV Consultores*. [jflores@kvconsultores.es](mailto:jflores@kvconsultores.es)

Antonio Gens Solé. *U. P. Cataluña*. [Antonio.Gens@upc.es](mailto:Antonio.Gens@upc.es)

Ricardo Madrid Argomedo. *U. P. Cataluña*. [ricardo.madrid@upc.edu](mailto:ricardo.madrid@upc.edu)

Noelia González Patiño. *DRAGADOS*. [ngonzalezp@dragados.com](mailto:ngonzalezp@dragados.com)  
 Manuel Pita Olalla. *DRAGADOS*. [mpitao@dragados.com](mailto:mpitao@dragados.com)  
 Víctor Rey Romero. *FCC Construcción S.A.* [vreyr@fcc.es](mailto:vreyr@fcc.es)  
 Angel Muelas. *OHL*. [amuelas@ohl.es](mailto:amuelas@ohl.es)  
 José M<sup>º</sup> Aniceto Barranco. *FERROVIAL-AGROMAN*. [janiceto@ferrovial.es](mailto:janiceto@ferrovial.es)  
 Luis Amigo Linares. *FERROVIAL-AGROMAN*. [luis.amigo@ferrovial.es](mailto:luis.amigo@ferrovial.es)  
 Cesar Enamorado Martínez. *FERROVIAL-AGROMAN*. [c.enamorado@ferrovial.es](mailto:c.enamorado@ferrovial.es)

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. "Utilización de los programas de cálculo de estabilidad de taludes en la determinación de las cargas de hundimiento de cimentaciones superficiales". SORIANO PEÑA y GONZÁLEZ GALINDO, IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Santander. 24-26 marzo 2004.
2. "The limits of limit equilibrium analyses", JOHN KRAHN, 2003.
3. "Cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales mediante el método de los elementos finitos y teorías de equilibrio límite", POUSADA, ESTAI-RE, MARTÍN Y OTEO.
4. "State off the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes", DUN-CAN, 1996.
5. "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", MEYER-HOF, G. G. (1953). Proc. 3<sup>RD</sup> International Conference of Soil Mechanics and Founda-tion Engineering, Vol. 1, p. 440.
6. "Diseño geotécnico de diques de cajones: El caso del Puerto de Barcelona". GENS, ALONSO y UZCANGA. I Congreso Nacional de Geotecnia y Medio Ambiente.
7. "Dimensionamiento frente a Estado Límite Último usando métodos numéri-cos". SAGASETA y DA COSTA.
8. "Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan" 2002, pp. 272 a 279.
9. "Geotecnia y Cimientos II", Cap. 13. JIMÉNEZ SALAS y otros. EDITORIAL RUEDA.
10. "Numerical prediction of collapse loads using finite element methods". SLOAN y RANDOLPH, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, pp. 47-76, 1982.
11. "Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis". DE BORST y VER-MEER. Geotechnics, Vol. 34, pp. 199-210, 1984.



# EVALUACIÓN DE LAS DISTINTAS FÓRMULAS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE LOS ELEMENTOS DEL MANTO DE UN DIQUE ROMPEOLAS



Grupo de trabajo 2 del Comité Técnico  
de Ingeniería Portuaria (GT2)<sup>1</sup>  
Ponente: Vicente Negro<sup>2</sup>

## ANTECEDENTES, OBJETIVOS Y DESARROLLO DEL TRABAJO

### Antecedentes

El enfoque general del Grupo de Trabajo se centró en analizar la aplicación práctica e ingenieril de las fórmulas de estabilidad de los elementos del manto principal de un dique rompeolas sobre la base de las múltiples expresiones existentes, su origen, características de los ensayos en que se fundamentan, instalaciones empleadas en su obtención, campos de aplicación, validación, resultados y fiabilidad de uso.

En este sentido, el trabajo pretende analizar desde un primer momento el marco donde se encuentran las fórmulas sancionadas por los modelos para determinar la estabilidad de los cantos o elementos del manto principal en aspectos como: la rotura o no rotura del oleaje incidente. En principio, todas ellas fueron deducidas a partir de ensayos en zonas de "aguas de transición", y, por ello, "no rotura"; pretendiendo estudiar la estabilidad sin las potenciales interferencias de banquetas, bermas y espaldones, por tanto, en talud indefinido, y, habiéndose llevado a cabo la mayoría de los tests en rangos de  $h/L$  o profundidad relativa, lejos de la zona de descomposición de las ondas por oscilación,  $1/20 < h/L < 1/2$  ó  $\pi/10 < kh < \pi$ , siendo "k" el número de onda,  $2\pi/L$ .

Otro aspecto preliminar de interés es la clasificación de las distintas expresiones en función de la técnica de ensayo empleada en el laboratorio. Las primeras fórmulas, desde el punto de vista cronológico, están deducidas a partir de ensayos en canal, modelizando el oleaje con trenes regulares o monocromáticos, con todas las ondas idénticas incidiendo sobre el talud; de manera, que sólo existe un tipo de rotura sobre el mismo. Es el caso de las expresiones de Iribarren, Hudson, Larras, entre otros; o los primeros ajustes teóricos sobre la base de los ensayos previamente existentes hasta la fecha de Losada y Giménez - Curto.

---

<sup>1</sup> Asociación Técnica de Puertos y Costas.

<sup>2</sup> Universidad Politécnica de Madrid.

Tipo de rotura del oleaje	Número de Iribarren en aguas profundas $\xi_0$ (-)	Número de Iribarren en aguas profundas $\xi_r$ (-)
Descrestamiento (spilling)	< 0.50	< 0.40
Voluta (plunging)	0.50 – 3.00	0.40 – 2.00
Colapso (collapsing)	3.00 – 3.30	> 2.00 – 2.00
Oscilación o vaivén (surging)	> 3.30	> 2.20

**Tabla 1. Definición del tipo de rotura en función del Número de Iribarren**

Profundidad relativa (h/L)	Rango de $kh = 2\pi h/L$	Tipo de Agua
0 a 1/20	0 a $\pi/10$	Aguas someras
1/20 a 1/2	$\pi/10$ a $\pi$	Profundidades intermedias
1/2 en adelante	A partir de $\pi$	Aguas Profundas

**Tabla 2. Definición del movimiento orbital y zonificación**

La técnica de ensayos con oleaje irregular define múltiples formas de rotura del oleaje sobre el talud, permitiendo tener en consideración la interacción entre la ola incidente y su siguiente tras los procesos de reflexión en el manto. En muchas ocasiones se desconoce total o parcialmente, la técnica de los ensayos y aparecen dificultades en la definición de la evolución de las averías del talud hasta su rotura y en la correlación de los datos con la realidad. En este sentido, pueden resaltarse positivamente las expresiones de Van der Meer y Berenguer – Baonza.

Otro aspecto previo a tener en cuenta para poder evaluar y, sobre todo, comparar las distintas formulaciones se centra en la discusión de la altura de ola que debe emplearse en cada fórmula, su “apellido”, tratando de independizar la acción del efecto. Por ello, se decidió concretar el análisis comparativo y de sensibilidad en el concepto de la altura de ola significativa incidente a pie de dique, sin la presencia de éste (con la salvedad de oleajes difractados procedentes de otros tramos de obra), en aquellas formulaciones basadas en oleaje irregular que lo permiten, asimilando  $H_s$  a  $H_{m0}$ .

De la misma manera se busca una relación entre la altura de ola de cálculo con el oleaje regular monocromático y con el irregular espectral, sobre la base habitual de  $H_{1/10}$  para escolleras ( $A = H_{1/10}$ ) y con superiores dificultades de comparación para el caso de unidades como los cubos, los bloques, u otras piezas especiales, para los cuales se puede adoptar una altura de ola de diseño,  $H_D > \lambda \times H_{1/3}$ , siendo “ $\lambda$ ” función de la metodología y la técnica de ensayo de cada investigador, que toma valores entre  $1.00 < \lambda < 1.80$ , recomendando, en algunas formulaciones, el valor de  $\lambda = 1.60$  para el Mediterráneo y  $\lambda = 1.80$  para la fachada Atlántica Norte o el Cantábrico.

Losada y Desiré realizaron ensayos sistemáticos adicionales con oleaje regular durante la década de los ochenta estudiando la evolución de los daños en el manto principal del rompeolas con talud indefinido y con cubos y bloques como piezas masivas de protección, siendo en el último caso la dimensión mayor entre 1.50 y 2.50 veces las otras aristas, (es decir,  $a \times a \times 1.50 \times a$  y  $a \times a \times 2.50 \times a$ ).

Otro aspecto adicional que el Grupo de Trabajo pretende estudiar es si el dique debe o no plantearse como reparable durante la vida útil mínima por tierra, y, como consecuencia de ello, los niveles de fiabilidad estructural, la calidad y la curva de evolución de la avería, objetivo que deben adoptarse a efectos de proyecto.

En estas circunstancias, podría elaborarse un análisis de sensibilidad de estados del mar y adoptar una curva evolutiva con inicio de averías entre el 1 y el 2 por ciento del daño medido sobre el monomio adimensional "S" de Broderick, el daño moderado hasta el cinco por ciento y el inicio de destrucción o colapso con valores entre el 10 y el 15 por ciento de pérdida de elementos del manto. ( $S = A/D_{n50}^2$ ). Se parte del concepto de "S" y "N<sub>od</sub>", cuya relación viene dada por la expresión  $S = \alpha N_{od} + \beta$ , siendo "α" y "β" valores relacionados con el tipo de elemento del manto, escollera, cubos, bloques o piezas especiales.

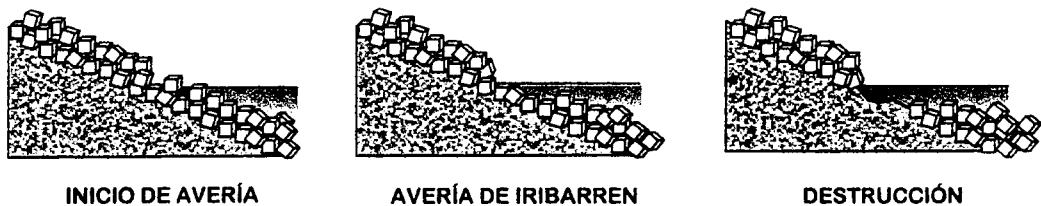


Figura 1. Criterios de avería de una sección de un dique rompeolas.

Otra de las decisiones iniciales, fue centrar el análisis específicamente en tres tipos de elementos; las escolleras naturales, los cubos y los bloques ligeramente paralelepípedicos, como únicos elementos presentes dentro del concepto de manto activo, definiendo éste desde  $+ 1.25 H_D$  a  $- 1.25 H_D$  con relación al nivel de agua de referencia. Las demás tipos de piezas pueden ser tratadas de acuerdo con los estudios desarrollados por su autor o autores, la formulación adoptada y su rango de aplicación.

Las tablas 3, 4 y 5 sirven de referencia y base de partida de los aspectos iniciales a contrastar y de la revisión bibliográfica realizada.

Finalmente, a partir de la hoja electrónica realizada que más adelante se menciona, se desarrollarán unos casos prácticos de ajuste con sus bandas de confianza que faciliten la toma de decisiones y la obtención de determinadas conclusiones que permitan formar criterio sobre cada parámetro y la sensibilidad del diseño a sus valores.



Fórmula	Instalación	Modelo	Oleaje	Técnica experimental
Iribarren 1938 – 50 – 53 y 65	Canal 31.5 x 1.00 x 1.50 m  Rampa disipativa Pendiente 10/1 Pala tipo pivote  2 D	Talud indefinido Escala 1/30 a 1/50 No rotura Núcleo permeable 7 taludes 1/1 a 5/1	Regular Incidencia normal H = 0.03 y 0.25 m T = 0.91 a 5.02 s d/L = 0.05 y 0.35  H/L = 0.0015 a 0.10	Oleaje regular H sin apellido Amortigua reflexión Estabilidad total, parcial e inestabilidad Inicio de avería y destrucción
Hudson 1953 – 58	Canal 36.00 x 1.50 x 1.20 m  Generador pendular 2 D Sección sobre fondo arenoso de 25 cm	Talud indefinido Núcleo permeable compactado  Talud 3/2 a 4/1  Escala 1/45	Regular  H = 0.085 a 0.17 m T = 0.88 a 2.65 s d = 0.60 m L = 1.20 a 6.00 m  d/L = 0.10 a 0.50	Oleaje regular  "H <sub>D</sub> = 1.10 a 1.60 H <sub>1/3</sub> "  Aguas profundas hasta  d/L > 0.14 y H/L = 0.128  Sin rotura. Sin rebase  No daño y Destrucción total
Losada y Giménez Curto 1979	No realiza ensayos, analizando los existentes de Iribarren, Ahrens <i>et al</i> y Hudson seleccionando éstos	Datos de Iribarren, Ahrens y Hudson	Regular Incidencia normal y oblicua  Tronco y morro	Oleaje regular  H <sub>c</sub> = λ x H <sub>s</sub> λ = 1.60 a 1.80  No hay curva de daño
Van der Meer 1983 – 88	Canal 50.0 x 1.00 x 1.20 m Sección a 44 m  Piscina 230.0 x 5.0 x 7.0  Pala traslacional  2 D y 3 D	Tronco y Morro Hasta rotura H <sub>s</sub> - T <sub>Z</sub> Pendiente fondo 1/30 Núcleo permeable e impermeable	Irregular H = 0.05 a 0.26 m T = 1.30 a 3.25 s d = 0.80  N = 200, tandas de 1000 olas	Oleaje irregular Espectro PM Banda ancha/estrecha Incidencia normal N = 1000 y 3000  Curva evolutiva daño S = 2, 4 y 8 N <sub>od</sub> = 0, 0.50 y 2 Ajuste estadístico de 6.20 e 1.00
Berenguer y Baonza 1993 - 96	Piscina 36.2 x 6.50 x 0.80 m Dos canales 0.80 m 2 D y 3 D  Sección dispuesta en el entorno de 20 a 25 m de la generación  Pala tipo pistón	Tronco con espaldón y sin espaldón. Morro  Núcleo Permeable Talud 3/2 y 2/1 E: 1/25 - 1/40	Irregular H = 0.08 a 0.24 m T = 1.60 a 2.80 s d = 0.50 m ξ <sub>sp</sub> = 1.90 – 4.80  8 a 10 tandas	Oleaje irregular Incidencia normal  Espectro J, γ = 3.30 N = 3000 olas  Curva evolutiva daño N = 0.0; 0.5, 2.0 y 5.0

**Tabla 3. Síntesis de las formulaciones empleadas por el Grupo de Ingeniería Portuaria (2006)**

Número ensayos	Expresión sancionada por la práctica																																	
<p>Número total = 147 ensayos 66 escollera, 46 bloques 1.50 a x a x a 35 tetrápodos</p> <p>Tandas 50 olas</p>	$P = \frac{N}{(f \cdot \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} \cdot \frac{d}{(d-1)^3} \cdot A^3$ $d = \frac{\gamma}{\gamma_w}; A = 1.25 \cdot H; N \text{ (tablas)}$ $f = 2.38; \text{ escollera y } 2.84; \text{ bloques}$ $N = 0.43; \text{ inicio avería; tronco}$																																	
<p>Número total = 150 ensayos</p> <p>Tronco y Morro, Escollera basalto, tetrápodos, cubos modificados, tribares y tetraedros</p>	<p style="text-align: center;"><b>Pieza (K<sub>D</sub>). Tabla de Ejemplo</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Naturaleza</th> <th>Escollera rugosa (a)</th> <th>Escollera rugosa (e)</th> <th>Cubo</th> <th>Tetrápodo</th> <th>Acrópodo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2"><b>Tronco o Cuerpo dique</b></td> <td>Ola rota</td> <td>2.00</td> <td>5.80</td> <td>5.50</td> <td>7.00</td> <td>10.00</td> </tr> <tr> <td>Ola no rota</td> <td>4.00</td> <td>7.00</td> <td>6.00</td> <td>8.00</td> <td>12.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2"><b>Morro de dique</b></td> <td>Ola rota</td> <td>1.60</td> <td>5.30</td> <td>4.00</td> <td>4.50</td> <td>7.00</td> </tr> <tr> <td>Ola no rota</td> <td>3.00</td> <td>6.40</td> <td>5.00</td> <td>5.50</td> <td>9.00</td> </tr> </tbody> </table> $W_{50} = \frac{\gamma H_D^3}{K_D \cotg \alpha \left( \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 \right)^3}; H_D = \min(H_{1/10}; H_b); H_{1/10} = 1.27 H_{1/3}$		Naturaleza	Escollera rugosa (a)	Escollera rugosa (e)	Cubo	Tetrápodo	Acrópodo	<b>Tronco o Cuerpo dique</b>	Ola rota	2.00	5.80	5.50	7.00	10.00	Ola no rota	4.00	7.00	6.00	8.00	12.00	<b>Morro de dique</b>	Ola rota	1.60	5.30	4.00	4.50	7.00	Ola no rota	3.00	6.40	5.00	5.50	9.00
	Naturaleza	Escollera rugosa (a)	Escollera rugosa (e)	Cubo	Tetrápodo	Acrópodo																												
<b>Tronco o Cuerpo dique</b>	Ola rota	2.00	5.80	5.50	7.00	10.00																												
	Ola no rota	4.00	7.00	6.00	8.00	12.00																												
<b>Morro de dique</b>	Ola rota	1.60	5.30	4.00	4.50	7.00																												
	Ola no rota	3.00	6.40	5.00	5.50	9.00																												
<p>Número total = 93 ensayos 31 de escollera, 40 de bloques y 22 de tetrápodos</p>	$H_0 = \frac{H_c}{\Delta \cdot D_{n50}} = \frac{1}{\sqrt[3]{\Psi}}; H_c = \lambda \cdot H_s$ $\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1; D_{n50} = 3 \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}}$ $\lambda = 1.60 - 1.80$																																	
<p>Número total = 210 ensayos</p> <p>Tronco y morro</p> <p>150 escollera, 60 piezas</p> <p>20 cubos, 20 tetrápodos, 20 acrópodos</p>	<p>Escollera</p> $\frac{H}{\Delta \cdot D_{n50}} \cdot \sqrt{\xi_{sz}} = 6.20 \cdot P^{0.18} \cdot \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.20}; \xi \leq \xi_c$ $\frac{H}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1.00 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cotg \alpha} \cdot \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.20} \cdot \xi_{sz}^P; \xi \geq \xi_c$ $\xi_c = \left( 6.20 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\cotg \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.50}}$ <p>Cubos</p> $\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left( 6.70 \cdot \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) \cdot s_{om}^{-0.10}; \cotg \alpha = 1.5$																																	
<p>Número total = 264 ensayos</p> <p>Tronco y morro</p> <p>180 Tronco, 84 Morro, con talud 2/1 y</p> <p><math>\xi_p = 1.90 - 3.90</math></p>	$H_0 = N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 3.14 \cdot \xi_p^{-0.050} - 0.57; \text{ tronco}$ $H_0 = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1.50 + 2.30 \sqrt{s_m}; \text{ morro}$ $s_m = \frac{2 \cdot \pi \cdot H_{s,D}}{g \cdot T_z^2}; H_s \cong H_{\gamma/3} \cong H_{m0}; N_{od} = 0.50$ $H_{m0} = A + B \cdot H_{s,z}$																																	

Fórmula	Instalación	Modelo	Oleaje	Técnica experimental
Losada y Desiré 1985	Tanque 68.90 x 2.00 x 2.00 m dividido en canal de 1.00 m de anchura	Tronco y Morro Hasta rotura Regular	Regular H = 0.05 a 0.30 m T = 1.30 a 2.60 s d = 0.35 ó 0.70	Oleaje regular Incidencia normal Rampa de absorción variable 12%
Losada, función de estabilidad 2004	Pala rígida de pistón y péndulo de aluminio hidráulica  No dispone sistema de absorción	Rampa de disipación  Zona de ensayos 20.60 m acristalada.  Sensor de superficie libre	Peralte relativo 0.005 a 0.110  Profundidad relativa > 2.30	Talud indefinido  Curva evolutiva daño  Inicio avería, avería Iribarren y destrucción

**Tabla 3. Síntesis de las formulaciones empleadas por el Grupo de Ingeniería Portuaria (2006) (continuación)**

**NOTA:**

La fórmula de Berenguer y Baonza expuesta en la tabla de síntesis queda referida a un nivel de daño coincidente con  $N_{od} = 0.50$ . Para el caso de daño nulo, las expresiones obtenidas tras los ensayos sistemáticos con trenes irregulares para tronco y morro han sido las siguientes:

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = N_s = 2.65 \cdot \xi_p^{-0.050} - 0.39; \text{ tronco}; N_s = 1.80; \text{ morro}$$



Figura 2. Dique rompeolas en talud con bloques de 90 tm orientados (3/1). San Ciprián, Lugo.

Número ensayos	Expresión sancionada por la práctica		
Número total de ensayos = 73 43 Cubos, talud 3/2, 2/1 y 2.5/1  10 bloques a x a x 1.50 a con talud 2.5/1  20 bloques a x a x 2.50 a con talud 3/2 y 2.5/1 10 cada talud	<b>Escollera (Ψ). Tronco de dique</b>		
	<b>Talud</b>	<b>Inicio Avería</b>	<b>Avería Iribarren</b>
	1.50	0.060	0.045
	2.00	0.050	0.035
	2.50	0.045	0.028
	<b>Cubos (Ψ). Tronco de dique</b>		
	1.50	0.055	0.035
	2.00	0.044	0.028
	<b>Bloques (Ψ). Tronco de dique</b>		
1.50	0.058	0.040	
2.00	0.048	0.033	

Autores	Fórmula de diseño
Castro (1933)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_1 (\cot \alpha + 1)^2 \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{\rho_m}} \right\}^{\frac{1}{3}}$
Iribarren (1938)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_2^{\frac{1}{3}} (\cos \alpha - \sin \alpha)$
Mathews (1948)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_3 \frac{H}{T} (\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2 \right\}^{\frac{1}{3}}$
Epstein, Tyrrel (1949)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_4^{\frac{1}{3}} (\tan \varphi - \tan \alpha)$
Hickson, Rodolf (1951)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left( K_5 \frac{H}{T} \right)^{\frac{1}{3}} \tan \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)$
Hudson, Jackson (1953)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_6^{\frac{1}{3}} \frac{(\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{\tan \varphi}$
Larras (1952)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_7^{\frac{1}{3}} (\cos \alpha - \sin \alpha) \frac{\sinh \frac{4\pi z}{L}}{\frac{2\pi H}{L}}$
Beaudevin (1955)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_8 \left( \frac{\cot \alpha - 0.8}{1.12 - 0.15 \cot \alpha} \right) \right\}^{\frac{1}{3}}$

**Tabla 4. Síntesis de las expresiones en función de la altura de ola adimensional,  $H_o$  (Ryu et al, 1999)**

Autores	Fórmula de diseño
Hudson (1958)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$
Goldschtein, Kononenko (1959)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_8 \tan^{1.83} \alpha)^{\frac{1}{3}}$
SN-92-60 (1960)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left( K_9 \frac{H}{L} \sqrt{1 + \cot^3 \alpha} \right)^{\frac{1}{3}}$
Svee (1962)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{10}^{\frac{1}{3}} \cos \alpha$
Rybtchevsky (1964)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left( K_{11} \frac{H}{L} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha \sqrt{\cot \alpha}$
Iribarren (1965)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{12}^{\frac{1}{3}} (\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)$
Metelicyna (1967)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{13}^{\frac{1}{3}} \cos(23^\circ + \alpha)$
SPM (1977)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$
Losada, Giménez-Curto (1979)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ A(\xi - \xi_0) \exp(B(\xi - \xi_0)) \right\}^{-\frac{1}{3}}$
SPM (1984)	$\frac{H_{1/10}}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$
Hedar (1986)	$\frac{H_b}{\Delta D_{n50}} = \left( \frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}} \left\{ \frac{B f_1(\gamma) \cos \alpha}{A \left( \frac{h_b}{H_b} + 0.7 \right) (\tan \varphi + 2)} \right\}$
Medina, MDougal (1988)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{1.86}{1.27} \sqrt{\frac{2}{\ln N_z}} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$
Van der Meer (1988)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \begin{cases} 6.2 \xi_{rn}^{-0.5} P^{0.18} \left( \frac{s}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \\ \xi_{rn}^P \sqrt{\cot \alpha} P^{-0.13} \left( \frac{s}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} \end{cases}$

**Leyenda:**

$H_n$ : Altura de ola	$\varphi$ : Ángulo de rozamiento interno	$D_{n50}$ : Diámetro nominal
$L$ : Longitud de onda	$\gamma, P$ : Coeficiente de permeabilidad	$\rho_m$ : Peso específico
$N_z$ : Número de olas	$K_z, A, B$ : Constantes empíricas	$\alpha$ : Ángulo del talud
$z$ : Profundidad	$T$ : Periodo	$S$ : Nivel de daño
$\Delta$ : Coeficiente relativo de densidades	$\xi_{rn}$ : Parámetro de similaridad	$f_1(\gamma)$ : Permeabilidad
	$h_b$ : Profundidad	

Fuente: PIANC (1976)

**Tabla 4. Síntesis de las expresiones en función de la altura de ola adimensional,  $H_o$  (Ryu et al, 1999) (continuación)**

	Autores y fórmula general de diseño
Oleaje regular	<b>Castro</b> $W = \frac{0.704}{(\cot\theta + 1)^2} \frac{H^3 \gamma_r}{\sqrt{\cot\theta - 2} \gamma_r (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Iribarren</b> $W = \frac{K}{(\cos\theta - \sin\theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Iribarren</b> $W = \frac{K}{(\mu \cot\theta - \sin\theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Mathews</b> $W = \frac{0.0149}{(\cot\theta - 0.75 \sin\theta)^2} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Tyrrel</b> $W = \frac{K}{(\mu - \tan\theta)^3} \frac{H^2 T \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Rodolf</b> $W = \frac{0.0162}{\tan^3(45^\circ - \theta / 2)} \frac{H^2 T \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Hudson</b> $W = \frac{1}{K_D \cot\theta} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Larras</b> $W = \frac{K \left[ \frac{2\pi h_t / L}{\sinh 4\pi z / L} \right]^3}{(\cot\theta - \sin\theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Oleaje irregular	<b>Van der Meer (1986)</b> $W \geq \frac{\xi_m^{3/2} \gamma_r H_{1/3}^3}{\left[ 6.2 P^{-0.13} (D_v / \sqrt{N})^{0.2} \right]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3} \quad \text{for } \xi_m < \xi_c$ $W \geq \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{\left[ P^{-0.13} (D_v / \sqrt{N})^{0.2} (\cot\theta)^{0.5} \xi_m^P \right]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3} \quad \text{for } \xi_m > \xi_c$ $\xi_c = (6.7 P^{0.31} \sqrt{\tan\theta})^{1/P+0.5}$
	<b>Ryu (1984), Ryu &amp; Sawaragi (1986)</b> $W \geq \left[ \frac{\gamma_w (5.4 Q_p + 17.73) \tan\theta}{\gamma_r^{1/3} (D + 36.3) \tan\phi} \right]^{3/2} H_{1/3}^3$
	<b>Kaku, Kobayashi &amp; Ryu (1991)</b> $W \geq \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{\left[ P^{-0.13} (S / \sqrt{N})^{0.2} (\cot\theta)^{0.5} \xi_m^P \right]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$ $\begin{cases} S \equiv 2.69 N_S^2 \tan\alpha - 2.41 \\ \text{for } N_S > N_c \\ S = 0 \text{ for } N_S \leq N_c \end{cases}$
	<b>Ryu &amp; Kim (1994)</b> $W \geq \left[ \frac{\gamma_w (1.19 Q_p + 3.88) \tan\theta}{\gamma_r^{1/3} (D / AN^{0.25} + 5.82) \tan\phi} \right]^{3/2} H_{1/3}^3, \quad A = 0.194 \cos\left( \frac{(2.3 - 0.005D) - \xi_{1/3}}{2} \right)$
	<b>Hedar</b> $W = \frac{K}{(\cos\theta - \sin\theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Svee</b> $W = \frac{K}{\cos^3\theta} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>Hedar</b> $W = \frac{KK_1^3}{(\mu \cos\theta - \sin\theta)^3} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
	<b>SN-92-60</b> $W = \frac{K}{\sqrt{1 + \cot^3\theta}} \frac{H^2 L \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
<b>Ryhtchevsky</b> $W = \frac{K}{\cos^3\theta \sqrt{\cot^3\theta}} \frac{H^2 L \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	
<b>Metelicyna</b> $W = \frac{KK_S}{\cos^3(23^\circ + \theta)} \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	
<b>Goldschtein &amp; Kononenko</b> $W = 0.3K \tan^{1.83}\theta \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	
<b>Beaudevin</b> $W = KK_s \left[ \frac{1}{\cot\theta - 0.8} - 0.15 \right] \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	

**Leyenda:**

$H, H_{1/3}$ : Altura de ola incidente $K, K_v, K_D$ : Coeficientes de estabilidad $L$ : Longitud de onda $T$ : Periodo de la ola $W$ : Peso de las unidades del manto	$h_v, z$ : Profundidad a pie de dique y banquetta, respectivamente $\theta$ : Angulo del talud del dique $\mu$ : Coeficiente de rozamiento $\gamma_r, \gamma_w$ : Peso especifico de escollera y del agua, respectivamente $K_S$ : Factor de seguridad	$D, D_v, D_r$ : Nivel de daños (%) $Q_p$ : Parámetro de pico espectral $N$ : Número de olas activas $\xi_m$ : Parámetro de similitud, para periodo medio del oleaje $N_S, N_C$ : Número de estabilidad y de estabilidad crítica respectivamente
--	--	---

**Tabla 5. Clasificación de las fórmulas de estabilidad del manto (Ryu et al, 1999)**

## Objetivos y desarrollo del trabajo

Se plantea como objetivo fundamental definir las variables básicas climáticas para el diseño preliminar mediante el análisis de las técnicas de ensayo, sus fórmulas derivadas y los límites de aplicabilidad correspondientes, de tal manera, que un ingeniero portuario sepa el grado de riesgo y la fiabilidad que asume cuando emplea una determinada expresión.

En este sentido, el descartar el uso de algunas fórmulas de diseño preliminar, al menos, para un dimensionamiento definitivo, o para determinados casos, es ya una conclusión. Conseguir, conocer y ajustar los rangos de validez de otras expresiones puede ser una reflexión también valiosa dentro del marco de la investigación.

El segundo objetivo sería poder establecer en qué casos deberían contrastarse los resultados de las formulaciones habituales con ensayos "ad hoc" y los requisitos de éstos para optimizar y verificar la estabilidad estructural e hidráulica de una sección inicialmente propuesta a partir de las expresiones existentes.

Finalmente, se pretende elaborar un sencillo modelo de hoja de cálculo definiendo en cada caso, sus rangos de aplicación, que coteje, compruebe y compare algunas de las fórmulas sancionadas por los modelos, habiendo escogido, las de Iribarren, Losada y Giménez Curto, Losada y Desiré, Hudson, Van der Meer y Berenguer – Baonza como representativas del estado del arte.



*Figura 3. Construcción a sección completa del dique de Ashdoc, Israel.*

La simple comparación de las técnicas de ensayo con la realidad del mar pone de manifiesto las grandes dificultades que presenta el diseño de los rompeolas y el estudio de sus fases de proyecto y construcción, desde el estado de ajuste preliminar en papel, y su comprobación en ensayo, hasta las realidades constructivas estables para ciertas condiciones de mar actuante, que permiten, finalmente, alcanzar los niveles operativos y las condiciones de explotación que se pretenden en las aguas que abrigan.

Para alcanzar estos objetivos, el presente Trabajo se ha estructurado en tres etapas. Primero, la revisión bibliográfica exhaustiva y el análisis de la misma; en segundo lugar, la realización de una hoja electrónica de cálculo recogiendo varias formulaciones, y, finalmente, el tercero, el análisis de una serie de casos prácticos. Posteriormente se elaboran unas conclusiones y reflexiones finales como consecuencia de las distintas etapas del estudio.



*Figura 4. Temporal en fase de ejecución de un rompeolas.*



*Figura 5. Ejemplo de integración paisajística del manto de un dique rompeolas (Llanes, 2006).*





Figura 6. Fase constructiva de un dique rompeolas de piezas especiales en manto (Valencia, 2005).

## DESARROLLO DE LOS TRABAJOS

Con el objetivo de cumplimentar la metodología descrita en el apartado primero se formaron diferentes subgrupos de estudio y trabajo dentro del marco o contexto general de la investigación. Esto permitía el avance simultáneo en tareas tales como la **recopilación, búsqueda y análisis bibliográfico**, básicamente centrados en



Figura 7. Efecto del oleaje sobre el Dique de Zumaya. Temoral de noviembre de 1996.

la tipología de ensayos, instalaciones y métodos de ajuste de expresiones y su validez; **tareas informáticas** de calibración de unas hojas sencillas de cálculo de las expresiones sancionadas por la práctica determinando sus rangos de uso, incertidumbre y umbral de diseño; de **inventario de obras de abrigo en talud** existentes con sus solicitudes, curvas evolutivas de daño y proceso de ejecución en fases intermedias, así como, de potencial reparación de daños originados por eventos extraordinarios durante la

obra y en la vida útil mínima de explotación y servicio, para, finalmente, desarrollar la tarea final **de razonamiento, síntesis y elaboración de conclusiones** derivadas de los resultados obtenidos y del enriquecimiento que la investigación en un grupo humano tan multidisciplinar puede aportarse, debido a la presencia de laboratorios, universidades, autoridades portuarias, consultores, constructores y entes públicos.

## Reflexión relativa a la recopilación de información

La primera de las reflexiones relativas a la síntesis de los trabajos realizados en relación a la búsqueda, revisión, análisis y matización de la documentación examinada se basó en los siguientes aspectos.

- Las fórmulas de cálculo de la estabilidad hidráulica de los pesos de los cantos del manto exterior de un dique rompeolas están hechas para talud indefinido, con incidencia normal y sin rotura del oleaje. Su rango de uso se sitúa en profundidades de transición y sin interferencias de banquetas, bermas o espaldones.
- Los ensayos se han hecho, en la mayoría de las ocasiones, con núcleo permeable (Iribarren, Van der Meer y Berenguer – Baonza). En otras ocasiones se han realizado con núcleo permeable compactado (Hudson), afirmando este autor la posibilidad de realizar núcleos con escollera, todo uno, arena e incluso escoria. Eventualmente, Van der Meer también ensayó núcleos impermeables. En la mayoría de las ocasiones, se desconoce el método de graduación del núcleo para obtener una permeabilidad dada en los ensayos y las correspondientes repercusiones que ello tiene en materia de efectos de escala.
- La naturaleza del oleaje empleado en las técnicas de ensayo ha evolucionado con el tiempo, siendo regular en los trabajos de Iribarren (1957 – 65), Hudson (1953 – 58) y Losada – Desiré (1985).
- Van der Meer (1983 – 88) y Berenguer- Baonza (1993 – 98) emplearon técnicas de oleaje irregular con espectros teóricos Pierson Moskowitz de banda ancha y estrecha el primero, y JONSWAP (Joint North Sea Wave Analysis Project, espectro J) con parámetro de apuntamiento ( $\gamma$ ) 3.30, los segundos.
- La primitiva expresión de Losada (1979) está desarrollada a partir del análisis del banco de datos de ensayos regulares existentes, Iribarren, Hudson y Ahrens *et al.*
- El número de ensayos sistemáticos de bloques casi cúbicos,  $a \times a \times 1.20 \times a$  es muy reducido en las fuentes documentales consultadas. Destacan el escaso número de ellos realizados con bloques y los taludes poco recomendables de los mismos. Entre ellos, se encuentran 46 de Iribarren con  $a \times a \times 1.50 \times a$ ; 10 de Losada y Desiré con talud 5/2 y  $a \times a \times 1.50 \times a$  y 20 para dos taludes, 3/2 y 5/2 con geometrías  $a \times a \times 1.50 \times a$ , y,  $a \times a \times 2.50 \times a$ . La totalidad de ensayos sistemáticos en bloques no alcanza el centenar, concretamente, 86.
- Los únicos ensayos sistemáticos en cubos con oleaje irregular son de Van der Meer, destacando solamente 20 ensayos, todos con talud 3/2, si bien, su expresión se ajusta y converge al diseño de grandes diques proyectados en la actualidad.
- Existen múltiples ensayos realizados con escolleras naturales en aguas de transición –no en profundidades reducidas–, destacando los 66 de Iribarren, los más de 50 de Hudson y los 150 de Van der Meer; los dos primeros autores con técni-

cas de oleaje regular; el tercero con oleaje irregular definido mediante análisis espectral.

- Salvo la expresión de Van der Meer y Berenguer – Baonza, las fórmulas sancionadas por la experiencia son univariadas, siendo la variable principal la altura de ola de diseño con definiciones muy distintas entre sí,  $H_{1/10}$ ,  $A$ ,  $H_c$ . La sensibilidad al período y al número de Iribarren y, con ello, a la forma de incidir las olas sobre el talud solamente se encuentra en los dos autores enunciados anteriormente, que realizaron los ensayos con oleaje irregular, emplearon núcleo permeable y obtuvieron la curva evolutiva de daños.
- La expresión de Losada de la función de estabilidad con sus valores de 2004, no aporta la sensibilidad al período, ni al número de Iribarren, ni a la forma de rotura de las ondas sobre el talud, cambiando el concepto de altura de ola incidente por el de altura de ola total donde se compone la altura de ola incidente con la reflejada del propio talud.
- La altura de ola que se introduce en las expresiones anteriores es incidente y a pie de dique normalmente correspondiente al criterio de daño de iniciación de avería y con subíndice función de la geometría estadística y el nivel de riesgo asumido.
- Parece recomendable tomar precauciones en el uso de la expresión de Iribarren en aguas profundas donde se pone de manifiesto en mayor medida la irregularidad en los procesos de las variables climáticas estocásticas.
- Parece recomendable tomar precauciones en el uso de la fórmula de Hudson siempre que no se trasladen los conceptos de oleaje regular a irregular, recomendándose una altura de ola de diseño entre 1.00 a 1.27  $H_{1/3}$ , es decir, entre  $H_s$  ó  $H_{1/10}$ . De la misma manera deben adoptarse las actualizaciones de las constantes ( $K_D$ ) de estabilidad siguiendo el criterio del SPM 1984 o del CEDEX 1993.
- Parece aceptable emplear expresiones como las de Van der Meer o Berenguer y Baonza con sus correcciones respectivas en cuanto a taludes, números de estabilidad ( $N_s = H_0$ ) y tipo de elemento, entre otras, en el diseño de diques rompeolas con manto de bloques cúbicos en aguas de transición.
- Parece recomendable emplear fórmulas que proporcionen curvas evolutivas de daño, bien en valores de áreas adimensionales “S” o de número de unidades desplazadas,  $N_{od}$ .
- En función del concepto y diseño general del dique rompeolas, así como de las dificultades de reparación del mismo durante su vida útil mínima, tanto por métodos terrestres como marítimos, sería conveniente adoptar diseños con niveles de daños moderados.
- Puede resultar recomendable diseñar para daño nulo, en lugar de inicio de avería, debido a las dificultades de reparación de los diques rompeolas a lo largo de su vida útil mínima.

- El nivel de inicio de avería debe situarse en  $S = 2$ ,  $N_{od} = 0.20$  o en un daño (D) entre el 1 y el 2 por ciento de piezas desplazadas en el talud en más de un canto. El daño moderado se sitúa en un 5–10% y el inicio de destrucción en un 15–20%, existiendo criterios dispares en estos valores dependiendo de los distintos autores.
- Las expresiones, sancionadas por la experiencia, preferentemente elaboradas con oleaje irregular, que permiten estudiar la sensibilidad al período, al número de Irribarren y a la duración de los temporales, representan una ventaja notable para el diseño preliminar de un rompeolas, permitiendo hacer un análisis de sensibilidad de la evolución de la avería frente a las variables climáticas, previamente a la realización de ensayos sistemáticos en laboratorio de estabilidad y rebase para su comprobación y optimización.
- Debe reflexionarse sobre el efecto que tienen sobre la estabilidad de las unidades del manto, los espaldones, las bermas y las banquetas, y su interacción con el mismo, debiendo realizar un diseño del manto dentro de lo que se entiende como “talud activo”, seis cantos o entre los niveles “+ 1.25  $H_D$ ” y “- 1.25  $H_D$ ” respecto de la superficie libre de referencia o nivel de agua en reposo.

### **Desarrollo de la hoja de cálculo**

Como se comentó con anterioridad, uno de los trabajos realizados dentro del Grupo, fue la elaboración de una hoja de cálculo (“Fórmulas de diseño de manto.xls”) para la aplicación de las diversas expresiones que determinan el peso de las unidades o elementos del manto principal de los diques rompeolas a nivel teórico e ideal. Esta tarea fue desarrollada por los representantes de las empresas consultoras que han participado en este Grupo de Trabajo.

*En este artículo se presenta la **versión 1.5.1** de dicha hoja de cálculo al objeto de que pueda ser comentada y validada con vistas al Congreso de Algeciras de octubre de 2006. La descripción somera se adjunta a continuación, habiendo dispuesto un pequeño manual de uso como apéndice al final de este trabajo.*

### **Aspectos generales**

Dado que entre los objetivos del grupo de trabajo está la realización de análisis de sensibilidad del nivel de avería obtenido según las formulaciones estudiadas, con respecto a la altura de ola, o en aquellas formulaciones que lo hacen posible, respecto a los estados del mar, las fórmulas consisten en macros VBA que permiten arrastrar las celdas que las contienen como cualquier otra función de la hoja EXCEL.

### **Fórmulas separadas**

Se han realizado varias funciones independientes que permiten aplicar cada una de las fórmulas consideradas. Estas funciones están contenidas en la hoja “Fórmulas separadas” del documento EXCEL.

Manto Van Der Meer escollera		
Altura significativa de diseño Hs	2.34	m
Talud cot_alpha	1.5	
Periodo medio Tm	7.5	s
Peso específico gamma_a	2.65	t/m <sup>3</sup>
Número de olas N	1000.0	
Daño S	2.0	
Porosidad P	0.40	
Peso	2.54	t
Nº Iribarren chi_m	4.08	
Nº Iribarren crítico chi_m	4.42	
Tipo de rotura	volteo	

**Tabla 6. Datos de entrada de la hoja de cálculo**

## Fórmula integrada

Por otra parte, empleando dichas funciones se ha confeccionado una nueva función que permite aplicar a la vez todas las fórmulas válidas para una determinada situación de cálculo. Esta aplicación se encuentra en la hoja "Función integral" del documento EXCEL. En la misma, todos los datos de partida y todos los resultados están contenidos en una única columna.

Al introducir los datos de partida para el cálculo (en concreto los relativos a "Posición de las piezas", "Oleaje de partida" y "Tipo de piezas", la columna de texto inicial se modifica automáticamente mediante otra función VBA, de modo que pueden distinguirse cuáles de esos datos que no son necesarios para el cálculo por no ser empleados por ninguna de las fórmulas que se aplican.

Además, sólo aparecen los resultados de las fórmulas válidas para el caso considerado, hecho de notable relevancia, dado que permite evitar que se apliquen formulaciones a casos que se encuentran fuera de los límites y condiciones de aplicación propuestos por sus autores, lo que constituye una práctica ocasionalmente detectada.

Por ejemplo, las únicas fórmulas disponibles para el cálculo del peso de los elementos del morro de diques con escollera son las de Hudson e Iribarren, por lo que los datos de entrada "Número de olas", "Índice de daño N<sub>od</sub>", "Índice de daño S" y "Porosidad" aparecen entre guiones. Ello indica que estas variables no intervienen en el cálculo. Igualmente, el dato de entrada "Coeficiente de propagación desde aguas profundas" aparece entre guiones, por haberse indicado en este caso que el oleaje viene definido al pie del dique, por lo que no es necesaria su propagación desde profundidades indefinidas.

En este caso, sólo aparecen los resultados de fórmulas que consideran el cálculo del morro del dique (Iribarren y Hudson). Por este motivo, los resultados de Van der Meer no aparecen, dado que debe recordarse que su propuesta está realizada para tronco o cuerpo de dique con un talud 3H/2V. Un ejemplo significativo de lo descrito con anterioridad se observa en la tabla 7.

<b>Manto_diques</b>	
Posición de las piezas	MORRO
Oleaje de partida	Hs_pie
Criterio para obtener Hd de Hudson	H110_b
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00
Periodo de pico (s)	9.00
Profundidad al pie (m)	5.00
Talud cot_alpha	1.50
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m <sup>3</sup> )	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m <sup>3</sup> )	2.65
Tipo de piezas	ESCOLLERA
Número de olas	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00
Porosidad P	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10
Peso Iribarren (t)	3.51
Peso Hudson (t)	9.42
Peso Van Der Meer (t)	-
Peso Losada (t)	-
Peso Losada ( $\psi$ de ROM 1.1) (t)	-
Peso Berenguer (t)	-
Rompe	1.29
Kd Hudson 1.90	
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	3.43
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	3.12
Relación Hmax_b/Hs_b	1.29

**Tabla 7. Ejemplo de uso de la hoja electrónica**

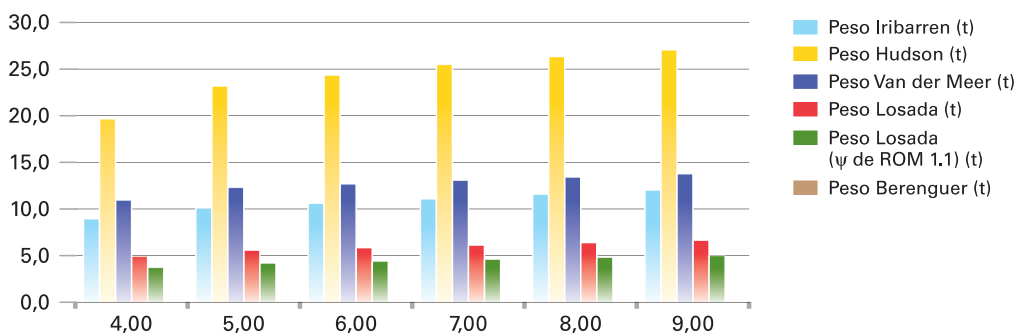
El grupo de celdas que contiene la función puede ser fácilmente arrastrada (hacia la derecha), como cualquier otra de EXCEL, lo cual permite crear nuevas columnas en las que se pueden comprobar otras hipótesis de cálculo (a diferencia de los programas con entrada de datos de tipo formulario, que sólo nos permiten resolver un caso cada vez). De esta forma es sencillo realizar análisis de sensibilidad con respecto a cualquier variable.

Por ejemplo, se muestra a continuación un análisis de sensibilidad de la altura de ola, definida en aguas profundas, con todas las fórmulas disponibles para el diseño con ESCOLLERA.

Obsérvese en el ejemplo que las alturas de ola significativa se introducen en aguas profundas y que existe limitación por fondo por las condiciones del emplazamiento donde se ubica el dique en talud.

## Manto\_diques

	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO
Posición de las piezas	H0	H0	H0	H0	H0	H0
Oleaje de partida	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00
Periodo de pico (s)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Profundidad al pie (m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Talud cot_alpha	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Tipo de piezas	ESCOLLERA	ESCOLLERA	ESCOLLERA	ESCOLLERA	ESCOLLERA	ESCOLLERA
Número de olas	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Porosidad P	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Peso Iribarren (t)	8.91	10.06	10.56	11.05	11.53	12.00
Peso Hudson (t)	19.62	23.16	24.32	25.45	26.30	27.03
Peso Van Der Meer (t)	10.90	12.27	12.66	13.04	13.39	13.74
Peso Losada (t)	4.90	5.54	5.81	6.08	6.35	6.60
Peso Losada (ψ de ROM 1.1) (t)	3.69	4.17	4.38	4.58	4.78	4.97
Peso Berenguer (t)	-	-	-	-	-	-
Rompe	1.32	1.28	1.29	1.30	1.30	1.31
Kd Hudson	2.09	2.00	2.00	2.00	2.02	2.04
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.52	4.71	4.79	4.86	4.93	4.99
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	4.08	4.30	4.36	4.42	4.47	4.52
Relación Hmax_b/Hs_b	1.32	1.28	1.29	1.30	1.30	1.31



**Tabla 8. Ejemplo de análisis de sensibilidad**

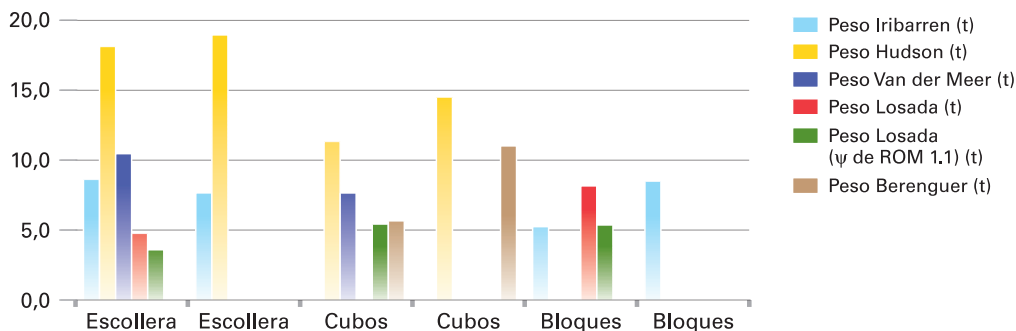
## Tipos de pieza

Los tipos de pieza considerados en la fórmula integrada son ESCOLLERA, CUBOS, BLOQUES (paralelepípedicos), TETRÁPODOS y ACRÓPODOS. Además, en caso de que no se quiera distinguir entre CUBOS ó BLOQUES, la función admite el tipo de pieza CUBOS-BLOQUES. Los bloques se consideran ligeramente paralelepípedicos,

es decir, a  $x \times x \times 1.20$  ó  $1.30 \times x$ , es decir, diferentes a los utilizados en los ensayos sistemáticos disponibles en la revisión bibliográfica realizada.

Se ha optado por las piezas de más frecuente empleo en nuestro litoral, por estar sus condiciones de uso ampliamente sancionadas por la práctica. En consecuencia, no se han considerado piezas como el "core - loc"; el "xbloc"; el "akmón"; el "stabit"; el

Manto_diques						
Posición de las piezas	TRONCO	MORRO	TRONCO	MORRO	TRONCO	MORRO
Oleaje de partida	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Periodo de pico (s)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Profundidad al pie (m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Talud cot_alpha	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Tipo de piezas	ESCOLLERA	ESCOLLERA	CUBOS	CUBOS	BLOQUES	BLOQUES
Número de olas	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Porosidad P	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Peso Iribarren (t)	8.59	7.63	-	-	5.21	8.46
Peso Hudson (t)	18.09	18.92	11.30	14.46	-	-
Peso Van Der Meer (t)	10.43	-	7.62	-	-	-
Peso Losada (t)	4.73	-	-	-	8.13	-
Peso Losada ( $\psi$ de ROM 1.1) (t)	3.56	-	5.39	-	5.33	-
Peso Berenguer (t)	-	-	5.62	10.99	-	-
Rompe	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Kd Hudson	2.18	1.96	5.55	4.09	0.00	0.00
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Relación Hmax_b/Hs_b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35

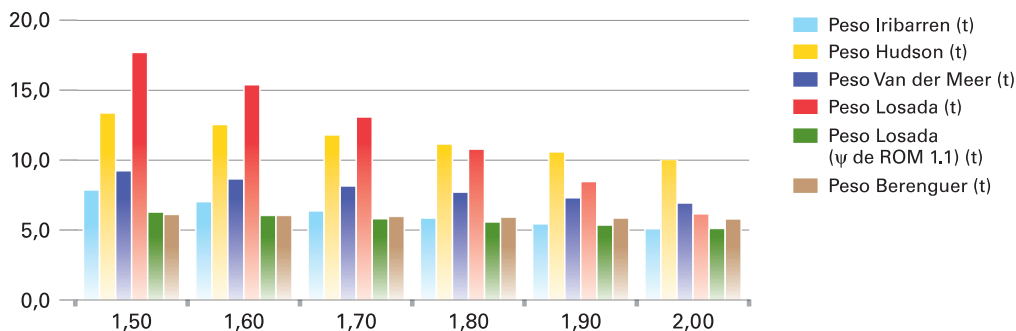


**Tabla 9. Comparación entre varios tipos de piezas en tronco y morro**



“tribar”, ... dentro de la amplísima lista de elementos del manto existentes en los diques rompeolas por el mundo, por su escasa aplicación en nuestras costas. Dentro del análisis de sensibilidad se exponen varios ejemplos significativos de los tipos de piezas considerados (Tabla 9). Otro análisis se realiza para todas las fórmulas que consideren CUBOS o bien BLOQUES (ligeramente paralelepípedicos, a x a x 1.20 x a, hasta 1.30 x a) en función del talud (Tablas 10 y 11).

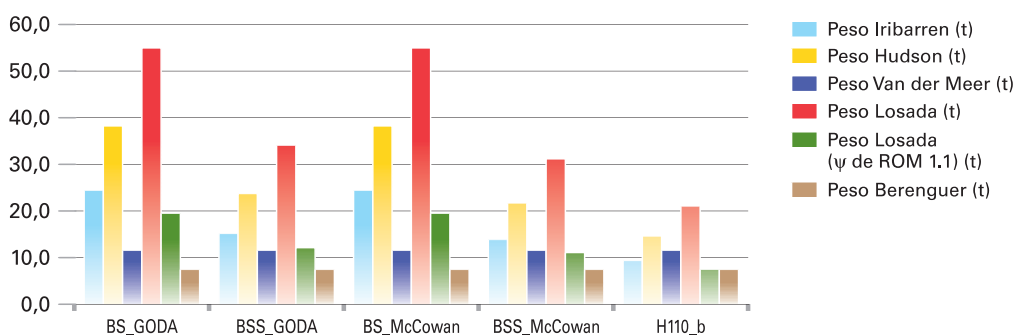
Manto_diques						
Posición de las piezas	TRONCO	MORRO	TRONCO	MORRO	TRONCO	MORRO
Oleaje de partida	H0	H0	H0	H0	H0	H0
Criterio para obtener Hd de Hudson	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Periodo de pico (s)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Profundidad al pie (m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Talud cot_alpha	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Tipo de piezas	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES
Número de olas	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Porosidad P	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Peso Iribarren (t)	7.84	7.00	6.34	5.82	5.40	5.06
Peso Hudson (t)	13.34	12.51	11.77	11.12	10.53	10.01
Peso Van Der Meer (t)	9.21	8.63	8.12	7.67	7.27	6.90
Peso Losada (t)	17.66	15.36	13.05	10.74	8.43	6.12
Peso Losada (ψ de ROM 1.1) (t)	6.25	6.01	5.78	5.55	5.32	5.08
Peso Berenguer (t)	6.08	6.01	5.94	5.88	5.82	5.77
Rompe	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
Kd Hudson	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
Relación Hmax_b/Hs_b	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32



**Tabla 10. Análisis de sensibilidad cubo – bloque con relación al talud del dique**

## Manto\_diques

	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO
Posición de las piezas	H0	H0	H0	H0	H0
Oleaje de partida	BS_GODA	BSS_GODA	BS_McCowan	BSS_McCowan	H110_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	GODA	GODA	GODA	GODA	GODA
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Altura de ola significativa Hs (m)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Periodo de pico (s)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Profundidad al pie (m)	1.50	1,50	1.50	1.50	1.50
Talud cot_alpha	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Pendiente del fondo al pie del dique	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES
Tipo de piezas	2000	2000	2000	2000	2000
Número de olas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Índice de daño S (vdM escollera)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Porosidad P	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	24.37	15.10	24.37	13.80	9.30
Peso Iribarren (t)	38.17	23.65	38.17	21.61	14.57
Peso Hudson (t)	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47
Peso Van Der Meer (t)	54.90	34.02	54.90	31.08	20.95
Peso Losada (t)	19.41	12.03	19.41	10.99	7.41
Peso Losada (ψ de ROM 1.1) (t)	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38
Peso Berenguer (t)	NO	NO	NO	NO	NO
Rompe	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Kd Hudson	6.60	5.63	6.60	5.46	4.79
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
Relación Hmax_b/Hs_b					



**Tabla 11. Estudio comparativo sobre la base de la constante de estabilidad de Hudson,  $K_D$**

## Ejemplos de aplicación

La tercera de las actuaciones del Grupo estuvo basada en el análisis de diques recientemente ejecutados y ensayados en laboratorio con técnicas de oleaje irregu-



Figura 9. Espigón de playa de la Zurriola, San Sebastián, fuertemente rebasable.

lar; cotejando la realidad constructiva con los resultados del diseño preliminar procedente de las expresiones sancionadas por la experiencia.

De la misma manera, y siguiendo el Inventario de Obras de Abrigo en la Fachada Cantábrica y Atlántica Norte (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 1988), se cotejaron los diques realmente reforzados o reparados con su análisis de sensibilidad respecto al daño derivados del uso de la hoja electrónica de cálculo.

La comparación entre las reparaciones de los diques existentes y los modelos no proporcionó resultados de relieve, debido, principalmente, a que las secciones reforzadas o reparadas no se ajustan a los rangos teóricos de aplicación de las expresiones de uso común sancionadas por la experiencia.

Esta falta de ajuste se debe a la presencia de rompeolas con elevados niveles de transmisión por ser de núcleo permeable de bloques (Príncipe de Asturias en Gijón o dique del Moro, Cudillero), o tener núcleo impermeable (Lastres), ser relevante la influencia del espaldón, la berma o la banquetta en niveles que forman parte de lo que se considera manto activo o incluso por ser fuertemente rebasables o presentar distintos tipos y direcciones de incidencia del oleaje.

Es el caso de los 1000 metros lineales de reparación del dique Norte de San Ciprián (1983), el refuerzo del manto del dique de Cudillero (1986), la reparación del dique de Lastres (1991), la recarga y prolongación del dique de Bermeo (1992), el nuevo dique de La Zurriola en San Sebastián (1993), el dique de El Abra Exterior de Bilbao (1992 – 97), el dique de Orío (1997), el dique de Zumaya (1998), entre otros ejemplos de interés.

Por otra parte, se observó la existencia de algún dique que se encuentra muy lejos del campo de aplicación potencial de cualquier expresión de cálculo, debido no sólo a las condiciones de los estados del mar actuantes, sino también a su geometría y comportamiento ante el flujo de masa de agua (rebase) y su cantidad de movimiento (generadora de las fuerzas y presiones actuantes).

Es el caso del dique de Punta Langosteira en A Coruña, objeto de dos series de ensayos, en Aalborg, Dinamarca y en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX – CEPYC, en fases preliminares; y, para el cual, en estos momentos, se está planteando una nueva fase de experimentación en modelo con el objeto de estudiar los comportamientos de uno de los diques más relevante del mundo en la actualidad en condiciones de clima marítimo de máxima adversidad.

En otro orden de circunstancias, también se cotejaron los diques de puertos menores en la fachada galaica tanto atlánticos como cantábricos, realizando una exhaus-

tiva revisión de su estado tras la construcción, dentro de los procesos de explotación durante la vida útil mínima de los mismos.



Figura 10. Estado del mar en temporal en la playa de Tzacorte, Isla de la Palma.



Figura 11. Vista de un manto con piezas ecológicas tipo "ecópodos".

Caso muy especial dentro del contraste fue el dique de abrigo del Puerto Exterior de Ferrol situado en Cabo Prioriño Chico, cuyo tronco cuenta con un manto principal de bloques de hormigón de 90 t y talud 1.75/1 y con talud 2/1 en el morro.

También cuenta con una banquetta de bloques de 25 t, un filtro de escollera de 6 t, con una longitud aproximada de 1.050 metros lineales, alcanzando profundidades de más de treinta metros. El dique presentaba una coro-

nación con espaldón a cota + 18.00 metros referido siempre a la Bajamar Máxima Viva Equinoccial, B.M.V.E. Por sus características, tras esta breve descripción, se concluye que es un dique que tampoco se ajusta a las fórmulas convencionales.

En su fase de diseño preliminar se ajustó mediante las expresiones de Hudson con altura de ola significativa y con  $H_{1/10}$ , obteniendo valores de los pesos de los bloques para el tronco del dique de 46.30 t y de 94 t. Seguidamente, con la expresión de Van der Meer para cubos y talud 3/2, se observó que con series de temporales de muy larga duración y superando las 7.500 olas activas, el número de unidades desplazadas no alcanzaba el inicio de averías para la altura de ola significativa de diseño a pie de dique de 7.60 m y  $H_{1/10}$  de 9.65 m.

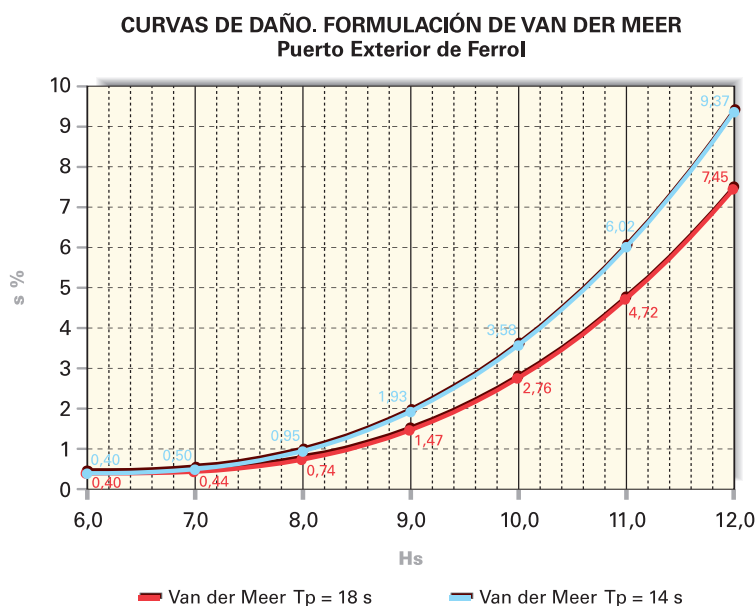


Figura 12. Curva de daños en la fase de proyecto (diseño).

El Grupo de Trabajo comprobó el diseño inicial con la hoja de cálculo en su versión 1.5.1, obteniendo valores del peso de los bloques de 89.30 t con la fórmula de Hudson y talud 2/1 (morro); de 79 t con  $\lambda = 1.60$  y  $H_D = 12.16$  m, de 111 t con  $\lambda = 1.80$  y  $H_D = 13.68$  m, con las expresiones de Losada 2004, y de 90 t con la formulación de Van der Meer, para  $N = 3000$  olas activas, talud 3/2 y  $N_{od} = 0.05$ , daño cero a efectos prácticos, comprobando la fiabilidad del modelo que se desarrolla y calibra.

Los ensayos en modelo físico, primera fase, realizados en su día en el CEDEX – CEPYC corroboraron el diseño preliminar efectuado para el rompeolas.

Esta situación permitió cotejar los resultados del diseño preliminar de las secciones con los resultados de las distintas tandas de ensayos realizadas (primera fase) en

una de las mejores instalaciones existentes en Europa (CEDEX - CEPYC), observándose, de nuevo, que los modelos físicos permiten, en esencia, verificar secciones y no diseñar las mismas.

Descripción del ensayo	Instalac.	Dimensiones	Tipo de Oleaje	Objeto del ensayo y resultados obtenidos
<p><i>"Ensayo en modelo Físico 2D del dique de abrigo para la Ampliación del Puerto de Ferrol en Cabo Prioriño"</i> - Proyecto de Ampliación del Puerto de Ferrol (Puerto Exterior) - 1ª Fase</p> <p>(Noviembre 2000)</p>	CEDEX – CEPYC	<p>Escala</p> <p>1:43</p> <p>Dimensiones Modelo</p> <p>Anchura del modelo de 2,00 metros (equivalente a 86 m. de longitud de dique)</p> <p>Dimensiones bloques</p> <p>Nº 1. Bloques 120 Tn</p>	<p>Oleaje irregular</p> <p>Espectro Jonswap</p> <p>Factor de apuntamiento o forma <math>\gamma = 3,3</math>.</p> <p>Oleaje con incidencia normal al dique</p> <p>Se ensayaron dos espectros (<math>T_p</math>, <math>H_s</math>, <math>\gamma</math>):</p> <p>(14'0 s., 8'0 m., 3'3)</p> <p>(18'0 s., 8'0 m., 3'3)</p>	<p>1. Comprobación de la estabilidad de los elementos del manto de protección.</p> <p>2. Comprobación de la estabilidad de la berma de apoyo del manto de protección.</p> <p>3. Medición de esfuerzos en el espaldón.</p> <p>4. Comprobación del comportamiento hidráulico del dique (run-up y overtopping)</p>
<p>Se ensayaron dos secciones distintas, ambas correspondientes a dique en talud 1,75H:1,00V.</p> <p>Ensayo 1: Manto de 120 Tn.</p> <p>Ensayo 2: Manto de 90 Tn</p> <p>En ambos casos:</p> <p>Banquetas de pie de 25 Tn.</p> <p>Talud no indefinido.</p> <p>Espaldón a cota + 18.00 m</p>	<p>Ancho: 6,50 m.</p> <p>Profundidad: 2,00 m.</p> <p>Paleta de movimiento translacional</p>	<p>Valores del modelo</p> <p><math>P_m = 1541.6</math> gr.</p> <p><math>\gamma_{pm} = \pm 12.57</math> gr</p> <p><math>\gamma_{pm} = 2.22</math> t/m<sup>3</sup></p> <p>Valores del prototipo</p> <p><math>P_p = 126</math> Tn.</p> <p><math>\gamma_p = \pm 1.03</math> Tn</p> <p><math>\gamma_p = 2.29</math> Tn/m<sup>3</sup></p>	<p>Sección de 120 Tn: Escalones de alturas de ola de 2'0 metros. (Desde <math>H_s = 6</math> hasta <math>H_s = 12</math>).</p> <p>Sección de 90 Tn: Se empezó con <math>H_s = 6</math> m; se continuó con <math>H_s = 8</math> m y a partir de ahí escalones de 1 metro, hasta <math>H_s = 12</math> m</p> <p>Series de 3000 olas (1/3 en baja, alta y nivel medio)</p>	<p><b>Sección de 120 Tn.</b></p> <p>Los ensayos con bloques de 120 Tn, arrojaron para <math>H_s = 12,00</math> sólo se desplazan 4 unidades del manto principal (&lt;1%)</p> <p>Los movimientos en la berma de bloques de 25 Tn fueron mayores pero sin comprometer la función estructural de la misma.</p> <p><b>Sección de 90 Tn</b></p>

Criterio de daño : Bloques que se desplazan de su posición original más de un lado equivalente.

Alcance de daño : Unidades Desplazadas / Unidades contenidas en el modelo.

Niveles de daño : Inicio de Avería.

**Tabla 12. Ensayos justificativos del Dique del Puerto Exterior de Ferrol (primera fase)**

En las siguientes gráficas observamos, a título de ejemplo, el ajuste de las curvas de avería extraídas de los ensayos y de la formulación de Van der Meer, donde podemos ver como el ajuste es muy bueno para períodos largos ( $T_p = 18$  s); bastante mejor que para los cortos ( $T_p = 14$  s) donde los resultados de los ensayos muestran mayor estabilidad que la dada por la formulación de Van der Meer.

## EVOLUCIÓN DEL DAÑO EN EL MANTO PRINCIPAL BLOQUES DE 90 Tn Ensayos en canal 2d. Puerto Exterior de Ferrol

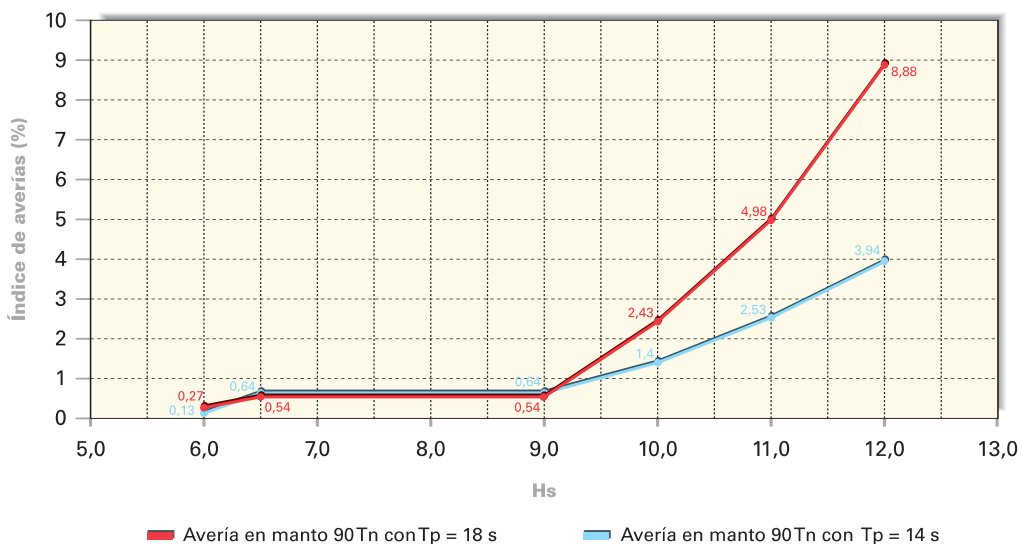


Figura 13. Curva de daños en la fase de ensayo (previo a la construcción del dique).

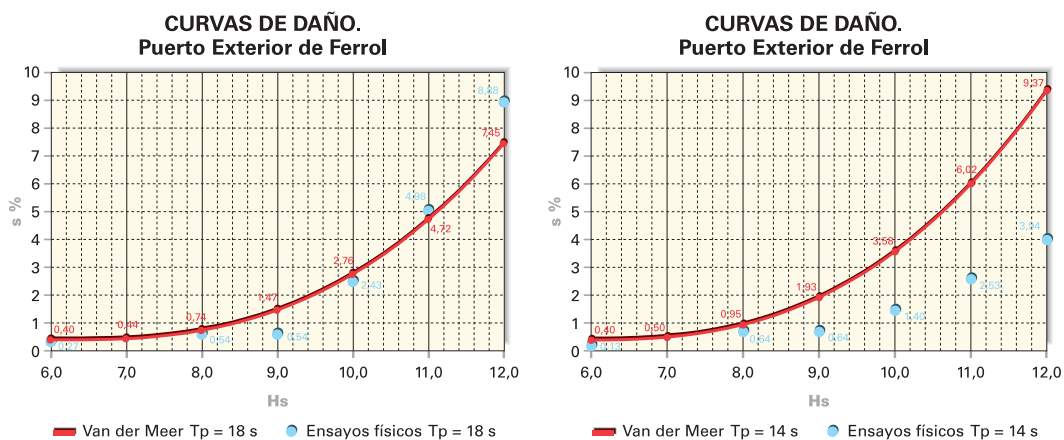


Figura 14. Comparación de ensayos en canal con las expresiones teóricas de Van der Meer.

Posteriormente se realizaron nuevas tandas de ensayos en tres dimensiones (febrero 2001) y, de nuevo, en dos dimensiones (diciembre de 2001), que certificaron la fiabilidad del diseño inicial. Esta situación también ha sido contrastada con la hoja electrónica de cálculo realizada por el Grupo de Trabajo, GT 2.

Se desea volver a recalcar las notables dificultades que el Grupo ha tenido a lo largo de estos meses de trabajo en el ajuste de las expresiones derivadas de los ensayos y sancionadas por la experiencia que permiten calcular los elementos del manto principal.



Figura 15. Estado final de Dique de Cabo Prioriño en Ferrol (2005).



Figura 16. Vista general del dique en fase constructiva a sección completa, Ferrol (2002).

La gran mayoría de nuestros diques presentan elementos como espaldones, banquetas y bermas de pie, y están sometidos a acciones en las cuales no predominan los efectos oscilatorios sino los de traslación y masa de agua, resultando difícil y cuestionable adoptar una fórmula cualquiera como criterio de diseño preliminar o de partida para definir el peso de las unidades del talud. Sirvan realidades recientes de reparación y refuerzo como ejemplo.





*Figura 17. Reparación del Dique del Puerto de Hisalba, Carboneras, Almería con bloques de 30 t en manto y 5 t en pie.*



Figura 18. Ampliación del Dique de encauzamiento del Urola, Zumaya.



Figura 19. Prolongación del ddique de Bermeo.

## CONCLUSIONES PROVISIONALES DEL TRABAJO

El Grupo de Trabajo 2 (GT2) del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria ha elaborado un análisis crítico de las distintas fórmulas de estabilidad estructural e hidráulica de los elementos del manto principal de un dique rompeolas, circunscribiendo el estudio al marco teórico del talud indefinido, con ausencia de rebase y de interacción del manto con otros componentes habitualmente presentes en los diques, por ejemplo, las banquetas, las bermas o los espaldones, con núcleo permeable y estudiando su sensibilidad para escolleras, cubos y bloques ligeramente paralelepípedicos sometidos a distintos estados del mar actuante.

Las principales conclusiones obtenidas en esta etapa han sido:

- En múltiples ocasiones, las condiciones de diseño de los diques en talud quedan fuera del marco teórico de las fórmulas analíticas realizadas con incidencia normal, talud indefinido, ausencia de rebase y de interacción con otros elementos habituales en los rompeolas (banquetas, bermas o espaldón). Por esta razón, existen diques cuyo diseño se encuentra bastante alejado de cualquier fórmula de aplicación.
- Las fórmulas estudiadas permiten un diseño preliminar del manto principal, proporcionando un orden de magnitud del peso medio de las piezas que lo componen, así como, analizar la sensibilidad del resultado para distintos estados de mar.

- La gran cantidad de situaciones posibles lleva a que, en la práctica, las condiciones de trabajo difieran (a veces notablemente) de las condiciones teóricas de los ensayos a partir de los cuales se hicieron las fórmulas. Ello induce la necesidad de realizar ensayos específicos en modelo físico en canal y en tanque para su comprobación y optimización de las secciones del dique rompeolas que han sido objeto de diseño preliminar, mediante la aplicación de las expresiones analíticas.
- Estos ensayos, al igual que las fórmulas que en su caso se deriven de ellos, deben realizarse empleando técnicas que reproduzcan con la mayor fidelidad posible las acciones actuantes en la naturaleza dentro de las lógicas limitaciones debidas a los efectos escala y a las propias técnicas de modelización. Debe advertirse que, en los mismos, no estarán presentes o no podrán ser objeto de fiel reproducción en el modelo todas las variables que intervienen en el sistema, entre las cuales cabe considerar la colocación de las piezas y las tolerancias en los perfiles de construcción por citar algún ejemplo significativo.
- Deben también aprovecharse los ensayos para reproducir la permeabilidad de las capas de los diques, dentro de los límites de los factores de escala teniendo en cuenta los materiales realmente disponibles en el emplazamiento real del mismo.
- Debe llevarse a cabo una evaluación prudente y rigurosa de los resultados obtenidos en los ensayos, teniendo en cuenta la incidencia de las posibles desviaciones de la construcción real con respecto a los modelos de laboratorio y a los ya mencionados efectos escala.
- Las fórmulas analizadas constituyen dos grandes grupos; tres casos corresponden a oleaje regular monocromático (Iribarren, Hudson y Losada – Giménez Curto) y dos a oleaje irregular (Van der Meer y Berenguer – Baonza). Todas ellas están desarrolladas en condiciones de profundidades de transición.
- Debido a las incertidumbres existentes en su empleo y a la frecuente dificultad real de reparación parece recomendable el uso de las mismas con niveles de daño nulo o muy bajos. No obstante, por razones del emplazamiento, teniendo en cuenta la tipología concreta de los diques, su función, y, en cierta medida, la viabilidad real de los procesos de reparación puede ser aconsejable admitir otros criterios alternativos de daño, e incluso, plantear situaciones de diseño con nivel de avería intermedio. El criterio de daño admisible o el nivel de avería adoptado deben estar en concordancia con el análisis de riesgo efectuado en el diseño preliminar del manto principal teórico del dique.
- Las fórmulas de una sola variable básica explícita (altura de ola) no permiten analizar la sensibilidad al período ondulatorio, la duración del temporal, el nivel del mar en reposo y la dirección de incidencia, al estar estos conceptos implícitos en las constantes de estabilidad de las mismas, con valores concretos definidos por las condiciones de ensayo.
- Resulta ventajoso el uso de expresiones con un mayor número de variables explícitas: alturas de ola, período ondulatorio, número de Iribarren, curva evolutiva de

daños y duración de temporales, entre otras, que pueden reproducir con mayor fidelidad el estado del mar actuante y permiten obtener análisis de sensibilidad frente a los valores concretos de las variables de entrada.

- Parece aconsejable elaborar no solamente una curva evolutiva del daño, sino un análisis de sensibilidad de estados del mar ( $H, T, N, \theta$ ) – avería, teniendo en cuenta la variabilidad de sus parámetros, tales como la duración de los temporales, el nivel del mar o el período ondulatorio por citar ejemplos significativos.
- Las fórmulas no son aplicables en sentido estricto para el caso de diques con espaldón, banquetas o bermas y núcleos impermeables, por lo que será preciso interpretar de manera prudente los resultados de su aplicación, en el proceso de traducirlos a un diseño preliminar el cual, como ya se ha mencionado, se considera necesario comprobar y optimizar mediante ensayos en modelo físico.
- En el caso de que el oleaje incidente se encuentre en las proximidades de la rotura, las alturas de ola se modulan alcanzando cierta regularidad en su secuencia. Esta situación no ocurre con los períodos, por lo que debe tenerse presente en el diseño, en la interpretación de los resultados de los modelos analíticos y en la definición de la distribución de tamaños de los elementos del manto principal.
- El diseño de un dique rompeolas debe iniciarse con un estudio de los condicionantes funcionales y ambientales específicos en cada caso.
- Una vez realizado el mismo, el diseño se debe basar en un conocimiento completo del emplazamiento, de los materiales, canteras y préstamos disponibles, del suelo y los posibles mecanismos de interacción entre el oleaje, la morfología del emplazamiento, la estructura del dique y el terreno; sus fases de construcción tanto por medios terrestres como marítimas, así como, su estabilidad en las distintas secciones y etapas del proceso constructivo, y en la determinación de la o las posibles curvas de evolución de averías dentro de la vida útil de proyecto, siempre en el marco de la optimización económica del proceso y de la previa consideración de las consecuencias del fallo en términos de daños a las personas, al patrimonio y al medio ambiente, así como, su repercusión social.
- Todo dique es un sistema y cada rompeolas es diferente, debiendo reflexionar sobre todas las variables exógenas y endógenas que definen el mismo.

Para sucesivas etapas del trabajo se plantean dudas e ideas relacionadas con la distinta fiabilidad de las fórmulas en el caso de la rotura. Algunos autores, por ejemplo Iribarren, no se pronuncian. Otros no implican variaciones en su forma de analizar la estabilidad de los diques, ejemplo, Losada *et al.* Sin embargo, claramente para Hudson es altamente perjudicial en la estabilidad o para Van der Meer a igualdad de altura de ola significativa, la rotura es favorable.

El concepto de flujo de masa de agua, turbulencia y carácter de traslación del fenómeno ondulatorio en lugar de oscilación o cuasi oscilación puede ser una primera explicación o punto de partida en la reflexión del Grupo.

Otro de los análisis que se desea realizar es la sensibilidad a la incidencia oblicua no solo en elementos o piezas masivas sino en aquellas que resisten por trabazón, cuyo funcionamiento es claramente peor.

Por esta razón, y, como se comentó con anterioridad, no debe olvidarse que los ensayos que posibilitan las fórmulas analíticas están realizados con incidencia normal, en dos dimensiones, con talud indefinido, ausencia de rebase y de interacción con otros elementos existentes en los diques (banquetas, bermas y espaldones). En este sentido, pueden corregirse y validarse las expresiones anteriores para el caso de incidencia oblicua, con los criterios angulares sancionados por la experiencia. Esta situación no es válida para los puntos singulares y los cambios de alineación en planta de los rompeolas, tales como, los quiebro y los morros de los diques.

Finalmente el Grupo quiere ampliar sus trabajos a otras piezas del manto y las múltiples formulaciones existentes en la literatura científica, así como, la definición del estado del mar de cálculo y, con ello, la identificación de la altura de ola como una de las variables principales que debe utilizarse.



*Figura 20. Estado final del morro reparado del dique norte de San Ciprián, Lugo.*

## GRUPO DE TRABAJO DE INGENIERÍA PORTUARIA

El Grupo de Trabajo, perteneciente a la Asociación Técnica de Puertos y Costas (ATPYC) ubicado dentro del Comité Técnico de Ingeniería Portuaria que ha contribuido a la realización de la presente investigación, queda detallado en la tabla que se adjunta.

### Sector Consultoras

José M. Berenguer. *Berenguer Ingenieros*. 91 736 40 87. [berenguer@beringenieros.com](mailto:berenguer@beringenieros.com)  
Santiago Díaz Márquez. *Intecsa - Inarsa*. 91 567 38 86. [sdiaz@intecsa-inarsa.es](mailto:sdiaz@intecsa-inarsa.es)  
José María Valdés. *Alatec*. 91 366 59 59. [jmvaldes@alatec.es](mailto:jmvaldes@alatec.es)  
José Luis Monsó. *Europrincipia*. 93 586 61 30. [joseluis.monso@europrincipia.es](mailto:joseluis.monso@europrincipia.es)  
Jorge Flores. *KV Consultores*. 91 426 17 15. [jflores@kvconsultores.es](mailto:jflores@kvconsultores.es)  
Antonio Berruguete. *Iberport*. 96 316 15 95. [aberruguete@iberport.com](mailto:aberruguete@iberport.com)  
Ignacio Sanchidrián. *PROES*. 91 345 45 65. [isanchidrian@proes.es](mailto:isanchidrian@proes.es)

### Sector Constructoras

Francisco Esteban Lefler. *FCC Construcción*. 91 385 90 66. [festeban@fcc.es](mailto:festeban@fcc.es)  
Antonio Corredor. *SATO*. 91 384 73 10. [acorred@ohl.es](mailto:acorred@ohl.es)  
Miguel Vázquez. *DRAGADOS*. 91 703 86 13. [mvazquezr@dragados.com](mailto:mvazquezr@dragados.com)

### Sector Universidad

Vicente Negro. *UPM*. 91 336 66 91. [vnegro@caminos.upm.es](mailto:vnegro@caminos.upm.es)  
Ovidio Varela. *UPM*. 91 336 67 57. [ovivarela@telefonica.net](mailto:ovivarela@telefonica.net)  
César Vidal. *U. Cantabria*. 942 20 18 10. [vidalc@unican.es](mailto:vidalc@unican.es)

### Sector CEDEX

Antonio Baonza. *Lab. Puertos*. 91 335 77 00. [baonza@cedex.es](mailto:baonza@cedex.es)

### Sector Admón. portuaria

Juan A. Rodríguez Pardo. *Portos de Galicia*. 902 40 08 70.  
[juan.antonio.rodriquez.pardo@xunta.es](mailto:juan.antonio.rodriquez.pardo@xunta.es)  
Jorge Nasarre. *AP Baleares*. 971 22 81 50. [jnasarre@portsdebalears.com](mailto:jnasarre@portsdebalears.com)  
Javier Uzcanga. *AP Barcelona*. 93 298 60 62. [javier\\_uzcanga@apb.es](mailto:javier_uzcanga@apb.es)  
Enrique Maciñeira. *AP Coruña*. 981 21 96 07. [emacine@puertocoruna.com](mailto:emacine@puertocoruna.com)  
Ignacio de la Peña. *AP Ferrol*. 981 33 80 00. [ipena@ferrol.portel.es](mailto:ipena@ferrol.portel.es)  
Ignacio Rodríguez. *Puertos del Estado*. 91 524 55 38. [irarevalo@puertos.es](mailto:irarevalo@puertos.es)  
Ana Lope Carvajal. *Puertos del Estado*. 91 524 55 00. [alope@puertos.es](mailto:alope@puertos.es)  
Gonzalo Gómez Barquín. *Puertos del Estado*. 91 524 55 66. [gbarquin@puertos.es](mailto:gbarquin@puertos.es)

## REFERENCIAS

1. Rip rap stability versus monochromatic and irregular waves. Master Thesis. Broderick, L. L. George Washington University, U.S.A. 1984.
2. Diques de Abrigo en España. Tomo I. Fachada Norte y Galicia. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Puertos y Costas. 1988.
3. Design innovations, including recent research development. Burcharth, H. F. Coastal Structures and Breakwaters. Thomas Telford. 1992.
4. Rock Slope and gravel beaches under wave attack. Van der Meer, J. W. Ph D. thesis. Delft University of Technology. 1988.
5. Conceptual design of rubble mound breakwaters. Van der Meer, J. W. Delft Hydraulics Publications. Number 483. December 1993.
6. Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection. Edited Per Bruun. Elsevier. 1985.
7. Shore Protection Manual. CERC. Vicksburg. Department of the Army. US Army Corps of Engineers. Última Edición. 1984.
8. Curso de Ingeniería de Puertos y Costas. Obras Marítimas. Del Moral Carro, R. y Berenguer Pérez, J. M. Centro de Estudios y Experimentación de Puertos y Costas "Ramón Iribarren". Dirección General de Puertos y Costas. 1980.
9. Apuntes de Diques. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Cátedra de Puertos. Suárez Boreas, P. Enviados a la Comisión Internacional del PIANC - AIPCN en enero de 1973.
10. Estabilidad del morro de los diques en talud. Influencia de su geometría. Vidal, C; Losada, M. y Medina, R. Revista de Obras Públicas. Diciembre de 1989.
11. Diques de escollera. Castro, E. Revista de Obras Públicas. Abril de 1933.
12. Stability of rubble mound breakwaters. Hudson, R. and Jackson, R. A. U.S. Army Eng. Waterways Experiment Station. Vicksburg. 1953.
13. Fórmula para el cálculo de diques rompeolas de escollera natural y elementos artificiales. Iribarren, R. Congreso de Estocolmo. PIANC - AIPCN. 1965. También Revista de Obras Públicas, septiembre - octubre 1965.
14. Obras Marítimas. Oleaje y Diques. Iribarren, R. y Nogales, C. Editorial Dossat. 1954.
15. Una fórmula para el cálculo de diques de escollera. Iribarren, R. Bermejillo Usabiaga. Pasajes. 1938.
16. Recent developments in the design of mound breakwaters. Chapter 21. Losada, M. A. 1990.
17. The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. Losada Rodríguez, M. A. and Giménez - Curto, L. A. Coastal Engineering 3. Pages 77 - 96. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam. 1979.
18. Revisión de los parámetros de la fórmula de Iribarren para diques de escollera. Influencia de la duración y del período en la probabilidad de fallo. Losada Rodríguez, M. A. y Giménez - Curto, L. A. Revista de Obras Públicas. Diciembre 1978. N° 3.164. 1978.

19. La Stabilité des digues en enrochements a grande profondeur. Supplement au Bulletin N° 48. PIANC - AIPCN. 1985.
20. Puertos Obras: Conceptos básicos y casos reales de estudio. Negro Valdecantos, V. Servicio de Publicaciones E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. 2001.
21. Comportamiento de los diques rompeolas bajo la acción del oleaje. Giménez Curto, L. A. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria. Noviembre 1979. 1979.
22. Manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering. CIRIA - CUR Manual. 1991.
23. Recomendaciones para Obras Marítimas. Programa ROM. ROM 0.2 - 90. Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias. 1992.
24. Analysis of rubble mound breakwaters. Report of Working Group, N° 12. Supplement N° 78/79 de Permanent International Association of Navigation Congresses, PIANC. 1993.
25. Coastal estuarial and harbours engineer's, Reference Book. Edited by M.B. Abbot and W.A. Price. E & FN SPON. Chapman and Hall. Chapter 29. The design of breakwaters. H. F. Burcharth. 1994.
26. Coastal Structures' 99. State of the art in conceptual design of breakwaters. Burcharth, H. F. Balkema 1999.
27. Maritime Structures. Part 7. Guide to the design and construction of breakwaters. British Standards. BSI. BS 6349. Part 7: 1991.
28. Coastal Structures' 99. Stability criteria of rubble mound structures under the irregular sea conditions. Ryu, C. R. and Sohn, B. K. Balkema. 1999.
29. Análisis de la estabilidad de los diques rompeolas. Vidal, C; Losada, M. A.; Medina, R. y Losada, I. Ingeniería del Agua. Volumen 1. N° 1. 1994.
30. Design of concrete armour layers. Van der Meer, J. W. Coastal Structures'99. Balkema. 1999.
31. Diseño de Diques rompeolas. Negro Valdecantos, V. y Varela Carnero, O. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Seinor, N° 28. 2002.
32. ROM 1.1. Diques de abrigo frente a las oscilaciones del mar. Puertos del Estado. Ponencia. Miguel A. Losada. Documento de Trabajo – Borrador. 2004.
33. Experimental research on hollowed cubes for breakwaters protection. Berenguer, J. M. and Baonza, A. MAST project MAS2 – CT92-0042. 1999.
34. Design of quarry – stone cover layers for rubble mound breakwaters. Hydraulic Laboratory Investigation. Research Report 2. 2. July 1958. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Corps of Engineers. Vicksburg, Mississipi. Report by R.Y. Hudson. 1958.

## **APÉNDICE JUSTIFICATIVO**

### **MANUAL DE USUARIO DE LA HOJA ELECTRÓNICA**

La versión de la hoja electrónica desarrollada para la comprobación de la estabilidad estructural e hidráulica del manto de un dique rompeolas supuesto éste un



talud indefinido, irrebable, sin interferencias de bermas, banquetas y espaldones, considerando una permeabilidad determinada entre capas y para elementos sancionados y avalados por las realidades constructivas comprende los siguientes aspectos.

## **Formulaciones consideradas**

### ***Iribarren***

Esta formulación sancionada por la experiencia durante décadas en España ha sido desarrollada para ESCOLLERA, BLOQUES (paralelepípedicos) y TETRÁPODOS, pero **no** para CUBOS. Considera la sección del TRONCO (incidencia normal u oblicua) y la del MORRO, iniciación de avería y destrucción total. Para el caso de los bloques, Iribarren ensayó las proporciones  $a \times a \times 1.50 \times a$ .

No obstante, el caso de incidencia oblicua sobre el tronco no ha sido incluido en la fórmula integrada por simplicidad, ya que ésta es la única expresión que contempla este tipo de ataque del oleaje sobre el dique.

### ***Hudson***

Esta formulación ha sido desarrollada de forma genérica para un gran número de piezas, para las cuales se dispone del coeficiente de estabilidad tabulado en el Shore Protection Manual, SPM en función de la sección considerada (TRONCO o MORRO), del tipo de pieza, del talud, del número de capas, de la colocación de los elementos, y de si existe o no rotura por fondo al pie del dique. No obstante, la fórmula de Hudson no contempla BLOQUES (paralelepípedicos) de forma diferenciada a los CUBOS. Primitivamente, solo consideró CUBOS MODIFICADOS.

La función que figura en la hoja "Fórmulas separadas" del documento EXCEL requiere introducir el valor de  $K_D$ , el cual debe ser obtenido de la tabla del SPM (la cual se incluye por comodidad en la hoja "Kd Hudson" del documento EXCEL. Para los casos habituales aquí considerados (ESCOLLERA, CUBOS - BLOQUES, TETRÁPODOS y ACRÓPODOS), se ha desarrollado una función auxiliar que permite obtener dicho  $K_D$ . En esta función para los valores del talud no tabulados (caso del morro), se interpola linealmente. Esta función se emplea en la fórmula integrada de modo que en la misma no es necesario introducir el valor de  $K_D$ .

### ***Van der Meer***

Se consideran las fórmulas de Van der Meer para ESCOLLERA, CUBOS, TETRÁPODOS y ACRÓPODOS, únicamente en la sección del TRONCO. Las tres últimas han sido desarrolladas sólo para los taludes de 1.50/1, 1.50/1 y 1.33/1 respectivamente; para otros taludes se tiene en cuenta que según la fórmula de Hudson el peso de pieza obtenido es inversamente proporcional al talud. Es importante tener en cuenta que la extrapolación solamente será aceptable para valores del talud muy próxi-

mos al considerado en la fórmula, en especial, para las piezas en cuya resistencia interviene de manera esencial la trabazón entre los elementos, por ejemplo, tetrápodos o acrópodos.

### **Losada y Giménez - Curto**

La fórmula de Losada *et al*, con los coeficientes indicados en el artículo “Coastal Eng. 3, páginas 77 - 96 (1979)” considera ESCOLLERA, BLOQUES (paralelepípedicos) y TETRÁPODOS, únicamente en la sección del TRONCO. No contempla CUBOS. Para los taludes no referidos se interpola la función de estabilidad de forma lineal.

### **Losada (con coeficientes de la ROM 1.1)**

La fórmula de Losada, con los coeficientes indicados en los borradores de la ponencia de la ROM 1.1, actualmente en proceso de elaboración, considera ESCOLLERA, BLOQUES (paralelepípedicos), CUBOS y TETRÁPODOS, únicamente en la sección del TRONCO. Para los taludes no contemplados se interpola la función de estabilidad mediante interpolación lineal. Los valores de la función de estabilidad son función de los distintos niveles de avería, destacando su iniciación y el concepto de avería tipo Iribarren.

### **Berenguer y Baonza**

La fórmula de Berenguer y Baonza contempla únicamente CUBOS, en las secciones de TRONCO y MORRO.

### **Oleaje de partida**

Entre los datos de entrada de la hoja se encuentran los relativos al oleaje de diseño, el cual puede ser definido en aguas profundas ( $H_0$ ), ó a pie de dique ( $H_{s\_pie}$  ó  $H_{s\_b}$ ).

Para cualquiera de las formas de definir el oleaje de partida, el programa obtiene, mediante el modelo empírico - analítico de rotura de Goda, el oleaje a pie del dique, sin tener en cuenta la presencia de la obra, el cual se caracteriza mediante las siguientes variables:

- $H_{s\_pie}$ : altura de ola significativa al pie sin considerar rotura, es decir  $H_0$  multiplicada por el coeficiente de transformación desde aguas profundas.
- $H_{s\_b}$ : altura de ola significativa real al pie del dique (considerando rotura si la hay). El Grupo de Trabajo decidió realizar sus reflexiones sobre el concepto de altura de ola incidente a pie de la obra
- $H_{max\_b}$ : altura de ola máxima real al pie del dique (considerando rotura si ésta se produjese).

Este cálculo es inmediato cuando el oleaje de partida viene dado en aguas profundas ( $H_0$ ) ó al pie sin rotura ( $H_{s\_pie}$ ), previa obtención del coeficiente de asomamiento desde aguas profundas hasta el pie del dique.

Para realizar el cálculo cuando la altura de ola viene definida al pie considerando rotura  $H_{s\_b}$  (por ejemplo por haberse medido en un modelo físico ó haberse obtenido de un modelo numérico que incluye la rotura), el programa tantea mediante el modelo de Goda hasta definir el oleaje en aguas profundas que da lugar a dicha  $H_{s\_b}$ , para poder a continuación definir los valores de  $H_{s\_pie}$  y  $H_{max\_b}$ .

## **Definición del oleaje de diseño de entrada a las fórmulas**

### ***Van der Meer y Berenguer y Baonza***

La fórmula de Van der Meer toma como oleaje de entrada la altura de ola significativa a pie del dique. En caso de existencia de rotura por fondo, Van der Meer propone sus fórmulas de aguas someras, las cuales vienen referidas a la altura de ola superada por el 2% de las olas  $H_{2\%}$ .

No obstante, el autor hace notar que si se emplea en este caso la fórmula de aguas profundas tomando como  $H_s$  la que realmente existe al pie, teniendo en cuenta la modificación de la distribución de olas individuales provocada por la rotura, el resultado está del lado de la seguridad.

Por tanto, en todos los casos el programa toma como oleaje de entrada para la fórmula de Van der Meer la altura de ola significativa real al pie del dique (considerando rotura si la hay):  $H_{s\_b}$ .

La fórmula de Berenguer y Baonza viene definida igualmente en función de  $H_s$ , por lo que se emplea el mismo valor que para Van der Meer.

### ***Hudson, Iribarren y Losada***

Cuando no hay rotura al pie del dique el criterio indicado por el SPM 1984 es tomar como altura de ola de diseño de entrada para la fórmula de Hudson la altura de ola promedio del décimo de olas más altas del registro,  $H_{1/10}$ , es decir,  $1.27 \times H_{s\_pie}$  en ausencia de rotura). Para tener en cuenta la rotura, las recomendaciones British Standard indican que no existe un criterio claro, y proponen tomar la siguiente altura de ola (escrita con la nomenclatura antes expuesta):

$$H_D = \max (\min (H_{max\_b}, 1.27 \times H_{s\_pie}), H_{s\_pie})$$

A este criterio lo denominamos, a efectos de la hoja de cálculo, "BS".

En algunas ocasiones tomar como cota inferior de  $H_D$  el valor  $H_{s\_pie}$  conduce a resultados erróneos, resultando preferible usar el siguiente criterio simplificado ("BSS"):

$$H_D = \min (H_{max\_b}, 1.27 \times H_{s\_pie})$$

Dado que no está claro qué criterio resulta más adecuado para definir la altura de ola  $H_D$  teniendo en cuenta la rotura, en la hoja de cálculo se han implementado varios criterios al objeto de poder analizar su influencia en el resultado.

- BS\_Goda y BSS\_Goda: El valor de  $H_{\max\_b}$  corresponde al obtenido mediante el modelo de rotura de Goda.
- BS\_McCowan y BSS\_Mc Cowan: Se toma como  $H_{\max\_b}$  el límite de rotura de Mc Cowan ( $= 0.78 \times h$ ).
- H110\_b: Se toma directamente  $H_D = H_{1/10}$ , donde ésta última es una estimación de la altura de ola  $H_{1/10}$  real en rotura, obtenida a partir de los resultados  $H_{\max\_b}$  y  $H_{s\_b}$  del modelo de rotura de Goda.

### Criterio de rotura para $K_D$ de Hudson

El SPM 1984 proporciona los valores del coeficiente de estabilidad de Hudson  $K_D$ , siendo su valor diferente en caso de que haya rotura por fondo al pie del dique ó no, lo cual está fundamentado en ensayos en modelo físico con y sin rotura.

Por lo tanto, es preciso definir un criterio para decidir si existe o no rotura. Ello implicará una discontinuidad en el resultado de la fórmula debido al salto del valor de  $K_D$  al pasar de rotura a no rotura.

La hoja de cálculo permite considerar los siguientes criterios de rotura:

- Goda: Existe rotura si  $H_{\max\_b}$  obtenido mediante el modelo de rotura de Goda es menor que la altura de ola máxima de no rotura ( $H_{\max\_b} < 1.80 \times H_{s\_pie}$ ).
- $H_{\max\_b}$ -Mc Cowan: Existe rotura si  $H_{\max\_b}$  obtenido mediante el criterio de Mc Cowan es menor que la altura de ola máxima de no rotura ( $H_{\max\_b} < 1.80 \times H_{s\_pie}$ ).
- $H_{\max\_b}$ -Mc Cowan: Existe rotura si  $H_{\max\_b}$  obtenido mediante el criterio de Mc Cowan es menor que la altura de ola máxima de no rotura ( $H_{\max\_b} < 1.80 \times H_{s\_pie}$ ).
- $H_{1/10}$ -Mc Cowan: Se toma el criterio de rotura de las British Standard, basado en comparar el valor teórico de  $H_{1/10}$  con el límite de rotura. Se toma aquí como criterio de rotura el de Mc Cowan ( $0.78 \times h < 1.27 \times H_{s\_pie}$ ).
- Si se indica en la casilla "Criterio de rotura para definir  $K_D$  de Hudson" un valor numérico, se toma dicho valor como el límite de la relación máxima – significativa a partir del cual se considera que existe rotura (ello permite colocar el límite de rotura, a efectos de definir  $K_D$ , en un grado de rotura más o menos intenso).
- GRADUAL: En este caso  $K_D$  se interpola linealmente, en base a la relación máxima significativa, entre el valor de no rotura y el de rotura, los cuales se asocian a relaciones entre máxima – significativa con valores 1.80 y 1.30 respectivamente.

La relación entre altura de ola máxima y significativa se estima a partir de los valores obtenidos mediante el modelo de rotura de Goda, esto es:  $H_{\max\_b} / H_{s\_b}$ .

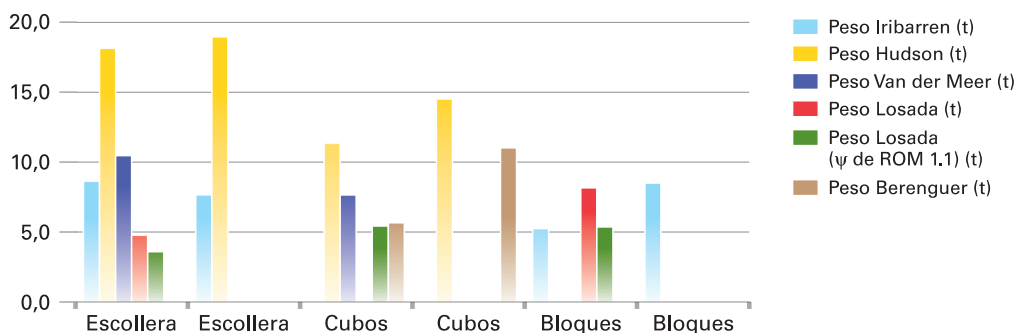
Este criterio conlleva una variación gradual de  $K_D$  en función de la altura de ola incidente (definido en base al grado de rotura), lo cual es más acorde con el comportamiento real observado en la evolución del daño de los diques.

A continuación se realizan una serie de ejemplos de uso de la hoja de cálculo apreciando el análisis de sensibilidad de la misma, tanto en el concepto de pieza, como de taludes, o de peso específico por citar algunos ejemplos representativos y que

afectan al diseño de rompeolas, tanto o más que la altura de ola o la correlación altura de ola y período ondulatorio.

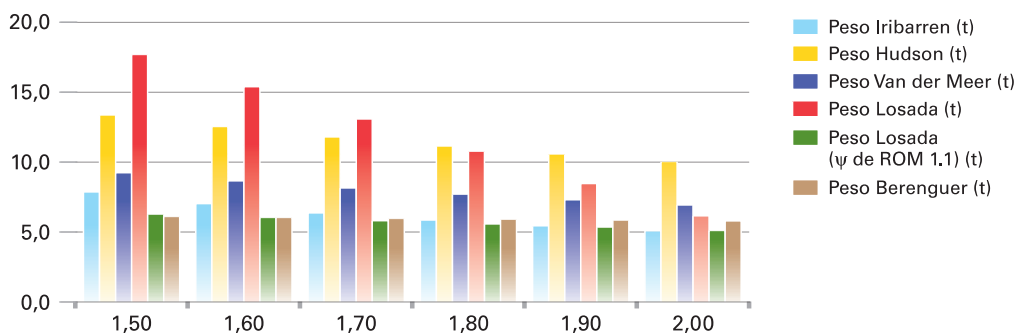
## Comparación entre varios tipos de pieza en tronco y morro Análisis de sensibilidad de la variable talud

Manto_diques						
Posición de las piezas	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO
Oleaje de partida	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b	Hs_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Periodo de pico (s)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Profundidad al pie (m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Talud cot_alpha	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Tipo de piezas	ESCOLLERA	ESCOLLERA	CUBOS	CUBOS	BLOQUES	BLOQUES
Número de olas	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Porosidad P	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Peso Iribarren (t)	8.59	7.63	-	-	5.21	8.46
Peso Hudson (t)	18.09	18.92	11.30	14.46	-	-
Peso Van Der Meer (t)	10.43	-	7.62	-	-	-
Peso Losada (t)	4.73	-	-	-	8.13	-
Peso Losada (ψ de ROM 1.1) (t)	3.56	-	5.39	-	5.33	-
Peso Berenguer (t)	-	-	5.62	10.99	-	-
Rompe	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Kd Hudson	2.18	1.96	5.55	4.09	0.00	0.00
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Relación Hmax_b/Hs_b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35



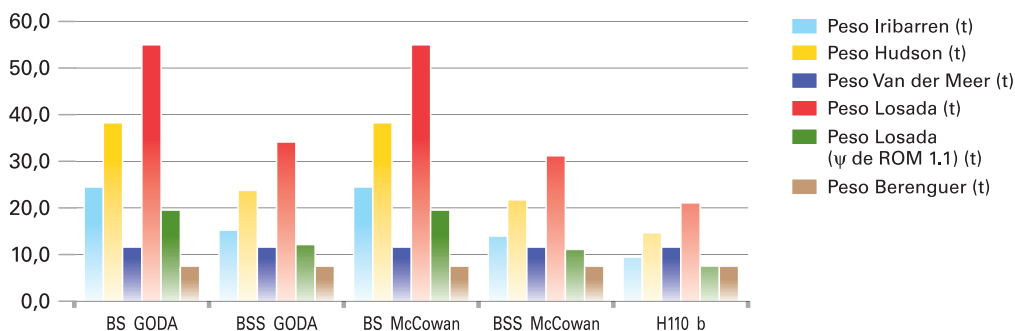
Este análisis se realiza para todas las fórmulas que consideren CUBOS o bien BLOQUES (ligeramente paralelepípedicos, a x a x 1.20 x a, hasta 1.30 x a)  
**Influencia del criterio de definición de  $K_D$  de Hudson**

Manto_diques						
	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO
Posición de las piezas	H0	H0	H0	H0	H0	H0
Oleaje de partida	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b	H110_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL	GRADUAL
Altura de ola significativa Hs (m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Periodo de pico (s)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Profundidad al pie (m)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Talud cot_alpha	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
Pendiente del fondo al pie del dique	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Tipo de piezas	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES
Número de olas	2000	2000	2000	2000	2000	2000
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño S (vdM escollera)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Porosidad P	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Peso Iribarren (t)	7.84	7.00	6.34	5.82	5.40	5.06
Peso Hudson (t)	13.34	12.51	11.77	11.12	10.53	10.01
Peso Van Der Meer (t)	9.21	8.63	8.12	7.67	7.27	6.90
Peso Losada (t)	17.66	15.36	13.05	10.74	8.43	6.12
Peso Losada ( $\psi$ de ROM 1.1) (t)	6.25	6.01	5.78	5.55	5.32	5.08
Peso Berenguer (t)	6.08	6.01	5.94	5.88	5.82	5.77
Rompe	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
Kd Hudson	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
Relación Hmax_b/Hs_b	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32



## Manto\_diques

	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO	TRONCO
Posición de las piezas	H0	H0	H0	H0	H0
Oleaje de partida	BS_GODA	BSS_GODA	BS_McCowan	BSS_McCowan	H110_b
Criterio para obtener Hd de Hudson	GODA	GODA	GODA	GODA	GODA
Criterio de rotura para definir Kd de Hudson	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Altura de ola significativa Hs (m)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Periodo de pico (s)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
Profundidad al pie (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Talud cot_alpha	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Pendiente del fondo al pie del dique	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Peso específico gamma_a hormigón (t/m³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Peso específico gamma_a escollera (t/m³)	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES	CUBOS-BLOQUES
Tipo de piezas	2000	2000	2000	2000	2000
Número de olas	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Índice de daño Nod (vdM piezas artificiales)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Índice de daño S (vdM escollera)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Porosidad P	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Coefficiente propagación desde ag. prof. Kt	24.37	15.10	24.37	13.80	9.30
Peso Iribarren (t)	38.17	23.65	38.17	21.61	14.57
Peso Hudson (t)	11.47	11.47	11.47	11.47	11.47
Peso Van Der Meer (t)	54.90	34.02	54.90	31.08	20.95
Peso Losada (t)	19.41	12.03	19.41	10.99	7.41
Peso Losada (ψ de ROM 1.1) (t)	7.38	7.38	7.38	7.38	7.38
Peso Berenguer (t)	NO	NO	NO	NO	NO
Rompe	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Kd Hudson	6.60	5.63	6.60	5.46	4.79
Hd_pie Hudson, Iribarren, Losada	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36
Hs_pie Van Der Meer, Berenguer	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
Relación Hmax_b/Hs_b					



Estos ejemplos permiten realizar análisis de sensibilidad de los distintos parámetros que influyen en la estabilidad de los cantos de un dique rompeolas, observando la importancia que tienen variables como el peso específico de los cantos, o el talud de diseño o construcción de la obra.

# EL DESARROLLO DE LAS INSTALACIONES PORTUARIAS EN EL EXTERIOR DE ISLA VERDE, CON LA SINGULARIDAD DE SU DIQUE EXENTO VERTICAL



Alfredo Carrasco<sup>1</sup> y Juan Pablo Pérez<sup>1</sup>

## ANTECEDENTES

### Situación geográfica del Puerto Bahía de Algeciras

Según los datos de tráfico, el Puerto Bahía de Algeciras se sitúa en la primera posición del ranking nacional, siendo la clave de su éxito su situación estratégica en el cruce de dos de las principales rutas de navegación mundiales (la este-oeste, que une Estados Unidos con Oriente a través del Canal de Suez, y la norte-sur, desde el norte de Europa hasta África y América Latina).



Figura 1. Principales rutas comerciales.

En las imágenes adjuntas puede apreciarse la inmejorable ubicación del Puerto Bahía de Algeciras respecto de esas rutas comerciales, así como las diferentes infraestructuras portuarias dispuestas a lo largo de la Bahía de Algeciras, procurando ésta un abrigo natural de sus aguas que permite desarrollar en su interior algunas de las operaciones portuarias sin necesidad de obras de abrigo.

---

<sup>1</sup> Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.



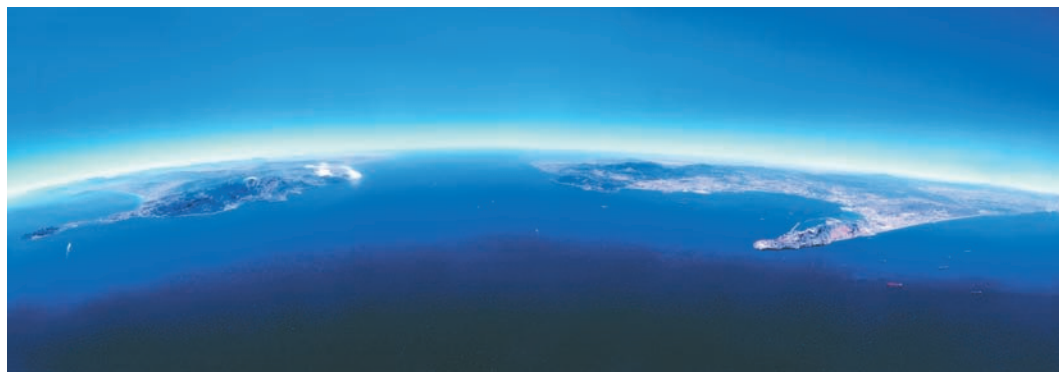


Figura 2. Vista del Estrecho de Gibraltar.

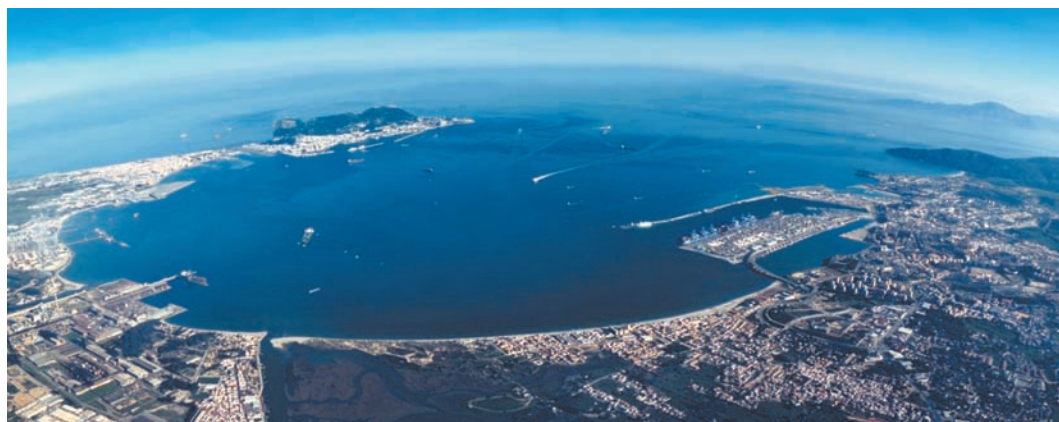


Figura 3. Vista de la Bahía de Algeciras.

## El Plan Director del Puerto Bahía de Algeciras

Actualmente el Puerto Bahía de Algeciras muestra síntomas claros de saturación al no poder atender las constantes demandas de espacio por parte de empresas interesadas en iniciar o ampliar su actividad en nuestras instalaciones. Esta situación fue ya prevista a finales de los noventa a la vista del éxito de las sucesivas ampliaciones del Muelle Juan Carlos I, donde actualmente opera MAERSK, inquietud que se tradujo en la elaboración de un Plan Director donde se definirían las grandes actuaciones a realizar por la Autoridad Portuaria en la Bahía de Algeciras para dar respuesta a las necesidades futuras.

Este Plan, que se consideró ambicioso en su día, y que terminó de redactarse en el año 2000, pronto hubo de ser matizado a la vista de los tráficos reales pues los crecimientos estaban siendo mucho mayores de lo estimado, lo cual dio lugar a una revisión del mismo cuya redacción concluyó en 2005. Si bien esta revisión afectó esencialmente a la programación de las diferentes fases en las que se habían

secuenciado los grandes desarrollos de infraestructuras portuarias en la bahía, respetando la definición en planta de las mismas, por lo cual este primer Plan supuso un documento clave para poner en marcha la ampliación de las instalaciones del puerto de forma ordenada y compatible con los crecimientos futuros.

En este caso nos centraremos en los desarrollos ubicados en la zona exterior a Isla Verde, donde se definía un crecimiento secuenciado en cuatro etapas, de las cuales tendrían especial relevancia las dos primeras al dar respuesta a las necesidades más acuciantes.

En las figuras adjuntas se aprecia la secuencia de fases tal y como se definían en el Plan del año 2000.

Resultaba de particular importancia la ubicación definitiva del dique de abrigo, pues era necesario definir una dársena abrigada con unas dimensiones aptas para acoger las nuevas generaciones de buques portacontenedores, que podrían alcanzar los cuatrocientos metros de eslora y cincuenta o más metros de manga. Esto obligaba a definir una dársena muy ancha que permitiera el reviro de estos grandes buques, si bien alejar el dique de la costa encarecía notablemente la obra al superar los cuarenta metros de profundidad en casi toda la longitud del mismo.

En el Plan Director se definió una solución de compromiso que sería matizada más tarde, al avanzar en los diferentes estudios que se realizaron para el diseño de la solución adoptada. Esta solución suponía la ejecución de una dársena cerrada por el sur, cuyo cierre se abriría posteriormente al ejecutar las siguientes fases para dar continuidad al dique de abrigo resultante.

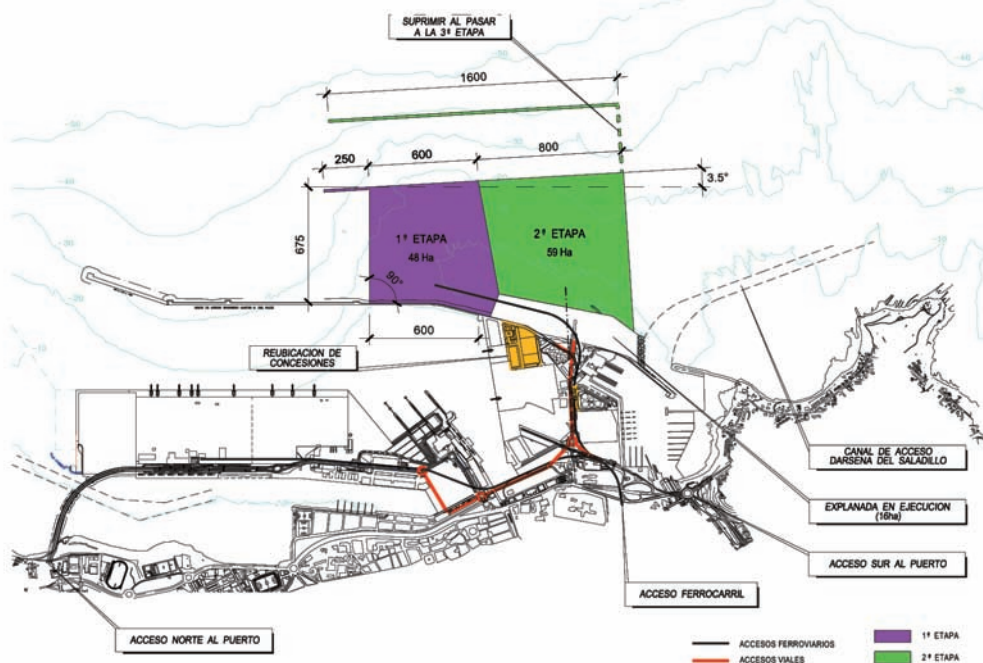


Figura 4. Plan Director de 2000. Fases 1ª y 2ª.

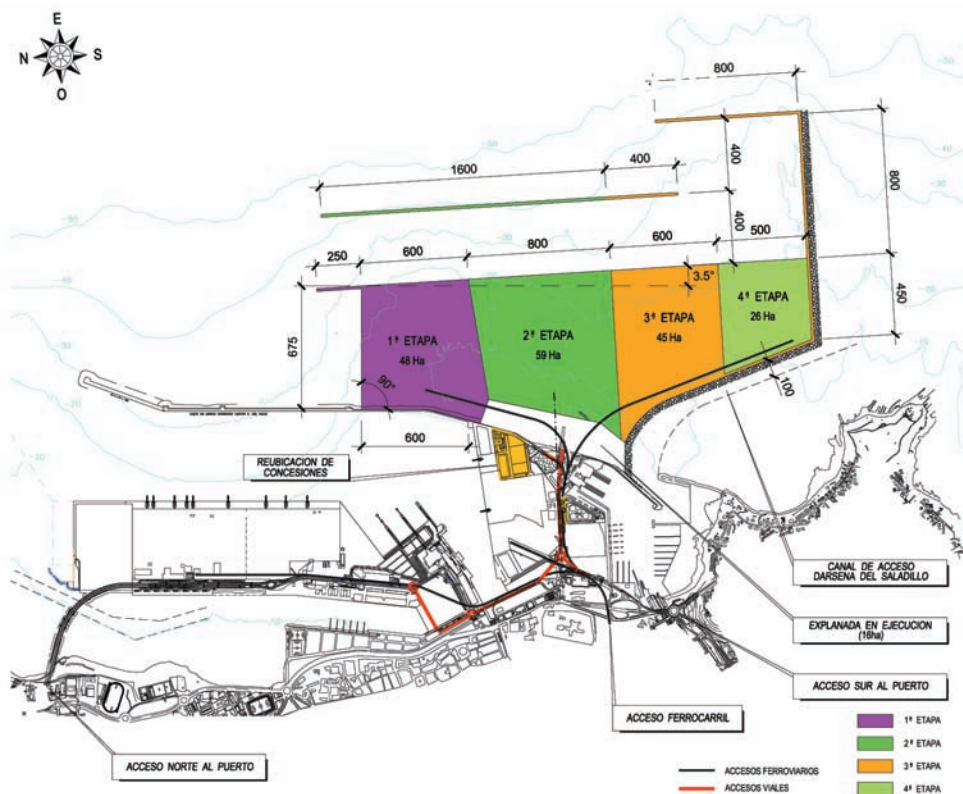


Figura 5. Plan Director de 2000. Desarrollo completo.

Con estas alineaciones definidas en planta se estaba en condiciones de iniciar la fase de estudios previos necesarios para definir los proyectos de construcción de las fases primera y segunda, siendo de especial relevancia la declaración de impacto ambiental.

## Estudio de impacto ambiental

Al mismo tiempo que se elaboraba el Plan Director se realizó una comparación de las distintas alternativas de ampliación considerando factores de índole técnico, financiero, medioambiental, socioeconómico, etc. para elegir la solución idónea dentro del estudio de impacto ambiental.

A partir de ambos documentos se elaboró el proyecto denominado "Desarrollo de las infraestructuras portuarias en el exterior del Muelle de Isla Verde", que sería un proyecto global que incluía las dos primeras fases del Plan Director, al objeto de someterlo al procedimiento de evaluación de impacto ambiental. Dicho procedimiento comenzó en diciembre de 2000 con la presentación ante el Ministerio de Medio Ambiente de la Memoria-Resumen del proyecto, finalizando en noviembre de 2002 con la publicación de la Declaración de Impacto Ambiental. A continuación se

resumen las principales alternativas contempladas en el estudio de impacto ambiental para la ampliación de Isla Verde.

### **Alternativa norte**

Contemplaba la ampliación del muelle del Navío Norte en 34,3 Ha. y el dique de abrigo actual en 600 metros formando un ángulo con el último tramo de 160°. Esta solución, que suponía la ampliación de la terminal de contenedores de Maersk, afectaría a la Playa del Rinconcillo haciéndola bascular hacia el sur y a la desembocadura del río Palmones como consecuencia de la variación de la dinámica litoral. La longitud de muelle generado era de 1.000 m, y la superficie de explanada de 34,3 Ha.

### **Alternativa sur (solución 1)**

Consistía en la ampliación de la zona sur del puerto hacia la Punta de San García constituyendo un muelle de 2.400 m y creando una explanada de 193 Ha. Esta solución ocupaba el litoral hasta la Punta de San García invadiendo la zona correspondiente a la dársena del Saladillo y la Playa del Chinarral conllevando una acusada afección territorial y ambiental.



Figura 6. EIA. Alternativa norte.



Figura 7. EIA. Alternativa sur (solución 1).

### **Alternativa sur (solución 2)**

Al igual que la Solución 1 suponía la ampliación de la zona sur del muelle hacia la Punta de San García pero con la diferencia de que respetaba el frente litoral evitando su ocupación. Consistía en construir una explanada limitada al este por un muelle de 18 metros de calado y 1.800 metros de longitud y dirección paralela al dique Ingeniero Castor R. del Valle, para por el sur y el norte cerrarlo con sendas motas de escollera de longitudes 400 y 550 m. La superficie de explanada generada era de 106,62 Ha. y la longitud de muelle 2.350 m.

## **Alternativa este**

Contemplaba la ampliación en la zona exterior del actual dique de abrigo Ingeniero Castor R. del Valle. Esta alternativa suponía una superficie total de 112,36 Ha. La alineación paralela a la costa sería de 1.750 m creando una dársena de 400 m de anchura entre cantiles. La longitud de muelle generado era 2.675 m y la superficie de explanada de 112,36 Ha.

La "Alternativa este" es la que realizaba la expansión menos agresiva para el entorno de la ciudad y ocupaba menos frente marítimo, resultando, por tanto, la opción más viable medioambiental y socialmente. Siendo ésta la alternativa seleccionada.



Figura 8. EIA. Alternativa sur (solución 2).



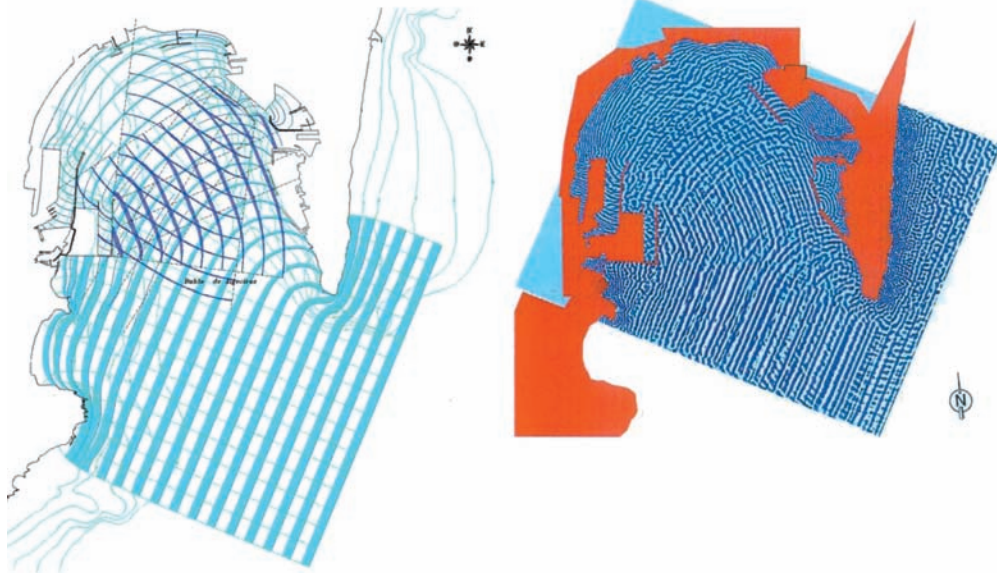
Figura 9. EIA. Alternativa este.

## **ESTUDIOS PREVIOS**

Una vez definida la imagen en planta de lo que serán los nuevos desarrollos en el exterior a Isla Verde, se iniciaron los estudios previos necesarios para la elaboración de los proyectos de licitación de las obras, destacando entre ellos los estudios de agitación y clima marítimo, la campaña geotécnica en alineaciones de diques y muelles, y los ensayos en modelo físico.

### **Agitación y clima marítimo**

Los ensayos de agitación eran fundamentales para garantizar la bondad del diseño propuesto en el Plan Director así como para afinar algunos aspectos como las longitudes de los diferentes diques, de forma que quedasen garantizadas unas adecuadas condiciones de explotación para el tráfico de contenedores. Para ello se contó con la colaboración del Centro de Estudios de Puertos y costas (CEPyC) en la elaboración de los correspondientes estudios de agitación con métodos numéricos, cuya principal complejidad residía en la necesidad de modelar toda la Bahía de Algeciras.



Figuras 10 y 11. Planos de oleaje y resultados de los modelos numéricos.

## Geología y geotecnia

Un primer encuadre geológico nos permitió aproximarnos a las formaciones de materiales autóctonos e interpretar el resto de estudios realizados para detectar posibles problemas. En general los terrenos de Algeciras están formados por un substrato terciario de buena capacidad portante, sobre el que se encuentra una capa de arenas de finas a medias en espesores poco importantes (uno a dos metros). Sin embargo se detectan zonas localizadas (paleo cauces) con espesores mayores de sedimentos (superando los diez metros) en los que se encuentran capas de limos arcillosos muy compresibles.

Este primer encuadre geológico fue de gran utilidad para la posterior interpretación de la campaña geofísica, cuyo objeto fundamental era el de detectar zonas con espesores importantes de sedimentos de forma que se pudiera programar la campaña geotécnica dando mayor importancia a esas zonas.

En la figura 12 se muestra una representación de la geología de la zona en la que pueden apreciarse estos paleo cauces en azul, afectando a las alineaciones de diques y muelles. La parte terrestre se corresponde con la hoja geológica a escala 1:50.000 de Algeciras mientras que las prolongaciones de las formaciones cuaternarias representadas en la zona marítima fueron estimadas a partir de la interpretación de la geofísica y la experiencia acumulada en la zona.

Para la campaña geotécnica, que necesariamente debía efectuarse off-shore, se empleó una pontona sobre la que se instaló un carro perforador con un sistema hidráulico con compensador de oleaje desde la que se realizaron 35 sondeos a

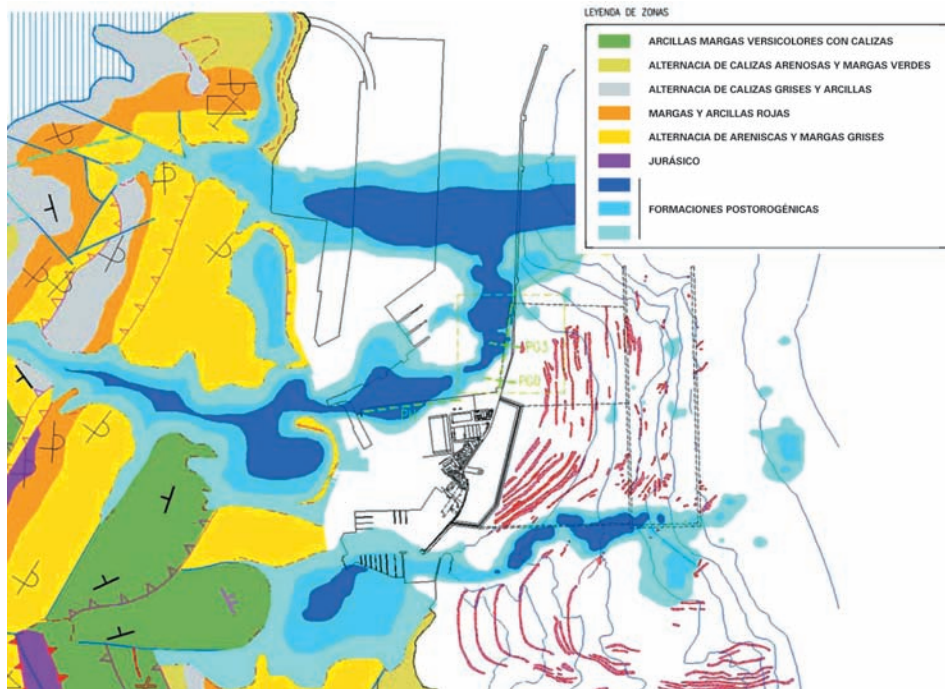


Figura 12. Encuadre geológico.



Figura 13. Detalles de la campaña geotécnica: pontona, útiles de perforación y muestras.

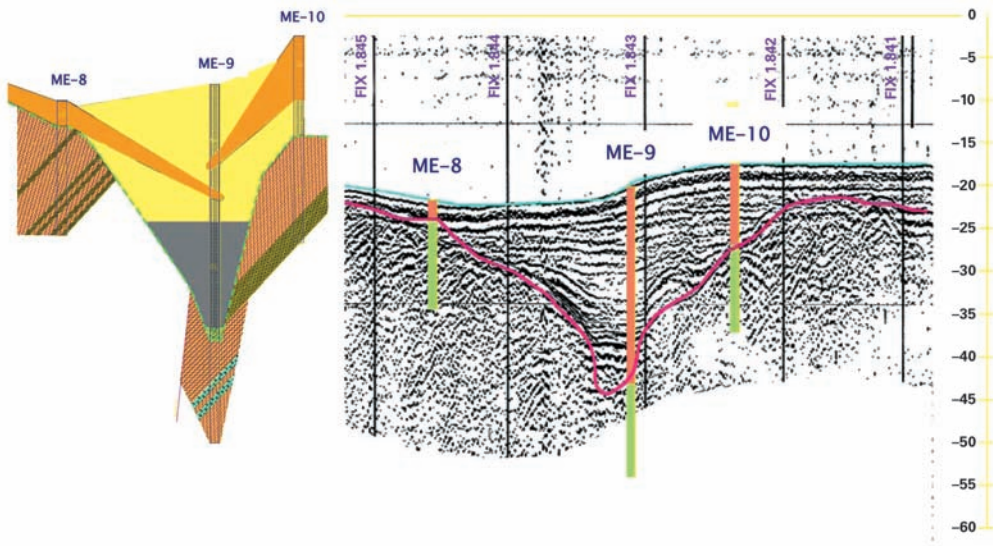


Figura 14. Correlación entre sondeos y geofísica.

lo largo de todas las alineaciones de diques y muelles, con cotas de inicio de perforación en algunos casos a la -40 metros. El diámetro de los sondeos tampoco era el habitual al alcanzar los 140 mm, lo que permitió la extracción de muestras de gran calidad para su caracterización y la realización de ensayos de laboratorio.

Debido a la naturaleza del terciario, formado por un flysch margo-areniscoso con zonas de alternancia de arcillas y calizas, se optó por la realización de ensayos presiométricos para su caracterización.

En las zonas de grandes espesores de sedimentos se realizarían más tarde campañas de piezoconos para caracterizar estos materiales y evaluar la necesidad de realizar mejoras del terreno bajo las banquetas de diques y muelles.

En las figuras se puede apreciar la buena correlación entre la campaña de sondeos y la geofísica.

### Ensayos en modelo físico

Una vez definidas las alineaciones de muelle, la ubicación del dique, y por tanto la configuración de la futura dársena, sería el factor determinante en los nuevos desarrollos de cara a efectuar los ensayos en modelo físico.

Siguiendo el esquema del Plan Director la dársena debía ser cerrada y parte del dique se demolería al continuar con la ampliación de las siguientes fases, lo cual presentaba el inconveniente de que la dársena quedaba con unos cuatrocientos



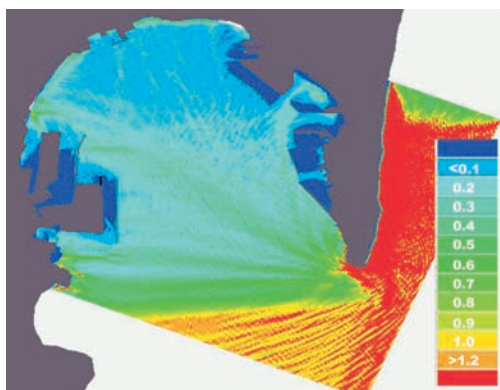


Figura 15. Resultados de los modelos numéricos.



Figura 16. Vista del modelo físico.



Figura 17. Ensayo de barcos atracados.

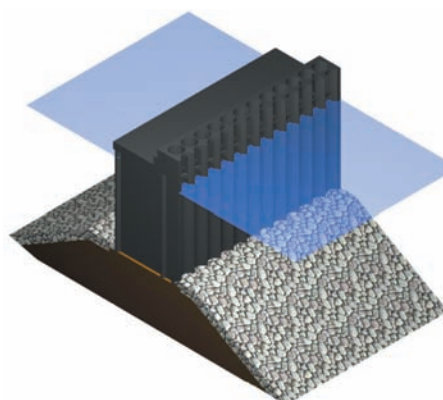


Figura 18. Imagen del dique proyectado.

metros de anchura, dificultando la maniobra de buques de última generación dentro de la misma, al margen de suponer una inversión que dejaría de ser productiva si las siguientes fases se llevasen a cabo.

Ante esta situación se planteó a iniciativa del CEPyC el estudio en modelo numérico de una configuración con el dique exento prolongándolo hacia el sur, para analizar la longitud que sería necesaria para garantizar la operatividad de la terminal de acuerdo a las exigencias de las normas ROM. Las ventajas de esta disposición resultan evidentes al dejar de ejecutar cuatrocientos metros de obra provisional que posteriormente habría que demoler, y reubicarlos en prolongación de la alineación como obra definitiva. Una muestra de los resultados se refleja en la figura 15.

En vista del éxito de la iniciativa en modelo numérico, se procedió a realizar los ensayos en modelo físico con esta nueva configuración de dique exento prolongándolo hacia el sur cuatrocientos metros (los mismos cuatrocientos metros que serían

necesarios en caso de acometer las fases tercera y cuarta del Plan Director).

En las figuras puede apreciarse el modelo físico en su conjunto realizando ensayos de barcos atracados, en los que se midieron movimientos y tensiones en amarras, comprobando las excedencias respecto de las recomendaciones del PIANC.

Otro de los aspectos analizados en modelo físico fueron los coeficientes de reflexión que se obtenían en los paramentos de diques y muelles tras realizar cámaras de disipación. Para ello se aprovechaba la geometría de las propias celdas perforando las paredes internas y externas de los cajones. En este aspecto Algeciras fue pionero al proponer esta solución para los cajones de muelle realizándose los ensayos en el CEPyC en noviembre de 2001.



Figura 19. Modelo físico del dique.

Los resultados ofrecían valores del coeficiente de reflexión en torno al 40% para oleajes de periodos cortos (menores de 8 segundos) y alturas de ola comprendidas entre 0,5 y 1 metro; en condiciones más severas el coeficiente ascendía al 60-70%. Estos valores son perfectamente válidos para las condiciones esperables en la dársena en caso de temporal por lo que estas cámaras ayudarían a reducir la agitación interior en cualquier caso.

Este éxito nos animó a realizar unos ensayos similares en la sección del dique de abrigo, con la particularidad de que en este caso la cámara afectaba al espaldón, obteniéndose coeficientes de entre el 40 y el 70% en función de la altura de ola, periodo y geometría de la cámara. De esta forma se reducía la afección del dique a la Bahía y en particular a las áreas de maniobra y fondeo.

## PROYECTOS EN ISLA VERDE EXTERIOR

El Desarrollo de Isla Verde Exterior se corresponde actualmente con las fases primera y segunda del Plan Director del año 2000, y consiste básicamente en la creación de una nueva dársena que dará servicio a unas 100 Has. de explanada en el exterior a la actual zona de Isla Verde. Esta superficie se ganará al mar mediante rellenos procedentes de dragado (productivos en su mayor parte al ganarse calado en las actuales dársenas del Puerto de Algeciras) y de préstamos.

Esta explanada se encuentra delimitada en su extremo Norte por un muelle de 17,50 metros de calado y una longitud de 680 metros; en su extremo Este por un muelle

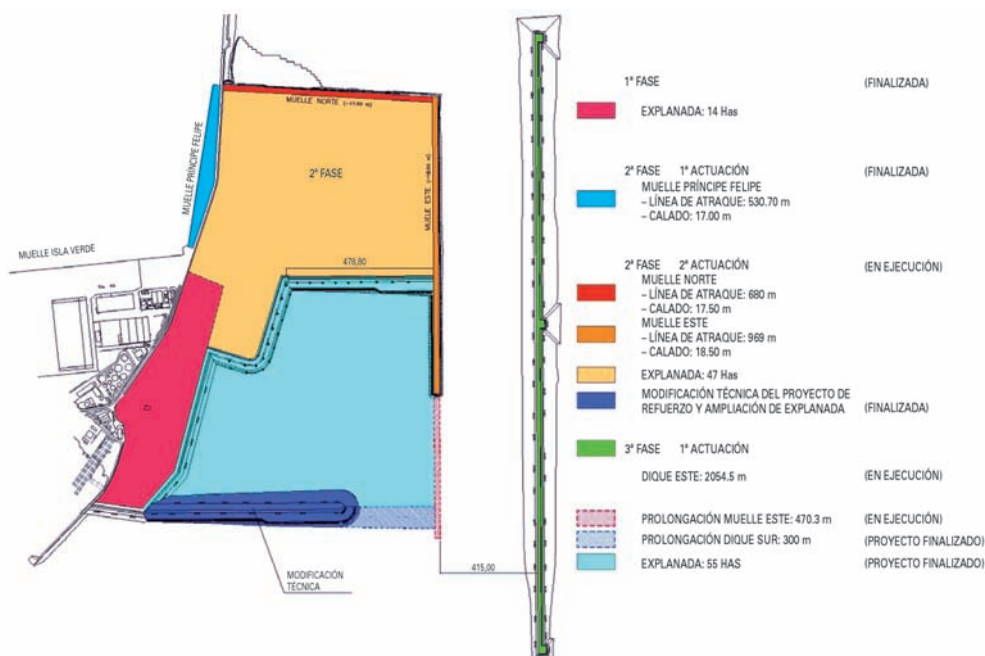


Figura 20. Planta general de fases.

de 18,50 metros de calado y una longitud de 1.540 metros; y en su extremo Sur por un dique en talud que protegerá la explanada de la acción del mar alcanzando una longitud de 890 metros. Al Oeste se encontraría la zona de Isla Verde del Puerto de Algeciras y el arranque del Dique Ingeniero Castor R. Del Valle, al que se ha adosado un muelle de pilotes de 530 metros de línea de atraque con un calado de 17,00 metros. Estos muelles y la nueva dársena a crear se protegerán de la acción del mar mediante un dique exento de 2.060 metros de longitud.

La ejecución de este gran proyecto se ha dividido en tres grandes fases, habiéndose finalizado la primera. Cada una de las siguientes fases se abordará, a su vez, en una o varias actuaciones, licitadas independientemente, pero enfocadas a conseguir dicho desarrollo final global. En la figura 20 se aprecia la obra proyectada y su desarrollo en fases.

### 1ª Fase. Mota y explanada

Esta fase está ya concluida y define una superficie de 16 Has. cuyo perímetro está resuelto con un núcleo de todo-uno y mantos de escollera de protección.

### 2ª Fase. Muelle y explanada exterior al dique junto a Isla Verde

Esta fase tiene como objetivo generar muelles y explanada que puedan ser puestas a disposición de futuros concesionarios mientras se ejecuta la 3ª Fase.

Por el volumen de las actuaciones previstas se ha dividido en las siguientes actuaciones:

## 2ª Fase, 1ª Actuación. Muelle adosado

El arranque del dique de abrigo Ingeniero Castor R. del Valle funcionaba como muelle por el interior si bien este muelle no resultaba adecuado para dar servicio a las nuevas explanadas del Desarrollo Exterior por su alineación quebrada en planta, su escaso calado y anchura, por lo que se vio la necesidad de modificar su actual alineación generando explanada y diseñando un nuevo muelle que se adaptara a las nuevas necesidades.

La solución adoptada fue un muelle de pilotes de  $-17,00$  m de calado y preparado para soportar tanto las acciones de las nuevas generaciones de grúas como los tiros de los amarres de los nuevos buques.

Esta actuación está terminada actualmente.

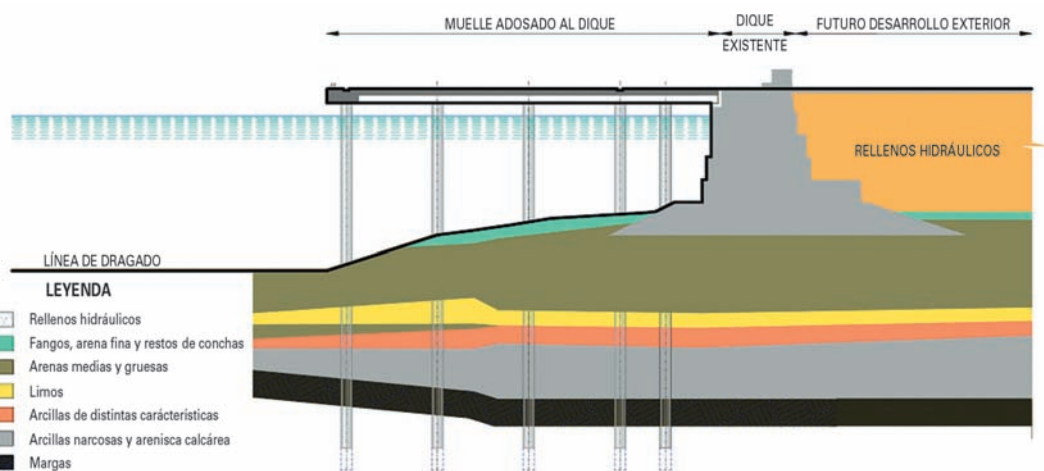


Figura 21. Muelle Príncipe Felipe.

## 2ª Fase, 2ª Actuación. Muelle y explanada

La siguiente actuación del Desarrollo consiste en general nuevos muelles y explanadas, creando un recinto cuyo perímetro será:

- La cara exterior del dique de abrigo donde se ha adosado el nuevo muelle.
- Dos alineaciones de muelle:

- Una primera perpendicular al dique de abrigo denominada Muelle Norte.
- Una segunda paralela al dique de abrigo denominada Muelle Este. En esta 2ª Fase este muelle funcionará como dique al no estar protegido por el futuro dique exterior definido en la 3ª Fase, aunque su función prevista es como muelle cuando se encuentre abrigado. Por tanto se corona con espaldón provisional, que se sustituirá por una viga cantil cuando el futuro dique exterior esté cumpliendo su función.
- Una mota de cierre perpendicular al nuevo Muelle Este y paralela al nuevo Muelle Norte. Esta mota de cierre marca la separación entre las explanadas a generar entre la 2ª y 3ª Fase del Desarrollo Exterior.
- Los muelles se resuelven con estructura de gravedad a base de cajones aligerados de hormigón armado. La mota de cierre se resuelve como dique en talud con materiales de cantera y piezas de hormigón prefabricado en su paramento exterior. En el extremo oeste del Muelle Norte se encuentra una zona sobre un paleo cauce con un espesor importante de sedimentos en los que se ha ejecutado un tratamiento a base de columnas de grava.

Al finalizar esta 2ª Actuación se habrá definido un recinto de 47 Has., coronando los rellenos a la cota +2,00 y con una mejora de explanada de 0,5 m terminada a la +2,5 m. En la figura se muestra la sección tipo del Muelle Este en ejecución.

El recinto generado se rellena hasta la cota -4,00 con materiales procedentes de dragados de distintas zonas interiores del Puerto de Algeciras y de zonas previstas a dragar en el desarrollo de Campamento. Los rellenos desde la cota -4,00 hasta la cota +2,00 se realizan por medios terrestres.

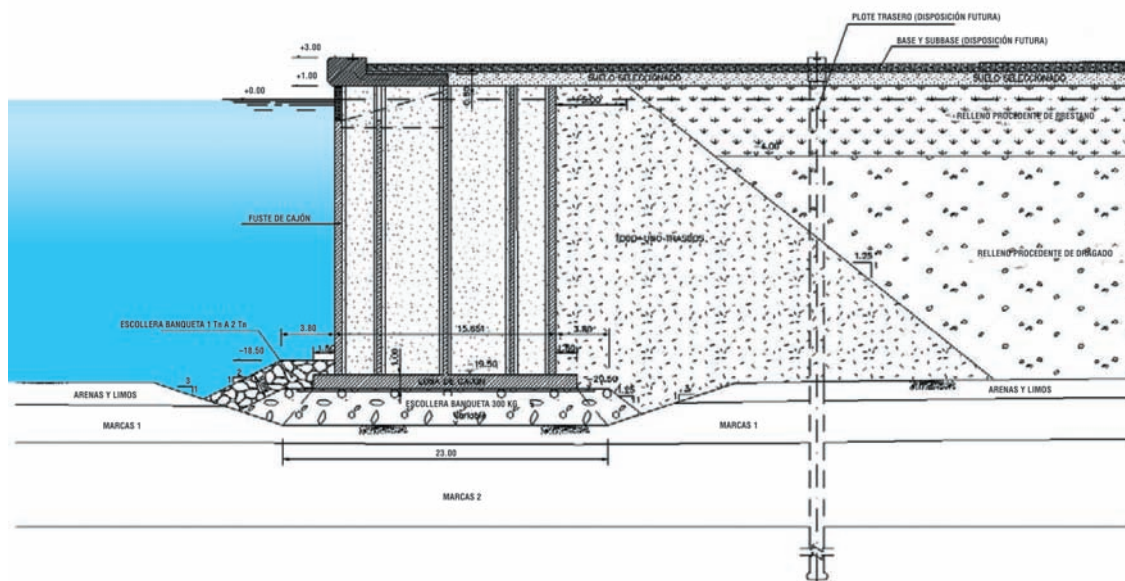


Figura 22. Muelle Este.

En esta fase se considera la consolidación de los rellenos de precarga y la mejora de explanada con 0,50 m de material de cantera. La coronación de explanada será a la cota +2,50. Esta actuación se encuentra actualmente en ejecución.

### ***Modificación técnica del proyecto de refuerzo y ampliación de explanada***

Este proyecto se planteó inicialmente como un avance de la 3ª Fase dadas las necesidades de explanadas que presentaba el Puerto de Algeciras, que se resolvían aumentando la explanada de la 1ª Fase en unas 10 hectáreas y protegiendo el contorno para garantizar la operatividad de dichas explanadas en caso de temporal.

No obstante el grado de avance del Desarrollo Exterior en su conjunto desaconsejaba realizar una inversión parcial que rápidamente quedaría englobada dentro de la explanada de la 3ª Fase. La modificación técnica consiste por tanto en una realineación del dique ejecutándose como obra definitiva en lo que será el cierre sur de la explanada de la 3ª Fase. Para ello se emplea un dique en talud con núcleo de todo uno de cantera, filtros de escollera y un manto principal monocapa ejecutado con piezas especiales.

Esta actuación se encuentra actualmente finalizada.

### **3ª Fase. Dique de Abrigo, nuevos muelles y explanada**

Esta fase se divide en tres actuaciones y presenta un esquema similar a la fase anterior si bien incluye el dique de abrigo.

#### ***1ª Actuación: Dique de abrigo***

Se ha proyectado un dique vertical resuelto mediante una estructura de gravedad con cajón aligerado de celdas apoyado sobre banqueta de materiales de cantera. Este dique se dispone en una única alineación recta perpendicular a la dirección este variando la cota actual del fondo en el eje del dique desde la -43 en su extremo norte, a la -28 en su extremo sur. En la figura se muestra la sección tipo del proyecto de licitación.

La cara exterior de los cajones presenta caras abiertas y aligeradas en su tramo superior para producir disipación de la energía del oleaje incidente y reducir el reflejado tal y como se expuso en los apartados anteriores. A esta tipología de caras abiertas y aligeramientos se le da continuidad en el espaldón.

Los cajones se coronarán en su lado mar con la superestructura del espaldón que corona a la +7,50 y en su lado interior con la viga cantil que corona a la +3,50.

En el extremo sur se encuentra una zona de paleo cauce con un espesor importante de sedimentos en los que se ha diseñado un tratamiento de columnas de grava.

Esta actuación se encuentra actualmente en ejecución.

## **2ª Actuación: Prolongación Muelle Este**

La prolongación del Muelle Este se resuelve con estructura de gravedad a base de cajones de hormigón aligerado apoyado en banquetas de escollera. Si bien este esquema simple de estructura de muelle debe ser nuevamente mejorado debido a que la alineación del muelle corta un paleo cauce que está relleno por formaciones cohesivas poco competentes, presentando la zona donde se ubica profundidades que alcanzan los veintisiete metros.

Estos condicionantes geotécnicos y batimétricos imponen la necesidad de aumentar los anchos de las banquetas y de realizar una mejora de las formaciones cuaternarias a base de columnas de grava.

Por todo ello las obras a realizar son:

- Columnas de grava para mejora de los terrenos en los que se asentará la estructura del muelle.
- Banqueta de escollera.
- Enrase de grava a la cota  $-20.50$ , que define la superficie de asiento del cajón.
- Fondeo y relleno del cajón.
- Trasdosado de cajón con todo uno de cantera.

Esta actuación se encuentra actualmente en ejecución.

## **3ª Actuación: Rellenos y explanada**

Realizada la prolongación del Muelle Este y parte de la prolongación de la mota del cierre Sur de las explanadas se define una piscina protegida que se rellenará con materiales procedentes de préstamos o de dragados autorizados. Estos rellenos se realizarán adaptándose a las necesidades de utilización de explanadas.

Además de la ejecución de los rellenos deberán realizarse obras de:

- Precarga para mejorar los rellenos.
- Formación de explanadas a base de capas de suelo seleccionado y todo uno.
- Prolongación de la mota de cierre Sur hasta su encuentro con la alineación del muelle Este.

Esta actuación se encuentra actualmente con el proyecto terminado.

## **Elaboración de los proyectos**

Para la elaboración de los proyectos anteriormente expuestos se emplearon los diferentes métodos de cálculo propuestos por las normas ROM, así como programas de equilibrio límite para la estabilidad global (SLOPE).

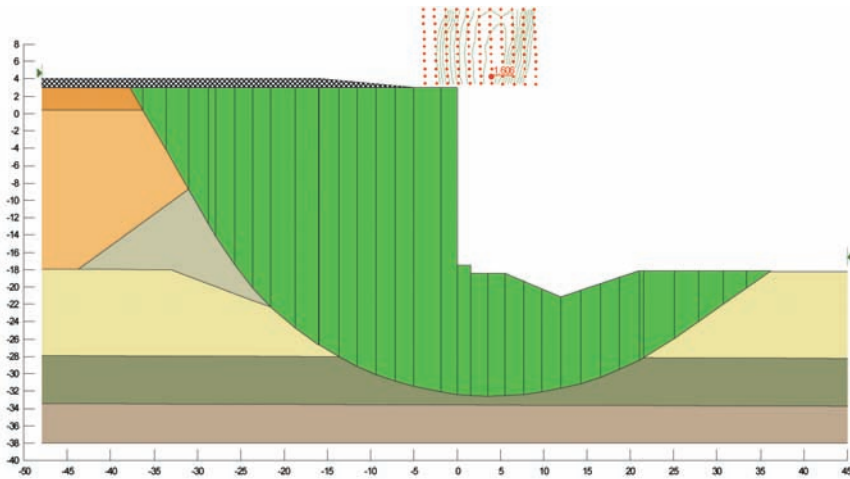


Figura 24. Estabilidad global.

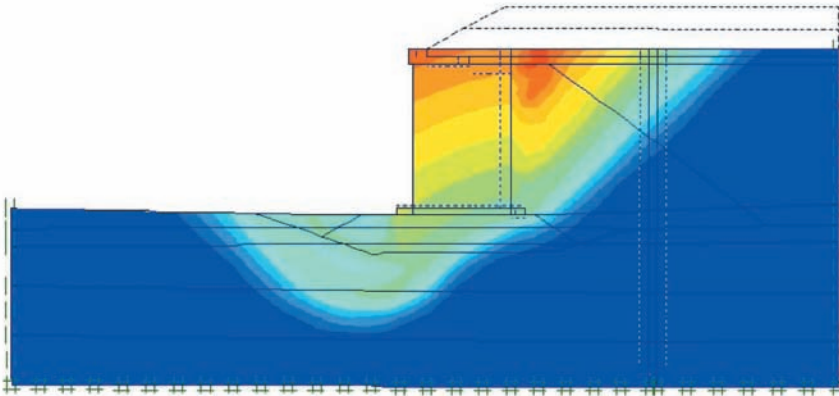


Figura 25. Modelo empleando métodos numéricos.

Dada la complejidad de algunas secciones se emplearon también métodos numéricos por elementos finitos (PLAXIS) para garantizar que se detectaban las superficies de rotura pésimas.

## SITUACIÓN ACTUAL DE LAS OBRAS

### 1ª Fase. Mota y explanada

Las mediciones básicas de esta obra una vez terminada son:

- 343.830 m<sup>3</sup> de material de cantera.
- 609.385 m<sup>3</sup> de rellenos.

La inversión realizada fue de 7.557.510 €.



## 2ª Fase. Muelle y explanada exterior al dique junto a Isla Verde

### 2ª Fase, 1ª Actuación. Muelle adosado

Las mediciones básicas de esta obra una vez terminada son:

- 500.020 m<sup>3</sup> de dragados.
- 500.410 m<sup>3</sup> de rellenos.
- 4.692 ml de pilotes de 1,80 metros de diámetro.
- 761 ml de pilotes de 1,50 metros de diámetro.
- 2.143.710 kg de acero en pilotes.
- 23.216 m<sup>3</sup> de hormigón en superestructura.
- 2.225.740 kg de acero en superestructura.

La inversión realizada fue de 19.563.243 €.

### 2ª Fase, 2ª Actuación. Muelle y explanada

En las figuras se aprecia el avance de la obra en julio de 2005.



Figura 26. 2ª Fase, 2ª Actuación. Julio de 2005.



Figura 27. Detalle del cajonero.



Figura 28. Movimiento de precarga.

Las mediciones básicas del presupuesto de esta obra actualmente en ejecución son:

- 3.223.760 m<sup>3</sup> de dragados.
- 5.731.330 m<sup>3</sup> de rellenos.
- 2.795.000 m<sup>3</sup> de movimientos de rellenos en precarga.
- 1.616.060 m<sup>3</sup> de material de cantera.
- 164.200 m<sup>3</sup> de hormigón.
- 11.632.880 kg de acero.
- 4.699 ml de columnas de grava.

El presupuesto de inversión vigente es de 97.009.282 €

### ***Modificación técnica del proyecto de refuerzo y ampliación de explanada***

Las mediciones básicas del presupuesto de esta obra una vez terminada son:

- 126.440 m<sup>3</sup> de rellenos.
- 76.924 m<sup>3</sup> de recuperación de material de cantera de diques existentes.
- 211.733 m<sup>3</sup> de material de cantera de aportación.
- 43.201 m<sup>3</sup> de hormigón.

La inversión realizada fue de 10.920.000 €



Parque de prefabricados



Acopios de escollera



Manto principal de piezas especiales

Escollera de 1 a 3 Tn



Figura 29. Detalles de la ejecución del dique.

## Avance de la segunda fase

En la siguiente figura se aprecia el avance de la obra en septiembre de 2005.



Figura 30. Avance de las obras. Septiembre de 2005.



Figura 31. Avance de las obras. Septiembre de 2006.

Sobre la figura 30 se han superpuesto las diferentes fases del Desarrollo Exterior de forma que se pueda apreciar el grado de avance respecto de la planificación prevista en septiembre.

Actualmente se ha completado el vertido de materiales procedentes de dragado dentro del recinto de la explanada. Por otra parte se está avanzando en relleno con material de préstamo y en la precarga, siendo éstas las actividades críticas de la obra. Una vez retirada la precarga se avanza con la superestructura de los muelles y mejora de explanada en coronación con todo uno de cantera. La imagen muestra el estado de la obra en septiembre de 2006.

### **3ª Fase. Dique de Abrigo, nuevos muelles y explanada**

#### ***1ª Actuación: Dique de abrigo***

La obra del dique de abrigo se adjudicó a una de las variantes presentadas al concurso de licitación, presentando algunas variaciones respecto de la sección tipo del proyecto base elaborado por la Autoridad Portuaria. Las variaciones afectan fundamentalmente al cajón tipo cuyas dimensiones se amplían considerablemente al pasar de un puntal de 24,70 metros a 36,50 metros.

De esta forma la cota de fondeo de cajones será la -35,00 metros en las zonas de mayor cota batimétrica, por lo que se reduce notablemente el volumen de material de cantera necesario para la banqueta de cimentación.

Esta mayor altura del dique vertical requiere a su vez un aumento del ancho del mismo para asegurar la estabilidad lo cual es también un factor que se valoró positivamente en el proceso de adjudicación al contar con un mayor ancho de maniobra en la superestructura, lo cual facilita su puesta en explotación.

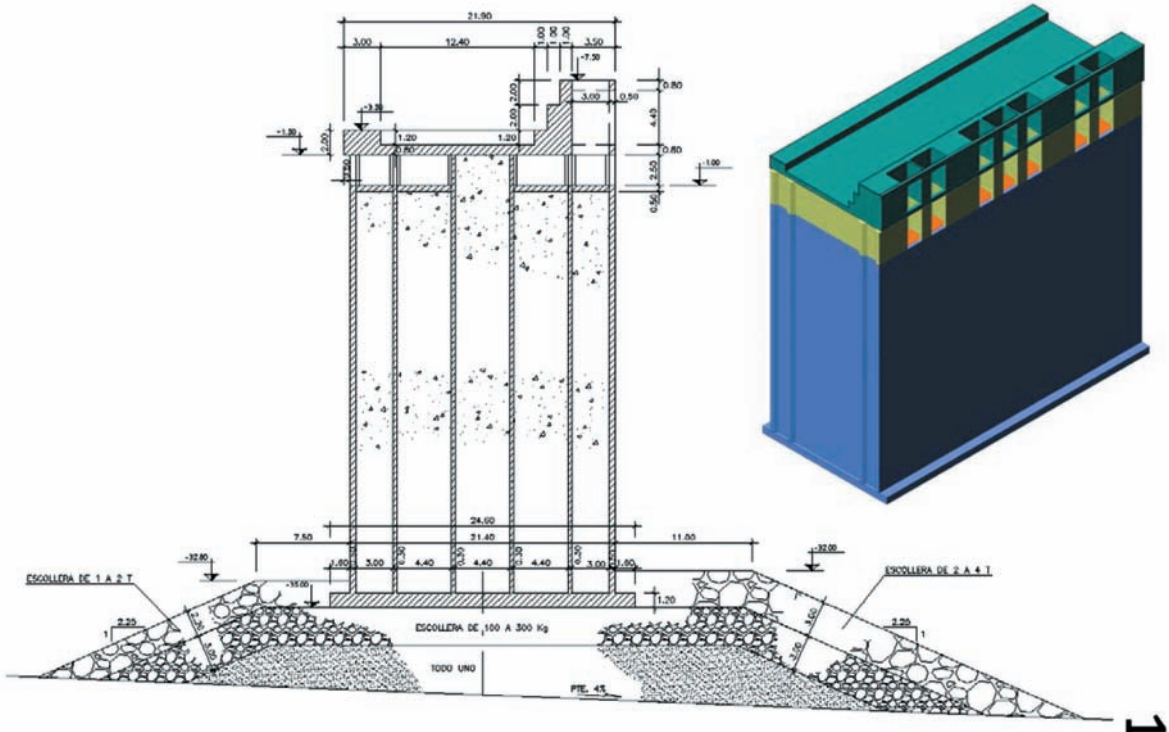


Figura 32. Sección tipo del dique. Proyecto variante.

También aumenta la eslora de los cajones de forma que se reduce el número de unidades a fondear. Las principales variaciones así como las secciones tipo se muestran en la figura 33.

	Proyecto de licitación	Proyecto variante
Cota de fondeo:	-23,20 m	-35,00 m
Puntal del cajón:	24,70 m	36,50 m
Anchura en fuste:	16,70 m	21,40 m
Nº de cajones:	51 uds.	43 uds.
Material de cantera:	2,7 Mm <sup>3</sup>	0,9 Mm <sup>3</sup>

Recientemente se ha realizado una campaña de piezoconos en la zona del paleo cauce (mayores espesores de sedimentos) con la idea de caracterizar mejor los materiales y reconsiderar el diseño de las columnas de grava proyectadas como tratamiento de mejora del terreno.

Las mediciones básicas del presupuesto de esta obra actualmente en ejecución son:

- 865.853 m<sup>3</sup> de material de cantera.
- 407.545 m<sup>3</sup> de hormigón.
- 34.582.995 kg de acero.
- 26.530 ml de columnas de grava.

El presupuesto de inversión vigente es de 107.183.932 €.

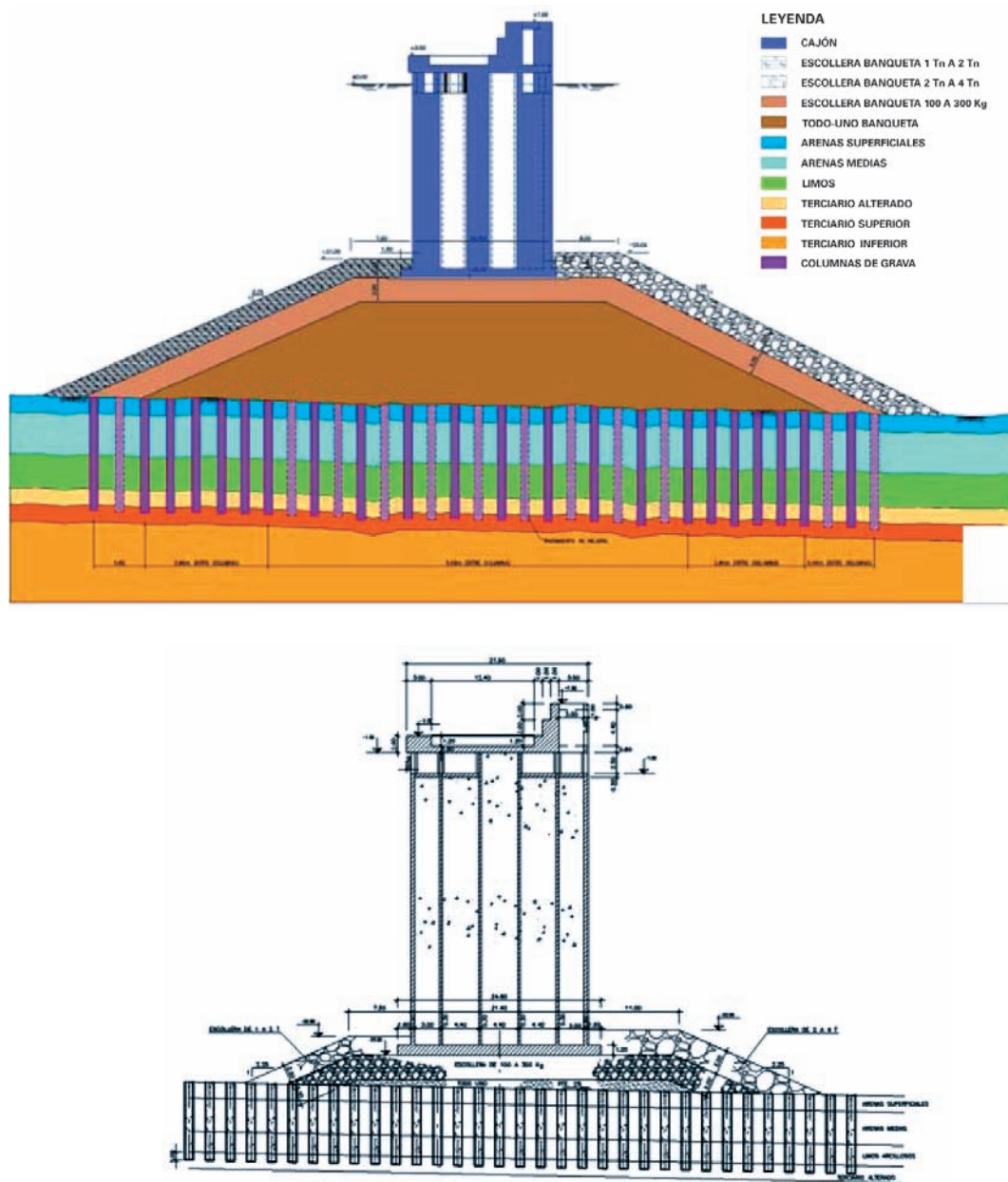


Figura 33. Comparativa de secciones tipo.

## 2ª Actuación: Prolongación Muelle Este

La sección tipo de este muelle no varía sensiblemente de la sección mostrada anteriormente para el Muelle Este, si bien será necesario ejecutar columnas de grava como se expuso anteriormente.

Las mediciones básicas del presupuesto de esta obra actualmente en ejecución son:

- 392.229 m<sup>3</sup> de material de cantera.
- 42.613 m<sup>3</sup> de hormigón.
- 3.598.492 kg de acero.
- 15.600 ml de columnas de grava.

El presupuesto de inversión vigente es de 16.695.041 €.

### **3ª Actuación: Rellenos y explanada**

Las mediciones básicas del presupuesto de este proyecto son:

- 7.587.726 m<sup>3</sup> de rellenos.
- 3.250.000 m<sup>3</sup> de movimientos de rellenos en precarga.
- 1.010.884 m<sup>3</sup> de material de cantera.
- 34.585 m<sup>3</sup> de hormigón.

El presupuesto de inversión previsto es de 85.000.000 €.

## **RESUMEN DE LA INVERSIÓN A REALIZAR EN ISLA VERDE**

En el cuadro siguiente se resume el estado actual de las inversiones relacionadas con el Desarrollo Exterior.

	<b>Finalizada</b>	<b>Prevista</b>
<b>1ª Fase (FINALIZADA)</b>		
<b>Inversión total en 1ª Fase</b>	<b>7.557.510,48 €</b>	
<b>2ª Fase (EN EJECUCIÓN)</b>		
1ª Actuación: Muelle Príncipe Felipe	19.563.242,52 €	
2ª Actuación: Muelle y explanada		97.009.282,04 €
Modificación técnica ampliación explanada	10.919.999,36 €	
<b>Inversión total en 2ª Fase</b>		<b>135.050.034,40 €</b>
<b>3ª Fase (EN EJECUCIÓN)</b>		
1ª Actuación: Dique de abrigo		107.183.931,72 €
2ª Actuación: Prolongación Muelle Este		16.695.041,20 €
3ª Actuación: Cierre Dique Sur y explanada		85.000.000,00 €
<b>Inversión total en 3ª Fase</b>		<b>208.878.972,92 €</b>
<b>Total de inversión en fases del Desarrollo Exterior</b>		<b>343.929.007,32 €</b>
<b>Otras infraestructuras (básicas, de conexión y suministro)</b>		
<b>Inversión total en otras infraestructuras</b>		<b>35.000.000,00 €</b>
<b>Total de inversión en el Desarrollo Exterior</b>		<b>378.929.007,32 €</b>



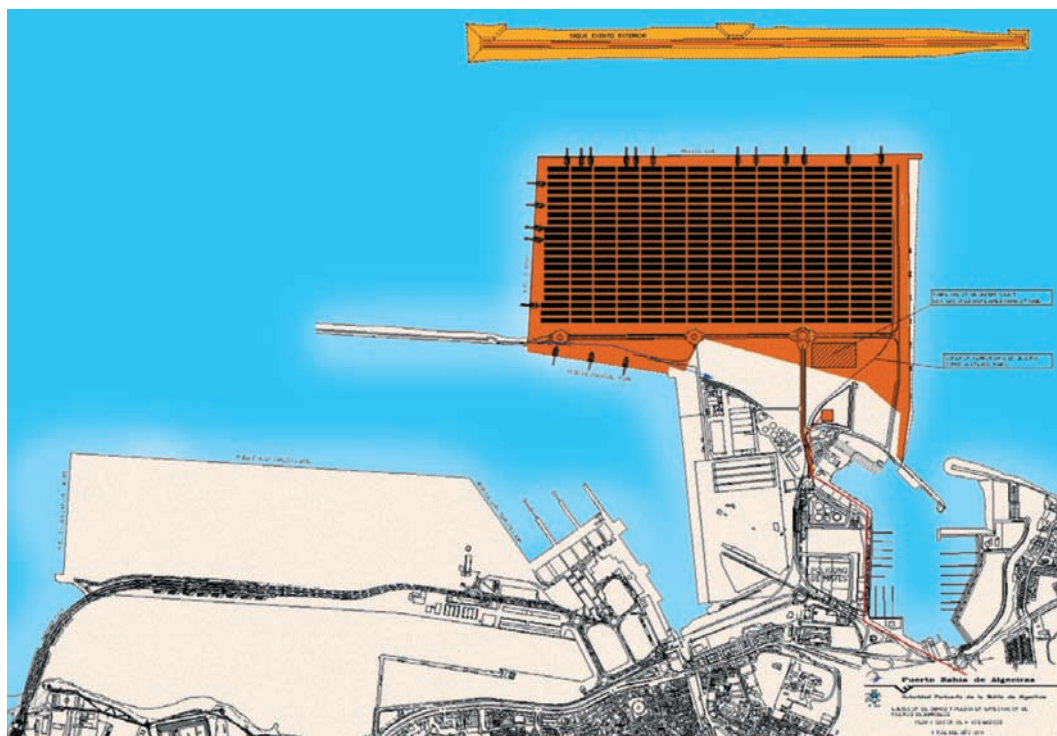


Figura 34. Planta prevista para el año 2010.

## PLANTA PREVISTA PARA EL AÑO 2010

Una vez vayan finalizando las diferentes obras se irán acometiendo las actuaciones complementarias necesarias para adaptar la explanada a su empleo como terminal de contenedores, así como los accesos viarios y ferroviarios, estando prevista la puesta en explotación de todo el Desarrollo Exterior para el año 2010.

## Parte segunda

### **COSTAS**

- La planificación y gestión integrada de las áreas litorales en la Bahía de Algeciras: su complejidad
- Actuación experimental con diques modulares en Santa María del Mar (Cádiz). Redes neuronales, socavación y licuefacción de arenas
- Seguimiento de la evolución del medio físico y las comunicaciones biológicas en la zona afectada por la extracción de arenas en Cabo Vidio (Asturias)
- Nuevas recomendaciones para la gestión del material dragado
- Estudios ecocartográficos en el litoral español
- Aprovechamiento y explotación de la información de los SIG's para la gestión de zonas portuarias y costeras
- Planes Directores de gestión de la costa



# LA PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN INTEGRADA DE LAS ÁREAS LITORALES EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS: SU COMPLEJIDAD



Gregorio Gómez Pina<sup>1</sup>

## INTRODUCCIÓN

En la Bahía de Algeciras concurren toda una serie de características que hacen que la planificación y gestión integrada de sus áreas litorales (PGIAL), de relativa poca extensión, sea de gran complejidad, desde distintos puntos de vista (físico, natural, social, económico, técnico, administrativo, competencial, entre otros). Sus aguas, relativamente bien abrigadas, acogen toda una serie de actividades que necesitan ser planificadas y gestionadas de una forma integral y sostenible, destacándose entre las principales actividades desarrolladas en su bahía, las siguientes: a) Portuaria b) Industrial c) Energética d) Turística e) Pesquera f) Deportiva.

Como problemas específicos encontrados en sus áreas litorales destacamos los siguientes:

- Medioambientales, asociados a las actividades portuarias e industriales.
- Contaminación marina.
- Tráfico marítimo y contingencias asociadas.
- Erosión en sus playas (Palmones, Rinconcillo, Poniente, Guadarranque, La Línea, Getares).
- Daños en el sistema dunar del Rinconcillo.
- Degradación de sus dos estuarios: Palmones y Guadarranque.
- Navegabilidad demandada en el río Palmones por el colectivo local.
- Renovación de aguas
- Problemática asociadas al dominio público marítimo-terrestre y zona de servidumbre.
- Planificación urbanística.

---

<sup>1</sup> Demarcación de Costas Andalucía Atlántico-Cádiz.

## OBJETIVO

El objetivo principal de esta ponencia es el de exponer la problemática asociada a la planificación y gestión integrada de las áreas litorales de la Bahía de Algeciras y su complejidad real, así como la necesidad y beneficios derivados de su ordenación, sobre la base de la experiencia acumulada en la Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico, a través de sus Servicios de Gestión del Dominio Público y de Proyectos y Obras, incluida la participación en varios sucesos de contingencias marítimas allí ocurridos.

## DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y DE LAS ÁREAS LITORALES DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS

El conocimiento de la morfología de la zona de estudio, en este caso, de la Bahía de Algeciras, es de gran importancia, como paso previo para la PGIAL de la Bahía de Algeciras. En particular, el análisis detallado de la evolución histórica de su medio físico va a ser una herramienta de ayuda para entender los cambios morfológicos introducidos en el litoral y las consecuencias derivadas, desde distintos puntos de vista. El "Estudio Batimétrico y de Dinámica Litoral de las Playas del Rinconcillo y Palmones, T.M. de Algeciras y Los Barrios"; Asistencia Técnica contratada por la Dirección General de Costas a la empresa PROINTEC (Escartín y Gómez-Pina, 2005),



Figura 1. Vista aérea Bahía de Algeciras.

constituye un documento técnico muy actualizado, en donde de forma científica y detallada se analiza, entre otras cosas, la evolución histórica de los elementos claves que constituyen el medio físico de la Bahía de Algeciras: su puerto, las playas del Rinconcillo y Palmones, así como la desembocadura del río Palmones. A ello habría que añadirle la recientemente contratada A.T. para el estudio de soluciones de la playa de Poniente, en La Línea, en donde se estudiarían diversas alternativas para mejorar la “forma” de la playa (excesivamente ancha en un lado y escasa en otra), teniendo en cuenta las obras próximamente a contratar de la APBA. En la figura 1 se muestra una vista aérea de la Bahía de Algeciras

De esta vista aérea destacamos las *principales áreas litorales* que van a ser importantes a la hora de analizar la complejidad en su gestión:

- **Áreas portuarias:** Son todas las asociadas a la Autoridad Portuaria de la Bahía de Cádiz (APBA). Sus sucesivas ampliaciones, en un medio físico tan limitado, han introducido alteraciones en las áreas costeras de la bahía, unas de mayor importancia que otras. En 1969 se aprueba un Plan General Comarcal, que junto con las medidas que aún se seguían tomando para el desarrollo local, infraestructuras, polígonos industriales, etc., inicia el verdadero auge de la comarca. A comienzos de la década de los 80 se plantea un debate en torno a las influencias territoriales y económicas, que supondría la instalación de un superpuerto en la Bahía de Algeciras, promovido desde el Gobierno central, que se enfrentaba a la ordenación de usos y suelos propuesta por los distintos municipios afectados. El ámbito portuario, ha ido creciendo espectacularmente, con las limitaciones físicas que la propia bahía ofrecía, que impedía su crecimiento radial respecto al arco de la bahía, y obligándole a ser concéntrico.

Este crecimiento, en una casi permanente pugna con los municipios costeros y con el propio medio marino, parece llegar por el momento a uno de sus topes naturales, quedando en principio limitado a la última ampliación del Muelle del Navío, ya ejecutada en parte, y al futuro del muelle de Crinavis, y a la implantación de un verdadero hinterland de apoyo. Por este motivo, la APBA está abordando toda una serie de ampliaciones a sus instalaciones portuarias para dar respuesta a las previsiones de crecimiento del tráfico portuario que sitúan la saturación de las actuales instalaciones en el 2007. De forma complementaria a la potenciación de las instalaciones portuarias de Campamento, la APBA está redactando el proyecto “Desarrollo de las infraestructuras Portuarias en el exterior de Isla Verde”. Dicho proyecto se encuentra enclavado en la zona Este del Puerto de Algeciras, en la zona exterior del dique de abrigo. En la figura 2 se indican las sucesivas ampliaciones del Puerto de Algeciras.

Alguna de las ampliaciones de los diques (principalmente la del año 1999) han desencadenado una serie de alteraciones que afectan fundamentalmente a la playa del Rinconcillo, especialmente en su extremo septentrional. Desde el punto de vista de la gestión costera, la relativamente reciente desafectación del dominio público portuario a dominio público marítimo terrestre, gestionado por la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico, ha hecho que se parta de un modelo de planificación ya establecido, en muchas ocasiones contrario a los criterios del Ministerio de Medio Ambiente e incluso a la Ley de Costas (ocupación del dpmt, de sus zonas de servidumbre, etc, que se discutirán más adelante).

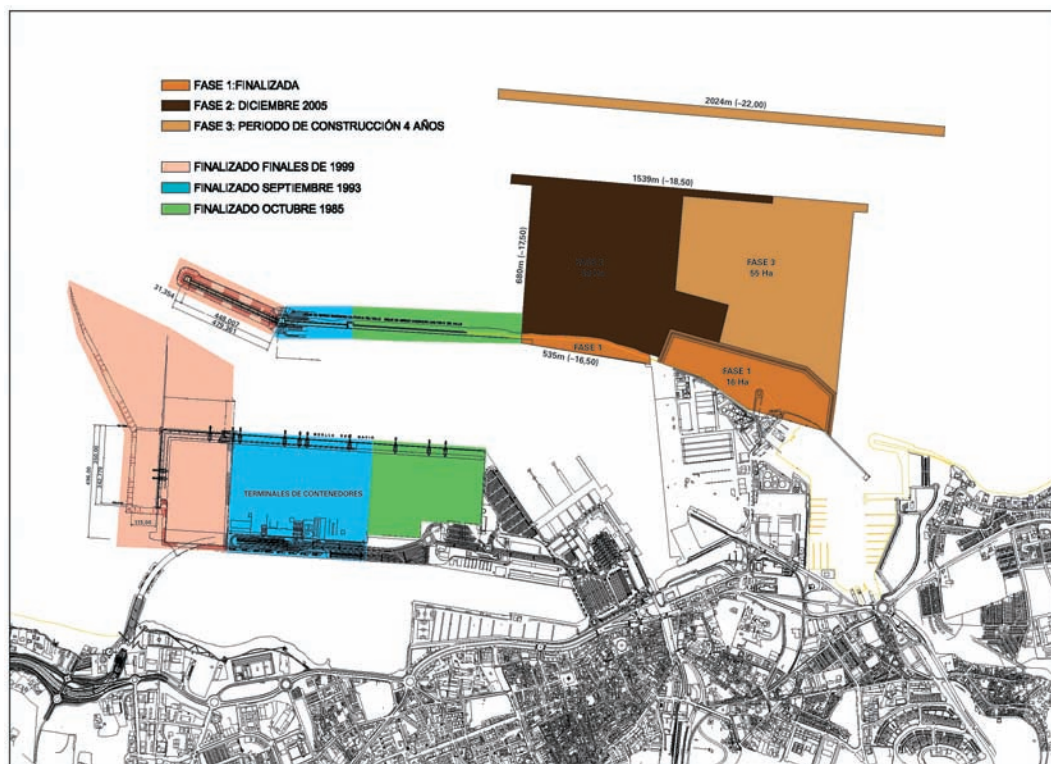


Figura 2. Evolución del Puerto de Algeciras.



Figura 3. Playas del Rinconcillo (T.M Algeciras) y Palmones (T.M. Los Barrios).

- Playas:** Las cuatro playas principales que conforman el interior de la Bahía, El Rinconcillo, Palmones, Guadarranque y Poniente, pertenecen a cuatro términos municipales diferentes (Algeciras, Los Barrios, San Roque y La Línea), lo que en términos generales añade cierta complejidad en la gestión de su litoral. Las playas del Rinconcillo y Palmones pertenecen a la misma unidad fisiográfica, separadas por la desembocadura del río Palmones, paraje natural, cuya belleza resalta aún más dentro del enclave industrial y el ámbito portuario de la bahía. La playa de Getares también se incluye, en cuanto ha sido zona portuaria, si bien está ubicada en la parte exterior de la Bahía de Algeciras, analizándose, para seguir un orden, al final.

La Playa de Guadarranque se encuentra “encajonada” entre el espigón de la Central Térmica de Los Barrios y la Terminal de CEPSA (Guadarranque), formada, al igual que la playa de Palmones, por la confluencia de las dinámicas fluvial y marina. Aunque el enclave de esta playa se encuentra alterado y constreñido por los focos industriales que le rodean, no deja de ser un “pulmón de oxígeno” para la pedanía de Guadarranque.



Figura 4. Playa de Guadarranque.



Figura 5. Playa de Levante de La Línea.



Finalmente, la playa de Levante de La Línea, constituye una playa de fondo de saco de la bahía, creada artificialmente en una actuación conjunta de Puertos y Costas, aprovechando la construcción de un espigón para el abrigo de embarcaciones pesquero-deportivas, y la aportación de arena.

Esta playa, orientada a los frentes de onda refractados-difractados que penetran en la bahía, presenta un ancho considerable en el apoyo del espigón (excesivo), y una falta de playa seca en el extremo opuesto, mermada todavía más, por el diseño de la carretera de entrada a La Línea y Gibraltar, con una protección de escollera de defensa del paseo marítimo en dicho extremo, frente a las obras de ampliación del puerto de Crinavis.

Aunque no va ser tratada en esta ponencia, habría que hablar de la Playa de Punta Mayorga, en zona portuaria, pero con graves problemas de ocupación e incluso de estabilidad, por las profundidades existentes a pie de playa.

- **Dunas del Rinconcillo y Palmones:** Además de contribuir a la defensa de sus playas- barrera, forman uno de los pocos sistemas dunares que quedan en el Mediterráneo. El cordón dunar existente en la zona más septentrional de la Playa del Rinconcillo, se encuentra muy degradado, en el tramo más cercano a la desembocadura del río Palones. Las pérdidas de material acaecidas en esta zona del perfil de playa seca, permiten constatar la fragilidad de esta zona, por medio de un descenso de cota y de área dunar, lo que acaba convirtiéndose en una pérdida de sus características defensivas del frente costero. Como se deduce del estudio realizado por PROINTEC, la pérdida de material constatada en el cordón dunar, es fruto



Figura 6. Vista del extremo del cordón dunar de la playa del Rinconcillo (comparativa año 2004 y actual).

del basculamiento que se produce en la playa del Rinconcillo hacia el sur, de manera que la playa en su extremo septentrional trata de recuperar su perfil a partir del material acumulado en la transplaya o zona dunar.

El comienzo del sistema dunar se encuentra ocupado por construcciones o añadidos de muy dudosa legalidad, cuya erradicación merece ser un tema prioritario. El sistema dunar, en la margen izquierda del Palmones, se encuentra en gran parte urbanizado por la Barriada de Palmones, existiendo ligeros restos de dicho cordón dunar. En las figuras siguientes puede constatarse la fragilidad del cordón dunar.



*Figura 7. Vista del fuerte estado erosivo del pie de duna.*



Figura 8. Ocupación del cordón dunar por edificaciones.

- **Desembocadura del río Palmones:** La desembocadura del río Palmones presenta una ligera forma deltaica, con una superficie modesta directamente proporcional a la pequeña extensión de la cuenca del río, originada históricamente por la aportación de los sedimentos arrastrados por el río y la morfodinámica del oleaje y de las corrientes generadas por la desembocadura del río en el mar. En su margen derecha presenta una lengua o flecha, parte de la cual en condiciones medias del mar no es apreciable, ya que está sumergida, y que ha permanecido estable en los últimos años. Esta estabilidad es debida a la hidrodinámica de la zona: trans-



Figura 9. Vista aérea de la desembocadura del río Palmones.

porte fluvial hacia el mar (del orden de unos 4.000 m<sup>3</sup>/año) y acción de las corrientes de rotura del oleaje, causantes de la formación de la flecha. Dicha estabilidad también puede ser atribuida parcialmente a la construcción de un pequeño espigón en el límite sur de la playa de Palmones que continúa hacia el interior del río como escollerado de la margen izquierda. A efectos de una adecuada gestión hay que considerar la figura de Paraje Natural del río Palmones y sus límites. En las siguientes figuras se presentan fotografías relacionadas con diversos aspectos de la desembocadura del río Palmones.

- **Desembocadura del río Guadarranque:** su funcionamiento es parecido al del río Palmones, si bien la desembocadura se encuentra conformada en mayor medida por el espigón de encauzamiento de la margen derecha. El enclave está mucho más antropizado por las industrias existentes a ambos lados y no goza de figura de la figura de protección de paraje natural.



Figura 10. Desembocadura del río Guadarranque.

- **Áreas industriales:** La bahía se encuentra interrumpida físicamente por toda una serie de áreas industriales: Acerinox, Central térmica, Cepsa, que conforman el sistema de playas de Palmones y Guadarranque y que indudablemente entran en colisión desde un punto de vista medioambiental. La existencia de esas áreas industriales origina conflictos relacionados con derrames de contaminantes y contingencias marítimas por el tráfico continuo de todo tipo de buques dentro de la bahía.

- **Playa de Getares:** La ensenada de Getares se encuentra entre la Punta de San García y Punta Carnero. Geomorfológicamente la playa está formada por un flysch calcáreo fácilmente erosionable. La red pluvial está formada por la desembocadura de los arroyos Pícaro y Marchenilla, siendo el origen de los materiales sedimentarios los depósitos aluviales y la erosión de los acantilados por el mar. La ensenada, de gran belleza, ha tenido un proceso urbanizador muy grande, sobre todo en su parte norte y central. Aunque la playa goza de una buena estabilidad, al tratarse de una ensenada, aparecen en su parte norte (en un tercio de su longitud total), zonas rocosas y bolos. Por parte del Ayuntamiento se solicitó un estudio para analizar la estabilidad de dicha playa y sobre todo para encontrar soluciones al *problema* de la aparición de los bolos, en la época estival, estudio que fue realizado por la empresa Tecnocean Ingeniería.



Figura 11. Vista aérea de la playa de Getares (T.M. Algeciras).

## PROBLEMÁTICAS ASOCIADAS A LAS ÁREAS LITORALES EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS

### Algunas reflexiones

Antes de analizar cualquier *problema* en el litoral, uno debería plantearse las siguientes “pautas para el análisis de un problema costero”; según el Profesor Barragán:

- Origen, naturaleza y efectos del problema.
- Espacio y recursos costeros afectados.
- Personas, grupos sociales e instituciones afectadas.
- ¿Por qué el problema es un problema?
- Políticas, programas y planes afectados por el problema.

Los problemas presentados en la Bahía de Algeciras son, en términos generales, similares a los encontrados en el litoral español, y en particular a lo largo del propio litoral gaditano, si bien hay que decir que las relativamente pequeñas dimensiones de la Bahía de Algeciras, el tipo de industrias allí implantadas, la importancia y expansión del Puerto de Algeciras, el alto tráfico marítimo generado y las “peculiaridades” asociadas a Gibraltar (parte inseparable de la Bahía), hacen que algunos de los problemas encontrados se agudicen, en particular los problemas asociados a las contingencias marítimas, por la relativamente alta probabilidad de presentación, así como por el corto tiempo de respuesta, ante un episodio de vertido dentro o incluso fuera de la Bahía. Como principales *problemas* presentados en la Bahía de Algeciras destacamos:

- Desarrollo económico vs Gestión medioambiental.
- Degradación ecosistemas naturales.
- Erosión costera.
- Ocupación del d.p.m.t.
- Calidad de las aguas.
- Presión urbanística sobre el litoral.
- Colmatación natural y artificial de zonas marismales.
- Explotación y sostenibilidad de recursos naturales.
- Accesibilidad.
- Contingencias asociadas al tráfico marítimo.
- Acuicultura.
- Abandono patrimonio histórico costero.

A continuación pasamos a explicar los principales problemas encontrados dentro de la Bahía, con el fin de analizar la complejidad en su gestión.

### Playa y dunas del Rinconcillo

Desde el punto de vista morfodinámico, la playa del Rinconcillo se encuentra en la misma unidad fisiográfica que la de Palmones, separadas por la desembocadura del río Palmones. Si no hubiera existido el Puerto de Algeciras su dinámica sería la asociada a la dinámica fluvial del río en interacción con la dinámica del oleaje, en su zona de rotura. La existencia del abrigo del puerto ha provocado un gradiente de

alturas de ola desde la parte más expuesta a la más protegida, con el consiguiente transporte general hacia la parte más meridional de la playa. En particular, se han analizado los distintos polos de difracción (o puntos de control) de las diversas ampliaciones del puerto, con sus correspondientes plantas de equilibrio, constatándose que el polo de difracción de la antigua configuración del dique de abrigo del puerto, previa al año 1999, es el que ha iniciado el basculamiento hacia el sur, con la consiguiente pérdida de playa en su extremo septentrional (dunas cercanas a la desembocadura del Palmones). Al sobresalir en mayor medida el morro en la situación actual, respecto a la antigua, se produce una mayor curvatura “teórica” de la playa en el tramo más meridional de la Playa del Rinconcillo. Esta mayor curvatura “teórica” debería acentuarse todavía más, máxime teniendo en cuenta el apoyo que supone el espigón sobre el que se apoyan los pilares del puente que une la ciudad con el muelle de contenedores. La dinámica litoral poco importante que existe en todo el tramo playero (del orden de 5.000-10.000 m<sup>3</sup>, constatada en el estudio), conjuntamente con el cada vez más escaso aporte de material por el río Palmones, hace pensar que no se haya alcanzado todavía la posición de equilibrio en planta.

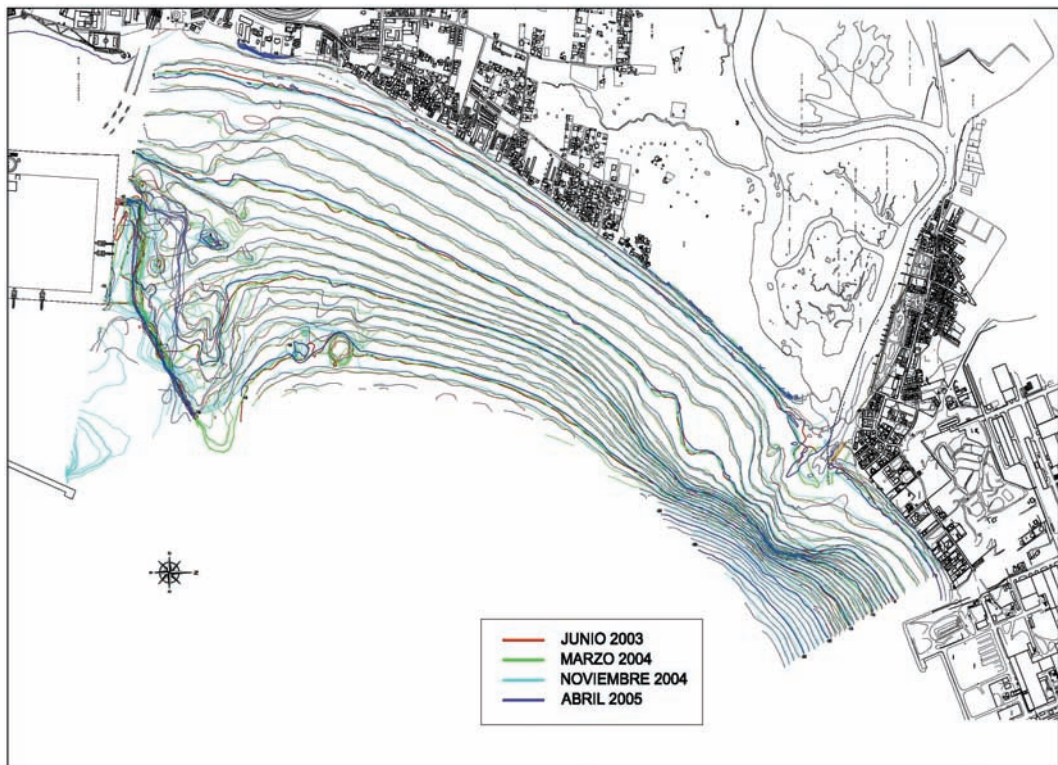


Figura 12. Levantamientos topo-batimétricos comparados.

De la comparación de una serie de batimetrías (junio 2003, marzo 2004, noviembre 2004 y abril 2005), en la fig. 3, se deduce que la playa del Rinconcillo, en su tramo urbanizado, experimenta las variaciones transversales propias de verano a invierno.

Dicho de otra forma: la playa tiene un proceso natural de recuperación transversal en esa zona, por lo que no debe “cundir la alarma”, cuando después de un temporal la playa muestra su típico perfil de invierno, con pérdidas de la playa seca y formaciones de barras sumergidas, que “protegen” a la playa, haciendo que las olas más grandes rompan más alejadas de la orilla. La llegada de las “olas de verano”, subirán poco a poco la arena de las barras sumergidas hacia la parte aérea de la playa, proceso que además puede acelerarse mediante los trabajos de movimientos de arena (transversal y longitudinal) que tiene planificados la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico para estas playas (y el resto de la provincia de Cádiz). En la Playa del Rinconcillo se detectan en general erosiones en las cercanías de la desembocadura, fundamentalmente en la zona correspondiente al pie del cordón dunar. Ese material, como ya hemos explicado, es transportado hacia el sur (hacia el puerto), acumulándose en el lado más meridional de la playa.

A continuación se presentan una serie de fotografías comentadas, en donde se analiza la *problemática* de la playa del Rinconcillo.

i. *Ocupación del dominio público marítimo terrestre y servidumbre de tránsito*



Figura 13. Doble valla (¿?), presumiblemente para ir “avanzando” en dominio público portuario, antes de su desafectación a d.p.m.t, gestionado por la Demarcación de Costas.



Figura 14. Ocupación servidumbre de tránsito.

ii. *Infraestructuras impropias en la playa-duna*

Figura 15. Farolas en la propia playa; edificación sobre la duna; proliferación del carpobrotus.



iii. *Variaciones estacionales del perfil de playa, con pérdida de playa seca*



*Figura 16. Pérdida de playa seca después de un temporal (por otro lado esperable) y falta de espacio para la adecuada reacomodación transversal del perfil de playa por el urbanismo inadecuado.*

## Desembocadura del río Palmones

i. *Alteraciones en su dinámica fluvial-marina*

La flecha arenosa, fruto de la confluencia de las dinámicas fluvial y marina, es muy sensible a los cambios producidos en cualquiera de ellas, si bien la dinámica fluvial es comparativamente poco importante. Así, para un periodo de retorno de 5 años, la velocidad de flujo ( $V = 1\text{m/s}$ ) no es capaz de generar un transporte de sedimentos significativo hacia el mar ( $12,8\text{ m}^3/\text{día}$ ). El transporte medio de sedimentos al año es inferior a  $4.000\text{ m}^3/\text{año}$ . Con una avenida importante de periodo de retorno de 500 años, se depositarían unos  $6.500\text{ m}^3/\text{día}$ .



*Figura 17. Flecha del río Palmones.*



## ii. Calidad de las aguas en la desembocadura y marisma



Figura 18. Urbanización margen izquierda, en ocasiones con vertidos incontrolados a la marisma.



Figura 19. Vertido de pluviales (¿?) "incontrolado"

## iii. Degradación medioambiental de su borde fluvial



Figura 20. Privatización de "pantalanes", muy degradados.



Figura 21. Cartel reivindicativo.

#### iv. Problemas de navegabilidad a la entrada del río

La mejora de las condiciones de navegabilidad en la entrada del río ha sido tradicionalmente demandada por el colectivo de pescadores locales. Su solución no es técnicamente fácil y difícil de compatibilizar medioambientalmente, dentro del paraje natural. La barra del Palmones siempre ha existido, dependiendo de la dinámica marina-fluvial, ya explicada. El mantenimiento de calados adecuados, posiblemente requeriría la construcción de dos espigones largos de encauzamiento, que indudablemente afectarían a la playa del Rinconcillo, además de un dragado periódico de mantenimiento. Ello requeriría un estudio muy detallado, no del todo fácil de predecir con los modelos matemáticos. El impacto visual sería alto. En el estudio realizado no se aconseja su ejecución. Se trata de un problema "local", indudablemente demandado por un colectivo, sin que sea actualmente competencia de otros organismos (EPPA, APBA). Indudablemente, no es competencia de la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico ("Costas, en los periódicos locales), el asegurar la navegabilidad en los ríos, aunque sea dpmt.

El dragado con medios terrestres, aprovechando las pleamares, alrededor del espigón existente, así como su impermeabilización transversal, podría mejorar algo la navegabilidad, sin que ello por otro lado solucione este problema a medio plazo.

## Playa de Palmones

- i. *Erosiones en zona norte de la playa, interfiriendo con estructuras inadecuadas existentes*



*Figura 22. Zona norte de la playa de Palmones, en donde se producen habitualmente las mayores erosiones.*

ii. *Basculamiento hacia el sur en condiciones de temporal*

Dicho basculamiento consiste en la pérdida de material en la mitad norte de la playa, material que es acumulado de forma masiva en el espigón de encauzamiento de la desembocadura del río Palmones, llegándolo en ocasiones a desbordar. El mal estado del espigón hace que se produzca además una pérdida de material transversal que acaba en la desembocadura.



Figura 23. Basculamiento hacia el sur, antes del comienzo de las obras de emergencia 2005.

### Desembocadura del río Guadarranque

Los problemas son en cierto modo similares a los del río Palmones, con una serie de características algo peculiares, inherentes a su ubicación, encajonada entre dos polos industriales.

i. *Degradación medioambiental, principalmente en su margen derecha*



Figura 24. Espigón de encauzamiento margen derecha, bordeado por la Central Térmica.

## ii. Privatización del tránsito y aparentemente zona de paso de narcotraficantes

El tránsito está impedido en el inicio de la margen izquierda, en la desembocadura. Dentro del río, y una vez pasada la central térmica, sucede lo mismo. Para añadir más "complejidad a la zona", se construyeron (por la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico, precisamente) un sistema "innovador" de barreras móviles para el cierre controlado del río ante el narcotráfico. Actualmente no están utilizables por la falta de calado del río, lo que dificulta las operaciones de cierre, así como por los casi continuos sabotajes de estas infraestructuras, sin olvidar la falta de mantenimiento y personal encargado de su cierre y apertura. Durante el Plan de Contingencias provocado por el hundimiento de la gabarra SPABUNKER IV, estas barreras fueron ingeniosamente modificadas para prevenir posibles entradas de petróleo en el río, por el personal de la Demarcación de Costas (Gómez Pina y García León, Comunicación personal).



Figura 25. Dificultad en el tránsito en ambas márgenes.

### Playa de Guadarranque

Se trata de una playa ubicada entre dos polos industriales, pero con una arena de buena calidad, utilizable en época de verano por la población cercana, con existencia todavía de su cordón dunar, de mucha mejor calidad, al no estar urbanizado, que la de Palmones.

i. *Basculamiento hacia el sur en condiciones de temporal*



*Figura 26. Basculamiento hacia el sur en condiciones de temporal, con erosiones en el extremo opuesto.*

ii. *Ciertas erosiones al Norte en condiciones de temporal*



*Figura 27. Zona Norte de la playa, contigua a Cepsa.*

## Playa de Levante de La Línea

- i. *Excesivo ancho junto al espigón del puerto pesquero-deportivo*



Figura 28. Orientación de la Playa de Levante (La Línea).

- ii. *Falta de playa seca y afección al paseo marítimo en el extremo opuesto*



Figura 29. Falta de playa seca extremo norte y afección al paseo marítimo con temporales.

## Playa de Getares (Algeciras)

- i. *Presencia de gravas y bolos en el tercio norte de la playa*



Figura 30. Playa mixta de bolos, gravas y arena en el tercio norte de la playa.

- ii. *Excesiva urbanización y problemas asociados (erosiones por pluviales)*



Figura 31. Erosiones causadas por pluviales, vertiendo con fuerza, directamente sobre la playa.



iii. *Cierta contaminación en el Río Pícaro y taponamiento salida sobre la playa*



Figura 32. Vista aérea extremo sur y del Río Pícaro.

**LA COMPLEJIDAD EN LA PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN INTEGRAL DE LAS ÁREAS LITORALES (PGIAL) DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS**

**Algunas reflexiones sobre la PGIAL en la Bahía de Algeciras**

La PGIAL en general es difícil, para cualquier punto del litoral, en cualquier parte del mundo, al tenerse que llegar al final a un *acuerdo*, posiblemente no el mejor, pero sí, en general el *más consensuado*. Su mayor o menor complejidad depende de muchos factores, y en ocasiones se “escapa” del ámbito puramente técnico-administrativo. En la estructura administrativa, para el caso de la Bahía de Gibraltar, intervienen las siguientes administraciones:

- Administración Estatal.
- Administración Regional (Junta de Andalucía).
- Administración Local.

Dentro de la *Administración Local*, encontramos cuatro Términos Municipales: Algeciras, Los Barrios, Guadarranque y La Línea, bajo el auspicio, en muchas ocasiones,

de la Mancomunidad de Municipios del Campo de Gibraltar. Dentro de la *Administración Autónoma* (Junta de Andalucía), pueden intervenir en la PGIAL los siguientes organismos:

- Consejería de Medio Ambiente.
- Parque Natural.
- Consejería de Agricultura y Pesca.
- Consejería de Obras Públicas y Transportes (Carreteras y Puertos).
- Consejería de Turismo.
- Consejería de cultura.
- Consejería de Educación y Desarrollo Tecnológico.
- Confederación del Sur (recientemente transferida).

Dentro de la *Administración Estatal*, pueden intervenir:

- Ministerio de Medio Ambiente.
- Ministerio de Fomento.
- Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación.

*Ministerio de Medio Ambiente:*

- Dirección Gral. de Costas (Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico-Cádiz).
- Dirección Gral. de Calidad y Evaluación Ambiental.
- Dirección Gral. de la Conservación de la Naturaleza.

*Ministerio de Fomento:*

- Ente Público Puertos del Estado.
- Autoridad Portuaria Bahía de Cádiz.
- Capitanías Marítimas.
- Dirección Gral. de Carreteras.
- Dirección Gral. de Ferrocarriles.
- Dirección Gral. de Aviación Civil.

*Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación:*

- Instituto Nacional de Oceanografía.
- Secretaría General de Pesca Marítima.

Igualmente, el reparto de de las principales *responsabilidades de la gestión pública que afectan al espacio y a los recursos litorales* es también muy amplio:

- *Administración Estatal:* Dominio público, puertos comerciales, O.P. de interés general, Legislación básica en urbanismo, protección medio ambiente, montes, dragados, señales marítimas, salvamento, control de buques, defensa nacional,...
- *Administración Regional (Junta de Andalucía):* Zona servidumbre del dpmt, puertos deportivos y pesqueros, O.P. interés C.A., ordenación del territorio, urbanismo y vivienda, gestión en materia de medio ambiente, espacios naturales protegidos,

sanidad e higiene, pesca, acuicultura, control de vertidos aguas interiores, agricultura, ganadería, vías pecuarias, ordenación del turismo, cofradías de pescadores, parques nacionales y naturales (recientemente transferidos), Confederación hidrográfica del Sur (recientemente transferida), ...

- *Administración Local:* Urbanismo, sanidad, seguridad y limpieza de playas, depuración de aguas residuales, ...

Para el caso de la Bahía de Algeciras, su situación estratégica en el Estrecho, generadora de tráfico marítimo, así como la ubicación dentro de ella del Peñón de Gibraltar, también generador de tráfico externo e interno, conjuntamente con las comparativamente pequeñas dimensiones de la Bahía, hacen que exista un relativo alto riesgo de que se produzcan vertidos asociados a contingencias marítimas. La dispersión de esos vertidos hacia las playas del Rinconcillo y Palmones, así como la penetración por la marisma, en condiciones de viento de Levante, se produce en muy poco tiempo. Lo mismo cabría decir para los Ponientes, que afectarían a la playa y desembocadura del Guadarranque, así como a la playa de Levante de La Línea. Ello añade aún más un factor de complejidad a la PGIAL, sobre todo cuando se produce un vertido, del tipo que sea, en la Bahía.

### **Estudios técnicos y jurídicos aplicables a la PGIAL en la Bahía de Algeciras**

Aún en el caso de que exista una buena coordinación entre todos los organismos involucrados en la gestión integral costera ( y en principio no existen razones objetivas para que no sea así), así como un buen conocimiento de la distribución de responsabilidades o competencias ( no siempre bien conocidas, incluso a nivel de noticias de prensa local), es necesario un conocimiento técnico profundo de los fenómenos costeros que se presentan en la Bahía de Algeciras, basado en la Ingeniería de Costas y otras disciplinas complementarias, relacionadas con el medio ambiente marino. Ello tampoco es sencillo, por la complejidad de todas estas disciplinas, y por la falta de datos y registros específicos. Lo mismo cabría decir de los temas relacionados con la Gestión del Dominio Público Marítimo Terrestre.

Para el caso particular de la Bahía de Algeciras, se han finalizado dos Asistencias Técnicas, dirigidas desde la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico-Cádiz, que nos permiten , afortunadamente, tener una visión de partida, bastante “ponderada” de los complejos fenómenos costeros involucrados, sin que ello signifique que se conocen todos con total claridad y profundidad. Los estudios han sido los siguientes:

- “A.T para el Estudio batimétrico y de dinámica litoral de las playas del Rinconcillo y Palmones, T.M. de Algeciras y Los Barrios, adjudicada a Prointec”
- “ A.T. para el Estudio batimétrico y de dinámica litoral de la Playa de Getares, T.M. de Algeciras, adjudicada a Tecnoocean Ingeniería, S.L.

Actualmente se están realizando los siguientes estudios, también de aplicación al ámbito de esta bahía, desde las perspectivas técnicas y Jurídicas:

- “A.T. Estudio batimétrico y de dinámica litoral de la Playa de Levante, T. M La Línea (Prointec)”
- “A.T. Redacción de un estudio de descarga de sedimentos al mar de los ríos Guadarranque-Palmones” (Ibervías Ingenieros S.L.).
- “A.T. mejora del proyecto del Pº Mº de Palmones y adecuación al d.p.m.t., T.M. de Los Barrios” (CISUR).
- “A.T. para la realización de deslindes en varios tramos de la costa de Cádiz, TTMM de Trebujena, Pto Real, Chiclana, Los Barrios y San Roque” (Alaes XXI).
- “A.T. Tareas apoyo jurídico recuperación y Restauración Ambiental de la costa de Cádiz” (José M. Lacave).

De próxima contratación:

- “A.T. Evaluación de yacimientos de áridos en la cuenca del río Palmones, TTMM Algeciras-Los Barrios”

### **Soluciones técnicas aplicables a la PGIAL Bahía de Algeciras**

Sobre la base de los estudios técnicos anteriormente enunciados y de la experiencia acumulada en la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico, se exponen a continuación las soluciones técnicas más adecuadas para cada una de las áreas litorales analizadas en este artículo. “Afortunadamente” (y esperemos que los resultados así lo confirmen), las soluciones técnicas a los problemas de erosión localmente encontrados entendemos que pueden resolverse, o al menos abordarse inicialmente, de forma *relativamente sencilla*, con las técnicas “más blandas” actualmente existentes, como son los transvases de arena en sentido longitudinal y también transversal, dentro de sus respectivas unidades fisiográficas, con maquinaria terrestre (no con dragas). Estas operaciones, salvo causas mayores, deberán realizarse para antes del verano, cuando empiecen a actuar los oleajes de bonanza, con el fin de tener además las playas preparadas de forma idónea para la temporada estival, de mayor ocupación, que en esta zona comienza prácticamente después de la Semana Santa, y acaba en el mes de octubre.

Los trabajos de desarenados y las obras de emergencia realizadas en la desembocadura del Palmones y Guadarranque han confirmado los resultados de estos estudios, desechándose por tanto la alternativa de construcción de un espigón de encauzamiento en la desembocadura del río Palmones (margen derecha), así como el alargamiento del espigón existente en su margen izquierda (debiéndose mejorar estructuralmente dicho espigón, para evitar la pérdida transversal de arena hacia el río). Así mismo no se ha considerado necesaria la construcción de un dique arrecife exento, semisumergido, en la zona norte de la playa de Palmones, capaz de crear un saliente en la playa, con el fin de proporcionar un ancho de playa adicional en la zona tradicionalmente atacable por los temporales. La actuación llevada a cabo en las obras de emergencia 2005, consistente en transvasar la arena acumulada en el extremo sur (espigón margen izquierda.) hacia la zona erosionada en el extremo opuesto (norte), ha funcionado adecuadamente, tras los temporales de invierno, como puede apreciarse en las fotografías actuales. Ello corrobora los resultados del estudio, en cuanto a cifras de transporte longitudinal (del orden de 5.000 m<sup>3</sup>/año), al

haberse transvasado unos 35.000 m<sup>3</sup> de arena de la zona de acumulación, que por otro lado estaban ya sobrepasando el espigón, con la consiguiente disminución de calados a la entrada del Río Palmones.

En la *Playa del Rinconcillo*, la realización de movimientos de arena transversales, antes del verano, con movimientos compensatorios longitudinales, han sido suficientes para devolver a la playa su perfil de verano, mostrando un aspecto bien diferente del existente tras los “alarmantes” temporales de invierno, que aparecieron en portada en todos los periódicos locales de la Bahía de Algeciras. Se está, no obstante preparando la Asistencia Técnica para la caracterización de arenas en el espigón de apoyo del puente, al existir una cierta contaminación en esa zona, que debe analizarse cuidadosamente. El posible secado y aireado de esa arena, con todas sus garantías, permitiría su transvase a las dunas del Rinconcillo, necesitándose, según los estudios, un volumen mínimo de unos 10.000 m<sup>3</sup>, para su restauración, complementada con sistemas de captadores de arena, y plantaciones dunares, con erradicación de las plantas invasoras existentes. La fuente de arenas de procedencia externa para la zona dunar del Rinconcillo, está siendo también objeto de otros estudios, por parte de esta Demarcación (interior río Palmones, arena sobrante en la duna móvil de Valdevaqueros, ...), siendo la restauración de ese sistema dunar uno de los temas prioritarios en la PGIAL de la Bahía de Cádiz.

Todo lo dicho para la playa de Palmones sirve para su vecina playa de Guadarranque, por la experiencia acumulada de transvases anteriores.

Respecto a la *Playa de Poniente de La Línea*, acaba de comenzar su estudio, que va a ir encaminado a analizar las formas de equilibrio más adecuadas y con menor impacto visual y medioambiental, compatible con las futuras obras de ampliación de Crinavis, que permitan aumentar el ancho de playa seca en las zonas actualmente atacables por el oleaje, a lo largo del paseo marítimo, escollerao.

Finalmente, los estudios llevados a cabo en la *Playa de Getares*, corroborados con la actuación experimental llevada a cabo este verano, ha permitido, en principio, resolver el *problema de explotación de la playa*, durante el verano, ocasionado por la presencia de bolos, en la forma siguiente:

*Antes de la temporada estival:*

- Limpieza superficial de los bolos y gravas.
- Acopio de los bolos a pie del muro del paseo marítimo.
- Tapizado de arena, traída de la parte acumulada al sur y/o de los movimientos compensatorios.

*Después del verano (Septiembre-Octubre):*

- Devolución de los bolos a su posición anterior, para evitar pérdidas de arena en invierno.

A continuación se presentan esquemas de estas soluciones:

i. Playas del Rinconcillo y Palmones



Figura 33. Esquema de trasvases longitudinales para las playas del Rinconcillo y Palmones.



Figura 34. Trasvases longitudinales de arena desde el extremo sur (acumulación espigón) hasta la zona erosionada en el extremo norte. Playa de Palmones, T.M Los Barrios (2005).



*Figura 35. Estado de la playa de Palmones, T.M Los Barrios, después de los trasvases longitudinales de arena (2005).*

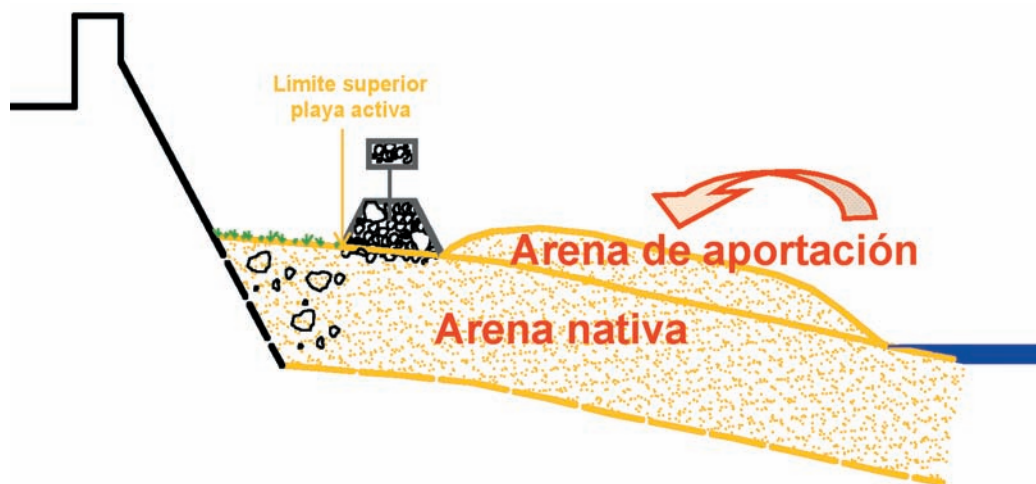


Figura 36. Trabajos dragado río Guadarranque y trasvases longitudinales de arena (2005).



Estrategia de gestión integral Playa de Getares, T.M Algeciras

ANTES DEL VERANO



DESPUÉS DEL VERANO

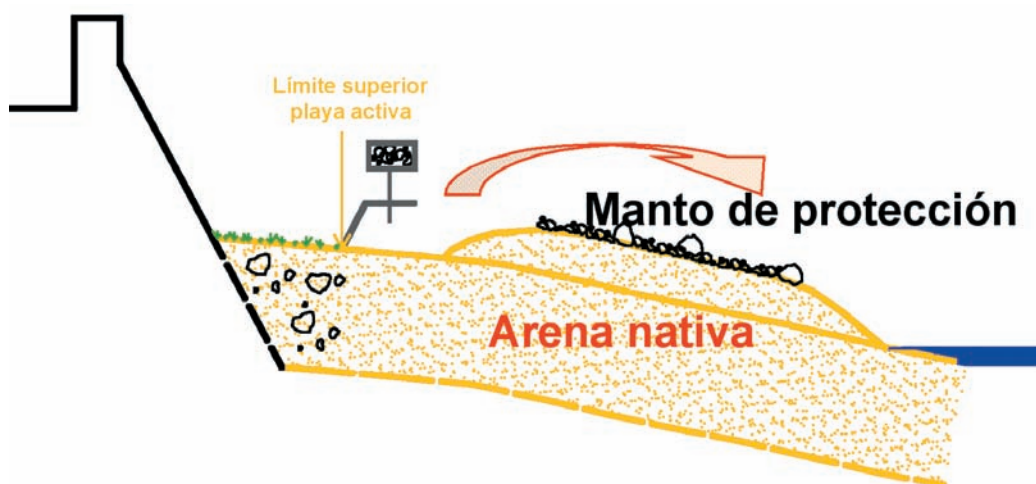


Figura 37. Esquema de solución de mejora en las condiciones de utilización de la Playa de Getares.

**CONCLUSIONES FINALES**

- i. En la Bahía de Algeciras concurren toda una serie de características que hacen que la Planificación y Gestión Integrada de sus Áreas Litorales (PGIAL), de relativa poca extensión, sea de gran complejidad, desde distintos puntos de vista (físico, natural, social, económico, técnico, administrativo, competencial, entre otros).

- ii. Los problemas presentados en la Bahía de Algeciras son, en términos generales, similares a los encontrados a lo largo del propio litoral gaditano, si bien hay que resaltar que las relativamente pequeñas dimensiones de la Bahía, el tipo de industrias allí implantadas, la importancia y expansión del Puerto de Algeciras, el alto tráfico marítimo generado y las “peculiaridades” asociadas a Gibraltar, hacen que algunos de los problemas encontrados se agudicen, en particular los problemas asociados a las contingencias marítimas, por la relativamente alta probabilidad de presentación, así como por el corto tiempo de respuesta, ante un episodio de vertido dentro o incluso fuera de la Bahía.
- iii. Los problemas asociados a las áreas litorales de la Bahía de Algeciras, deben resolverse desde una visión integral y sostenible. Sobre la base de los estudios técnicos realizados y de la experiencia acumulada en la Demarcación de Costas en Andalucía Atlántico, las soluciones técnicas a los problemas locales de erosión, entendemos pueden resolverse, o al menos abordarse inicialmente, de forma *relativamente sencilla*, con las técnicas “más blandas” actualmente existentes, como son los transvases de arena en sentido longitudinal y también transversal, dentro de sus respectivas unidades fisiográficas, utilizando maquinaria terrestre. Estas operaciones, salvo causas mayores, deberán realizarse antes del verano, cuando empiecen a actuar los oleajes de bonanza, con el fin de tener además las playas preparadas adecuadamente para la temporada estival.
- iv. La relativamente reciente desafectación del dominio público portuario a dominio público marítimo terrestre, bajo la aplicación de la Ley de Costas actual, hace que la solución de los problemas relacionados con la gestión del dominio público, sea complejo y difícil, necesitando ser abordado de forma integral y sostenible, por todas las administraciones involucradas.
- v. Las actuaciones en zonas de características más urbanas deben llevar siempre aparejadas, como mínimo, la recuperación del dominio público marítimo terrestre y la zona de tránsito.
- vi. Especial atención debe darse a la gestión de las áreas litorales de mayor valor medioambiental en la Bahía de Algeciras (paraje natural del río Palmones y sus marismas, dunas del Rinconcillo, río Guadarranque y sus dunas, entre las más importantes).
- vii. Su protección frente a episodios de contaminación marina debe realizarse de forma inmediata, con medios y personal entrenado para ello. En particular, debería de disponerse de un sistema rápido de cierre, mediante barreras adecuadas, en las desembocaduras de los ríos Palmones y Guadarranque. La experiencia acumulada en la Demarcación de Costas, ante pasados sucesos de contaminación, nos lleva a la conclusión de que los medios empleados para la protección de estos espacios de gran valor medioambiental, no siempre han sido los más idóneos, dependiendo de las barreras existentes en esos momentos en las grandes empresas allí ubicadas.



# ACTUACIÓN EXPERIMENTAL CON DIQUES MODULARES EN SANTA M<sup>a</sup> DEL MAR (CÁDIZ). REDES NEURONALES, SOCAVACIÓN Y LICUEFACCIÓN DE ARENAS



Josep R. Medina<sup>1</sup>, Juan J. Muñoz<sup>2</sup>, Begoña Tejedor<sup>2</sup>,  
Gregorio Gómez-Pina<sup>3</sup> y Lorenzo Fages<sup>3</sup>

## INTRODUCCIÓN

La mayoría de las playas españolas son espacios muy sensibles desde el punto de vista ambiental y son también activos colectivos de gran importancia económica y social. No solamente los ecosistemas marinos y terrestres dependen de la estabilidad de las playas sino que una gran parte de la actividad económica y del desarrollo social está estrechamente vinculado a las playas. En este contexto, la erosión de nuestras playas es un problema generalizado en muchos tramos costeros que tiene consecuencias muy negativas para algunos sectores económicos (turismo) y afecta también valores naturales litorales terrestres y marinos. De acuerdo con el informe europeo EUCC(2003), hay cuatro causas principales de la erosión de las playas en Europa que son las mismas en las costas españolas: (1) la retención de sedimentos en los embalses, (2) la extracción de áridos del circuito sedimentario marítimo-fluvial, (3) los diques de abrigo de las zonas portuarias y (4) los desarrollos urbanos litorales. Restablecer el flujo sedimentario natural de los cauces fluviales a la costa y a lo largo de la costa es sin duda la mejor estrategia a largo plazo para solucionar muchos de los problemas erosivos que padecemos en las playas peninsulares; sin embargo, las múltiples dificultades económicas, técnicas, políticas y legales que plantea esta estrategia a corto plazo empuja a la comunidad técnica a la adopción de medidas paliativas basadas en la construcción de obras costeras de protección del litoral. Además, la anunciada elevación del nivel medio del mar durante las próximas décadas debido al calentamiento global y el posible aumento progresivo de la intensidad de los temporales debido al cambio climático, plantea un escenario de erosión generalizada de las costas que se añade a las cuatro causas antrópicas principales de la erosión costera referidas anteriormente.

---

<sup>1</sup> Universidad Politécnica de Valencia.

<sup>2</sup> Universidad de Cádiz.

<sup>3</sup> Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico.

Durante las últimas décadas, la mayor parte de las obras de protección de costas en España han estado basadas en la alimentación artificial (de origen terrestre o marino) y, en su caso, la construcción de espigones, diques exentos y diques de pie para reducir los volúmenes de sedimentos de aportación. Muñoz-Pérez *et al.* (2001) detallan cómo se han utilizado sólo en las playas del Golfo de Cádiz y durante una década más de 12 millones de m<sup>3</sup> arena en alimentaciones artificiales. La regeneración o alimentación artificial pura de playas con sedimentos del fondo marino ha sido considerado durante muchos años la mejor respuesta ingenieril a los problemas locales y generales de erosión de playas ya que, además de solucionar el problema erosivo local en la zona de trabajo, se mejoran los problemas erosivos que suelen tener las playas adyacentes; En la década de los 80 y hasta 1996 el gobierno español impulsó con determinación las alimentaciones artificiales puras de playas con sedimentos de origen marino como la herramienta fundamental de lucha contra la erosión, dejando las obras duras (espigones, diques exentos, etc.) para definir apoyos estructurales puntuales o para proteger la costa en zonas sin depósitos sedimentarios accesibles de suficiente volumen.

Sin embargo, muchos grupos ecologistas españoles han estado presionando desde la década de los 80 para detener las obras de regeneración de playas con sedimentos de origen marino hasta reducir de manera significativa este tipo de actuaciones a partir de 1996 (ver Medina y otros, 2001). Resulta contradictorio que esta presión ecologista específica no se haya producido en países vecinos similares como Francia o Italia y resulta paradójico que el resultado final de esta presión ecologista contra las alimentaciones artificiales marinas haya desembocado en la realización de obras consideradas por la comunidad técnica española como obras mucho más duras y de mayor impacto ambiental (soluciones con más sedimentos de origen terrestre y más escollera). Esta paradoja puede explicarse en parte por el hecho de que las regeneraciones artificiales con sedimentos de origen marino mejoran ostensiblemente la calidad de las playas erosionadas pero suelen generar enormes plusvalías y propiciar desarrollos inmobiliarios que son detestados por muchos grupos ecologistas.

Con los precedentes anteriores, resulta evidente que en España es muy importante la consideración de los impactos ambientales y la aceptación social de las obras de protección de costas y lucha contra la erosión. La concentración demográfica y de actividades económicas es muy fuerte en amplias zonas de la costa española, asentándose en ella la base del sector económico más competitivo del país: el turismo de sol y playa. La reducción de los impactos ambientales y la mejora de la aceptación social de las propuestas de actuación en la costa no son sólo objetivos deseables sino factores críticos de muchas actuaciones en la costa española (ver Yepes and Medina, 2005). En este contexto, se hace más difícil con el paso de los años la utilización de escolleras y materiales de cantera en obras costeras, dada la escasez de canteras, las molestias que ocasionan su uso y la difícil reversibilidad de este tipo de obras. Por el contrario, las estructuras prefabricadas de hormigón aparecen como alternativas razonables a las estructuras convencionales para su uso en zonas costeras sensibles ya que pueden reducir significativamente el impacto de la construcción. Estas soluciones no convencionales, plantean nuevas opciones de protección de costas pero también nuevos problemas técnicos que deben resolverse.

En este artículo se presenta el nuevo concepto de dique modular, los ensayos a escala realizados en laboratorio y una actuación experimental en la Playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz). Por un lado se utiliza la metodología de redes neuronales (NN) para caracterizar la energía transmitida, disipada y reflejada por diques modulares exentos ensayados en canal a escala 1/10, comparando los resultados con una estructura similar convencional de escollera. Por otro lado, se presentan los resultados preliminares del seguimiento de una actuación experimental a escala prototipo, en la que se han instalado tres pequeños segmentos de dique modular en la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz) para analizar los procesos de construcción, asentamiento, socavación y licuefacción de arenas y de respuesta de la playa.

## DIQUE MODULAR

Siguiendo la clasificación de las técnicas de protección de costas de Medina y otros (2001), la retirada planeada y la alimentación artificial marina se encuentran entre las técnicas de protección de costas más blandas (menor impacto ambiental) y el abandono y la defensa longitudinal entre las más duras (mayor impacto ambiental). Este artículo se refiere a elementos utilizados para construir diques exentos y diques de pié, técnicas de protección de dureza media-baja que se utilizan para reducir las aportaciones de sedimentos necesarias para estabilizar playas. Estas estructuras se denominan genéricamente de baja cota de coronación (LCS = "*low-crested structure*") y se construyen generalmente con escollera y materiales sueltos. En este artículo se toma como referencias de comparación los resultados del proyecto europeo DELOS (ver Burcharth and Lamberti, 2004) centrado en LCS convencionales.

Las obras con diques exentos convencionales (escollera y materiales sueltos) pueden plantear problemas de suministro de materiales (canteras y transporte) en algunas zonas y generan siempre problemas ambientales asociados a la difícil reversibilidad de la construcción. Estos dos problemas, unidos a las molestias (polvo, turbidez, ruido, tráfico, etc.) generados en el entorno de la zona de trabajo, reducen significativamente su aceptación social en zonas costeras sensibles. En términos de huella ecológica, la superficie y huecos de la piedra en LCS favorecen el aumento de biomasa y biodiversidad en zonas de playa, pero los productos de cantera introducidos en la playa natural es sin duda un elemento extraño (granulometría y composición) que conviene evitar, siendo además muy difícil restituir la situación inicial una vez vertidos los materiales externos. Como alternativas a las LCS convencionales de escollera podemos señalar las estructuras prefabricadas de hormigón, normalmente ideadas para satisfacer determinados requerimientos hidráulicos. La prefabricación tiene la ventaja de eliminar la mayor parte del impacto ambiental de la obra en la zona litoral de trabajo y concentrarla en una zona industrial preparada adecuadamente (planta de prefabricación). Por ejemplo, los elementos modulares de hormigón fabricados a escala prototipo en la planta de prefabricados de GH de Benissanó (Valencia) se trasladaron por carretera al Puerto de Cádiz y se instalaron después por vía marítima en la actuación experimental de la playa urbana de Santa M<sup>a</sup> del Mar de la ciudad de Cádiz. Además del concepto de dique modular, objeto del presente artículo, podemos resaltar dos

patentes americanas de diques prefabricados sumergidos (diques arrecife o diques de pié) que se han utilizado en España y en diferentes proyectos americanos durante los últimos años.

Stauble and Tabar (2003) describen la utilización del *Prefabricated Erosion Prevention concrete breakwater* (PEP) en tres proyectos en la costa americana de Florida (Dupont Palm Beach, Midtown Palm Beach y Vero Beach). La unidad PEP tiene una sección del tipo triangular con una altura de 1,83 metros, una anchura de 4,57 metros y una longitud de 3,66 metros, con un peso aproximado de 23 toneladas. Estas estructuras prefabricadas de hormigón armado se transportan por vía marítima hasta la posición de la grúa que, apoyada en plataforma, ensambla longitudinalmente las unidades con un machihembrado lateral. Se suelen instalar directamente sobre el fondo arenoso sin geotextiles. Estas obras tienen cuatro objetivos principales: (1) reducir la altura de ola que ataca la playa, (2) reducir la energía transmitida durante los grandes temporales, (3) estabilizar la línea de orilla y (4) reducir los cambios de volumen de sedimentos. La idea conceptual de Rauch (1989, 1992) era favorecer la subida de la arena del lado barloomar y retener el pié de perfil de lado sotamar.

Con una idea conceptual muy similar a la de la unidad PEP, Creter (1993) patenta la unidad Beachsaver, también con 1,83 metros de altura, 4,75 metros de anchura, 3,05 metros de longitud y un peso aproximado de 19 toneladas. Stauble and Tabar (2003) describen tres obras monitorizadas en New Jersey (Avalon, Cape May Point y Belmar). En España se construyó en 2003 un dique de pié tipo Beachsaver en la playa de El Campello (Alicante). La figura 1 muestra la idea conceptual del Beachsaver; como en el caso del PEP, el diseño triangular pretende que los sedimentos rebasen el dique desde barloomar y queden retenidos a sotamar. Las unidades Beachsaver se suelen instalar sobre geotextiles para frenar el asentamiento del dique. La forma y concepto es similar a la del PEP pero se construyen huecas machihembradas, con hormigón de alta resistencia y una forma algo más complejas. Las tres obras con unidades PEP y Beachsaver monitorizadas y descritas por Stauble and Tabar (2003) tenían una profundidades de instalación entre dos y cuatro metros.

Los dos tipos de diques prefabricados descritos anteriormente y otros descritos por Rodríguez y otros (2003) se caracterizan por ser prefabricados de sección completa,

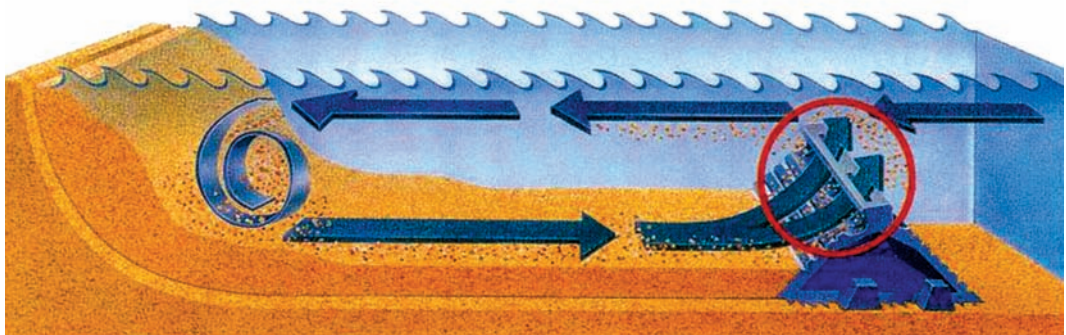


Figura1. Dique de pié con unidades Beachsaver.

por lo que sólo es posible decidir sobre uno de los dos factores fundamentales (francobordo y profundidad de instalación) que controlan el comportamiento hidráulico y sedimentario del dique. Por ejemplo, los dos tipos de unidades descritos anteriormente tienen 1,83 metros de altura y si se espera un asentamiento de 0,7 metros (media de las tres obras monitorizadas con unidades Beachsaver), sólo se pueden conseguir francobordos negativos del orden de un metro con profundidades de instalación de  $h = 2$  metros, dentro de la zona de rompientes. En esta zona, no sólo las corrientes transversales, sino también las longitudinales son muy importantes y se pueden generar nuevos procesos erosivos como señala Dean *et al.* (1997) en la descripción de la monitorización de la obra de protección de costas con PEP de Palm Beach (Florida).

Rodríguez y otros (2003) describen el concepto de dique modular como una nueva herramienta para el control de la erosión y la defensa de costas. A diferencia de los otros tipos de diques prefabricados, el dique modular no se ha pensado para responder óptimamente a unas condiciones hidráulicas concretas (profundidad y francobordo) sino que se ha ideado para resolver los problemas logísticos de la acumulación y el transporte de unidades prefabricadas con la red intermodal de transporte de contenedores. Los principios básicos del diseño del dique modular son: (1) carácter modular por el que se puede construir una amplia variedad de secciones con pocos tipos diferentes de módulos, (2) transporte y manipulación de los módulos con medios convencionales, que abaraten y faciliten instalación, (3) almacenamiento en un reducido espacio dentro o fuera de las infraestructuras portuarias, y (4) defensa de costas reversible que pueda ser desinstalada con facilidad dejando el entorno de ubicación sin afecciones permanentes. En la figura 2 se muestran una sección TCT con los módulos C88 (8 x 8 pies) y T70. La figura 3 muestra los modelos a escala 1/10 de tres secciones diferentes construidas con los mismos módulos y la Figura 4 muestra la sección TCT a escala prototipo.

En este artículo se describen los ensayos 2D a escala 1/10 de estructuras modulares tipo dique exento construidas con los tipos de módulos cuadrados (C88) y triangulares (T70), consiguiendo alturas totales de 2,5 y 5 metros y anchuras de coronación de 2,5 a 7,5 metros (ver fig. 3). Con sólo dos tipos de módulos (C88 y T70) se pueden construir una gran variedad de estructuras costeras adaptadas a las condiciones climáticas y del terreno de cada lugar. Por consiguiente, es factible fabricar y acumular

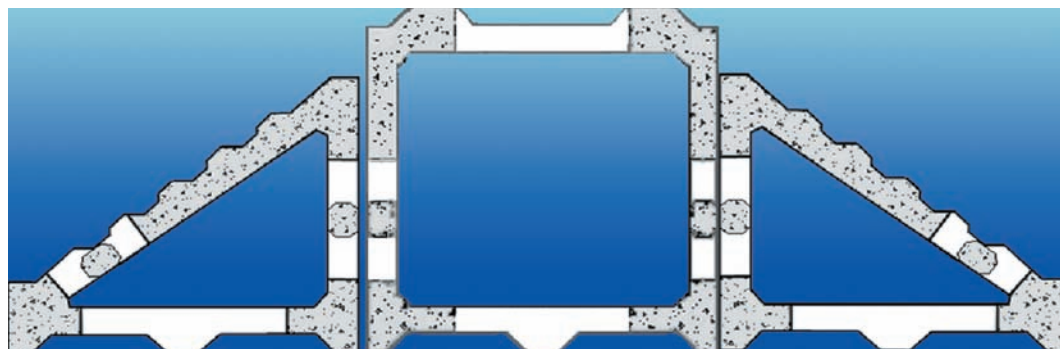


Figura 2. Sección TCT con módulos básicos C88 y T70.



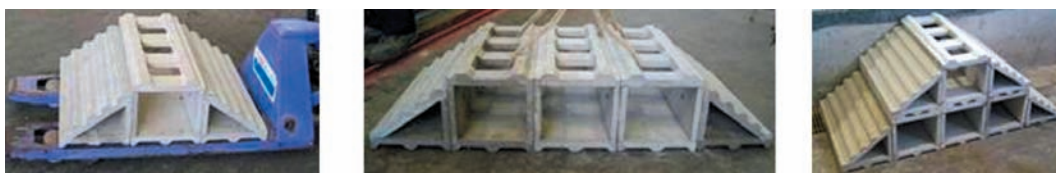


Figura 3. Modelos de dique modular ensayados a escala 1/10.



Figura 4. Dique modular TCT colocado en la Playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz).

los módulos antes de saber el emplazamiento y funcionalidad de la obra y transportar y construir en muy breve plazo la obra modular necesaria en un lugar concreto. Esto hace viable la construcción reversible de obras de protección de costas en situaciones de emergencia ya que la obra modular puede ser desinstalada con relativa facilidad, reubicada o los módulos reutilizados en otro lugar con un impacto ambiental mínimo en la zona de actuación. Todos los módulos tienen 2,5 metros de anchura y 2,0 metros de longitud; el módulo cuadrado C88 pesa 8,5 toneladas con 2,5 metros de altura, mientras que el triangular T70 pesa 6,0 toneladas y tiene 2,1 metros de altura. Los módulos tienen un machihembrado para su unión longitudinal tubular y aberturas simétricas para su unión transversal.

Así pues, los diques modulares están indicados para intervenciones en playas especialmente sensibles desde el punto de vista ambiental o social, donde el uso de

escollera y materiales de cantera no sea recomendable, donde deba minimizarse el impacto ambiental de la obra o donde deba garantizarse la posibilidad de un desmantelamiento rápido y limpio con restitución completa del estado inicial. La fabricación industrializada y el carácter modular permite fabricar, acumular y reutilizar módulos, las características idóneas para obras de emergencia en las que se debe actuar con rapidez y con información incompleta susceptible de ser modificada con el paso del tiempo. Como cualquier estructura de hormigón prefabricada de tipo arrecife, las estructuras construidas con elementos modulares pueden usarse y considerarse también de manera secundaria (ver Medina y Serra, 1987) como arrecifes artificiales pesqueros ya que los huecos y superficies nuevas que generan pueden aumentar significativamente la biomasa de la playa de arena.

### ENSAYOS FÍSICOS BIDIMENSIONALES

Para evaluar el comportamiento hidrodinámico de los diques modulares (transmisión y reflexión), se ensayaron los modelos 2D de la figura 3 que cubren un amplio rango de aplicaciones como diques exentos. Se utilizó el canal de ensayos del Labo-

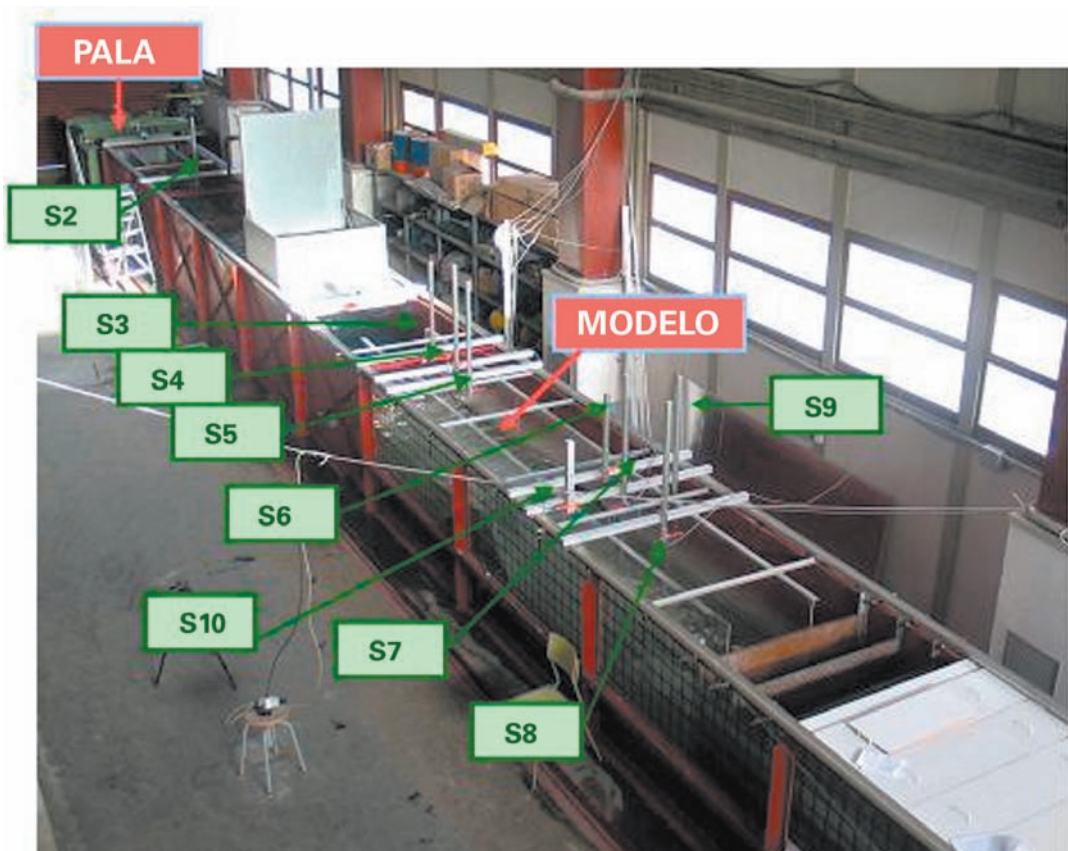


Figura 5. Canal de ensayos 2D y disposición de sensores.

ratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (30,0 x 1,2 x 1,2 metros) generando oleaje regular e irregular. Se formó con láminas transparentes un canal central efectivo de 0,60 cm de anchura para ensayar las secciones de la figura 3 y dos canales laterales de 30 cm de anchura para disipación de energía. A escala 1/10 se midieron oleajes incidentes y reflejados con el método LASA (Medina, 2001) adecuado para medir oleaje no lineal y no estacionario. También se pudo comprobar la estabilidad de los módulos por capas frente a cualquier tipo de oleaje. La figura 5 muestra el canal de ensayos y la posición del modelo y los sensores.

Para estos experimentos de transmisión, los modelos se colocaron sobre un lecho de 6 cm de gravilla de  $W_{50} \approx 0,5$  gramos (prototipo: 60 cm de piedra  $W_{50} \approx 0,5$  kg) y una pendiente de fondo de 3% simulando una colocación sobre banqueta regularizadora y fondo duro (ver figura 6). Con esta disposición y resultando estables, para todo tipo de oleaje, tanto la gravilla como el modelo, quedó razonablemente modelada la transmisión, reflexión y disipación de energía para este tipo de estructuras. Medina (2005) y Medina *et al.* (2006) describen con detalle los ensayos realizados.

Con este diseño experimental quedaron sin analizar los fenómenos de socavación y posible licuefacción de arenas, que pueden producirse en su instalación típica sobre fondos de arena. Así pues, los resultados obtenidos en el laboratorio son comparables con los ensayos típicos de transmisión de estructuras LCS convencionales de baja cota de coronación sobre fondo de gravas o superior. En su instalación sobre fondos arenosos o sedimentos más finos, debe esperarse un asentamiento por socavación algo inferior al 50% de la altura del dique (ver Sumer and Fredsoe, 2002) que afectará al francobordo aumentando la transmisión de oleaje. Precisamente uno de los objetivos de la Actuación Experimental de Santa M<sup>a</sup> del Mar era comprobar los procesos de asentamiento y socavación de este tipo de estructura en una playa de arena en la que ya se había observado el hundimiento completo hasta la desaparición de un dique de pie convencional tipo Ahrens construido en 1998.

Los ensayos de oleaje regular sobre las tres tipologías (TCT, TC3T y TCT2) cubrieron los rangos  $1,5 < T(s) < 3,5$ ,  $5 < H(cm) < 25$  y  $20 < h(cm) < 60$ . En cada caso se lanzó un tren regular corto para evitar multirreflexiones. Los ensayos irregulares fueron de 600 olas, espectro JONSWAP ( $\gamma = 3,3$ ),  $f_{min} = 0.5$  fp y  $f_{max} = 2,5$  fp y francobordos  $-15 < F(cm) < + 5$  que se corresponden con un dique exento con la coronación algo por encima o por debajo del nivel medio del mar en reposo.

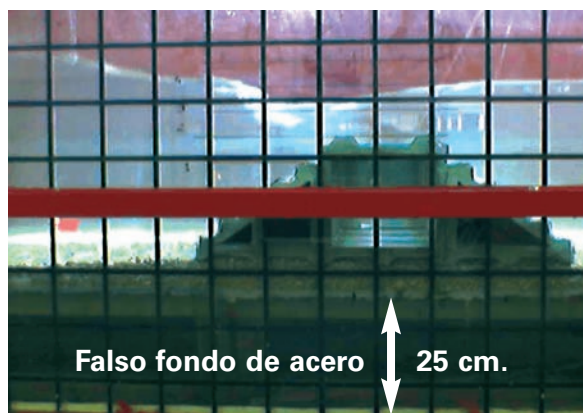


Figura 6. Modelo TCT sobre capa granular y fondo duro.

Subjetivamente, el comportamiento del dique modular resultó similar al de una sección convencional de escollera y las comparaciones objetivas posteriores corroboraron esa impresión inicial. Los sensores se colocaron a las distancias recomendadas por Mansard and Funke (1980).

El objetivo principal de los ensayos 2D a escala reducida era estimar la eficiencia hidráulica reflexión-transmisión-disipación del dique modular en relación a los diques convencionales de escollera. También se pudo evaluar la estabilidad de la estructura al deslizamiento. Los módulos en la misma capa estaban solidarizados pero las capas de módulos superpuestas estaban sueltas, por lo que se podían producir deslizamientos globales y de capa; sin embargo, no se observó ningún tipo de deslizamiento en ninguna de las combinaciones de oleaje y francobordo ensayadas.

Los ensayos de transmisión miden la proporción de energía reflejada, transmitida y disipada por el conjunto estructural en diferentes estados de mar. Ello se lleva a cabo calculando experimentalmente los coeficientes de transmisión ( $CT$ ) y reflexión ( $CR$ ), para diferentes situaciones marítimas caracterizadas por la altura de ola, el periodo de ola y el nivel medio del mar (francobordo). La energía disipada, por su parte, es determinada como la diferencia entre la energía incidente y la reflejada+transmitida.

$$E_{disipada} = E_{incidente} - E_{transmitida} - E_{reflejada} \quad (1)$$

El coeficiente de transmisión  $CT$  y de reflexión  $CR$  se definen como la relación entre la altura de ola transmitida y reflejada y la altura de ola incidente,  $H_i$ :

$$CT = \frac{H_t}{H_i} \quad CR = \frac{H_r}{H_i} \quad (2)$$

Mediante el método *LASA* (Medina, 2001), se separó el oleaje incidente del reflejado, delante y detrás de la estructura, calculándose así el oleaje transmitido y las energías de la Ecuación 1. Si el oleaje es irregular, las alturas y periodos de ola se refieren a alturas de ola significantes  $H_{m0}$  y periodos medios  $T_{01}$ . En total se realizaron 305 ensayos con oleaje regular y 36 ensayos con oleaje irregular de las tipologías TCT, T3CT y TCT2 de la Figura 3. Tendiendo en cuenta que la energía es proporcional al cuadrado de la altura de ola, el porcentaje de energía reflejada, transmitida y disipada puede calcularse como  $\{CT^2\}$ ,  $\{CR^2\}$  y  $\{1-CT^2-CR^2\}$ . Tanto la percepción subjetiva del comportamiento del dique modular como los resultados obtenidos apuntan a un comportamiento similar al de los diques convencionales de escollera con la misma sección.

## MODELO NEURONAL

Para describir la transmisión, reflexión y disipación de energía de los diques modulares en relación a los convencionales de escollera la misma sección, se parte de la sección tipo de referencia de la figura 7 donde se indican las principales variables estructurales que condicionan la transmisión de energía.

Además de las variables estructurales, deben considerarse las variables altura de ola significativa y periodo medio del oleaje incidente ( $H_{m0i}$  y  $T_{01i}$ ) y las relaciones adimensionales de peralte ( $H_{m0i}/L_{01i}$ ) y profundidad relativa ( $h/L_{01i}$ ). En este artículo se

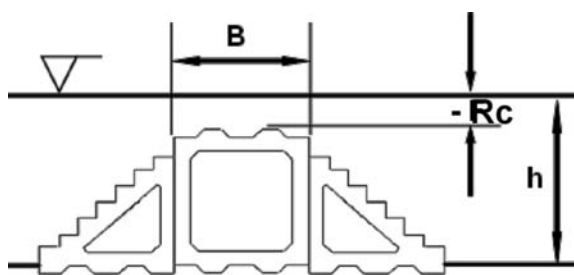


Figura 7. Sección TCT:  $R_c$ =francobordo,  $h$ =profundidad y  $B$ =anchura de la coronación.

utilizan las redes neuronales optimizadas con estrategias evolutivas de Medina (2005) para eliminar el ruido experimental y seleccionar las variables explicativas más relevantes. Los fundamentos y aplicación de estas técnicas están descritos por Medina et al. (2002) y Rodríguez y otros (2004) implementadas en el software NEUROPORT 2.0 (ver Medina, 2003) que partiendo de una población inicial de redes

neuronales (madres) se genera por mutación un número de redes "hijas" que compiten con sus "madres" para formar la siguiente generación. Las mejores redes son las que se imponen midiéndose la calidad de la red con la función error generalizado  $PSE = MSE[1+2P/(N-P)]$ , donde MSE es el error cuadrático medio, P es el número de parámetros libres y N es el número de datos de aprendizaje. Las mejores redes no sólo deben tener un buen ajuste a las observaciones sino que, además deben ser tan simples como sea posible, permitiendo además eliminar variables de entrada (explicativas) que son poco significativas.

En nuestro caso, con sólo 31 ensayos de oleaje irregular y 3 tipologías, resulta muy conveniente un sistema de optimización neuronal de tipo evolutivo que permite eliminar entradas poco relevantes. Con la parametrización estructural de la figura 7,

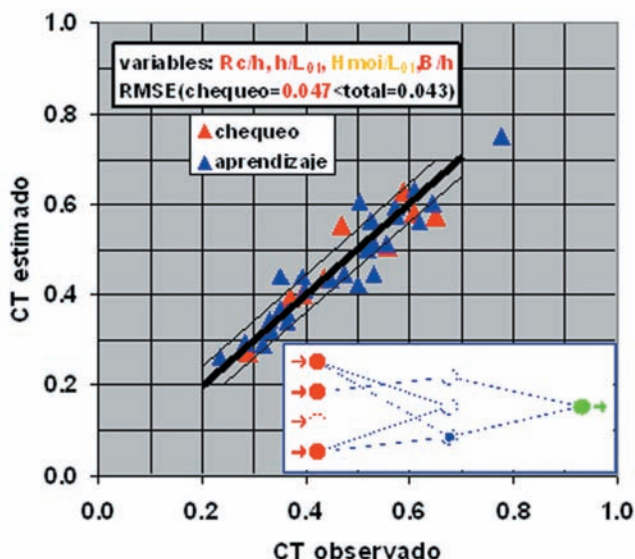


Figura 8. Estima neuronal de coeficiente de transmisión (CT).

Medina (2005) toma los siguientes adimensionales explicativos como entradas iniciales de la red:  $\{F/h, h/L_{01}, H_{m0i}/L_{01}$  y  $B/h\}$ . Se tomaron aleatoriamente el 25% de los ensayos para chequear el resultado final y se entrenaron la red neuronal con el 75% restante. La figura 8 muestra los resultados de la modelación neuronal de la transmisión.

El proceso evolutivo selecciona el francobordo relativo ( $R_c/h$ ), la profundidad relativa ( $h/L_{01}$ ) y la anchura relativa ( $B/h$ ) y elimina el peralte del oleaje ( $H_{m0i}/L_{01}$ ) como variable explicativa. El resultado es consistente con un error de chequeo similar al de aprendizaje. Para la estima neuronal de la reflexión, el proceso evolutivo rechaza también la variable peralte del oleaje ( $H_{m0i}/L_{01}$ ), seleccionando todas las demás; los resultados también son consistentes y quedan señalados en la figura 9.

Con los modelos neuronales descritos en la Figuras 8 y 9, se pueden estimar los coeficientes de reflexión y transmisión de diques modulares de sección trapecial dentro de los rangos  $-0,38 < R_c/h < +0,25$ ,  $0,03 < h/L_{01} < 0,21$  y  $0,42 < B/h < 3,75$ . Las estimaciones neuronales de los coeficientes de transmisión y reflexión permiten calcular el porcentaje de energía transmitida, reflejada y disipada por el dique modular. La figura 10 muestra un gráfico de diseño típico en el que se refleja el efecto del periodo del oleaje y la posible utilización de una sección TC3T en lugar de TCT; menores periodos y mayores anchuras de dique producen menores transmisiones y reflexiones de oleaje.

Si el fondo es arenoso, se inducen procesos de socavación que generan asentamientos ("self burrial") apreciables que debieran ser algo inferiores al 50% de la altura del obstáculo (ver Sumer and Fredsoe, 2002). Este asentamiento reduce la relación  $R_c/h$  provocando un aumento importante de la transmisión del oleaje y una ligera reduc-

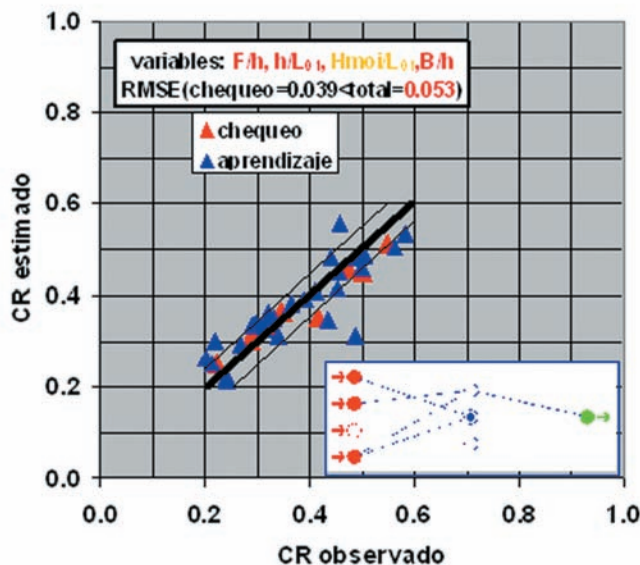


Figura 9. Estima neuronal de coeficiente de reflexión (CR).

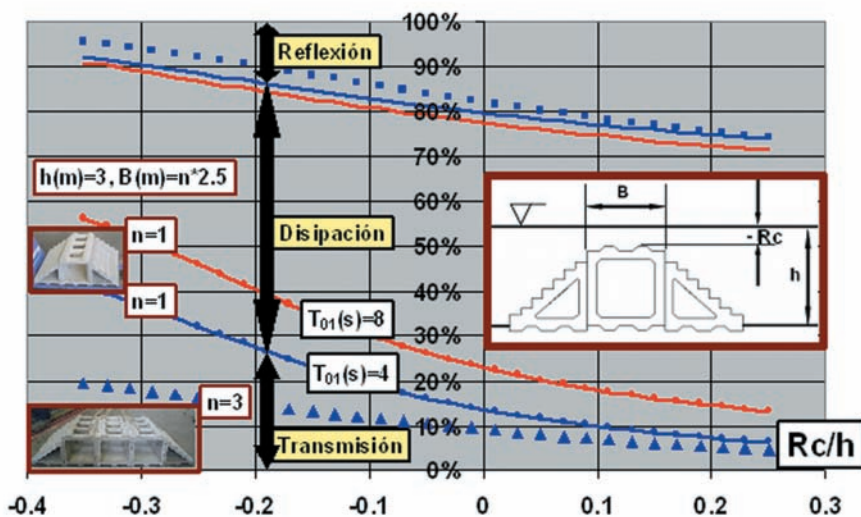


Figura 10. % Energía transmitida, disipada y reflejada (sin asentamiento).

ción de la reflexión del oleaje. Si además de los procesos de socavación normales, se producen procesos de licuefacción de arenas, la estructura se puede hundir más y su efectividad reducirse apreciablemente.

Aunque subjetivamente se pudo comprobar durante los ensayos que el comportamiento del dique modular era similar al de una estructura convencional de escollera, se planteó a continuación una comparación objetiva entre las estimaciones de transmisión obtenidas con la red neuronal señalada anteriormente (figura 9) y la formulación de d'Agremond *et al.* (1996) de la Ecuación 3 propuesta también por Briganti *et al.* (2003) dentro del Proyecto DELOS referido al estudio de las estructuras LCS convencionales.

$$CT = -0.4 \cdot \frac{Rc}{H_{m0i}} + 0.64 \cdot (1 - e^{(-0.5 \cdot I_{rp})}) \cdot \left( \frac{B}{H_{m0i}} \right)^{-0.31} \quad (3)$$

Es necesario indicar que los dimensionales utilizados por la red neuronal y por la fórmula propuesta en DELOS son diferentes, por lo que ha sido necesario utilizar toda la información de los ensayos para determinar en cada caso las variables correspondientes y poder así comparar unas estimaciones con otras. La figura 11 muestra los resultados obtenidos con la fórmula de d'Agremond *et al.* (1996) correspondiente a estructuras LCS convencionales y los neuronales correspondiente a diques modulares. El comportamiento es similar, aunque parece que la transmisión del dique modular es algo menor en valores con  $CT > 40\%$  y algo mayor en valores con  $CT < 40\%$ . Por consiguiente, cabe esperar que el comportamiento funcional del dique modular sea similar a la LCS convencional de escollera en su aplicación como dique exento (coeficiente de transmi-

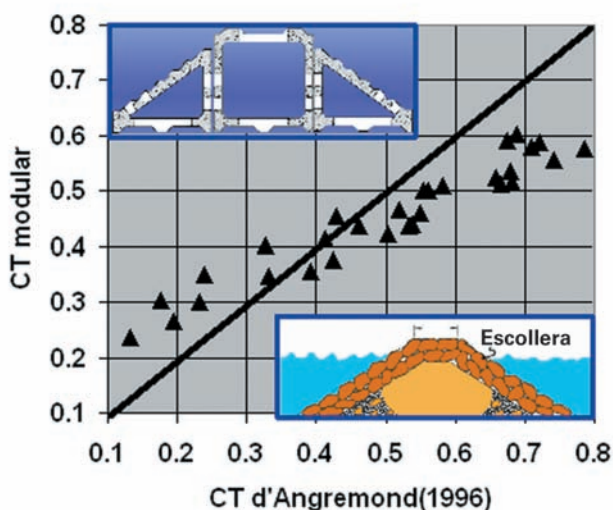


Figura 11. Comparación de los coeficientes de transmisión del dique modular y del convencional.

sión similar).

### LA PLAYA DE SANTA M<sup>a</sup> DEL MAR (CÁDIZ)

Los ensayos 2D descritos anteriormente se refieren a un modelo a escala 1/10 sobre lecho granular y fondo duro e impermeable. Sin embargo, la aplicación típica del dique exento modular se realiza sobre fondo de arena donde los procesos de socavación y licuefacción pueden ser importantes. Con objeto de evaluar una posible utilización de un dique modular TCT como dique de pie en la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz), se ha realizado una actuación experimental consistente en la instalación de tres segmentos cortos de dique TCT sobre la traza del dique de pie convencional de escollera de 1 a 3 tn construido en 1998. Este dique tipo Ahrens se hundió en el fondo de arena durante el primer invierno después de la construcción, posiblemente por la socavación y los procesos de licuefacción de arenas inducidos por el oleaje.

La playa de Santa Maria del Mar, en el casco urbano de la ciudad de Cádiz (ver figura 12), que actualmente es una playa de arena dorada de 450 metros de longitud, no era accesible en pleamar hasta que en el año 1985 se hizo una alimentación artificial con arena procedente de marismas y se construyeron dos espigones laterales de contención construidos sobre fondo rocoso (ver figura 13). Desde 1985 es una playa urbana muy concurrida con bañistas y practicantes del surf. La playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar había perdido gran parte de su arena en 1996 por lo que se construyó (sobre fondo de arena) la prolongación del espigón Norte en 1997 y un dique sumergido de cierre a tres metros de profundidad (BMVE), de 400 metros de longitud y dos metros de altura sobre lecho marino. El objetivo de estas obras era frenar la salida de arena de la playa que se había observado en la década anterior sin perjudicar la excelente opinión que de la playa tienen los gaditanos.

Ante la observación del hecho insólito de la desaparición del dique de pie en el



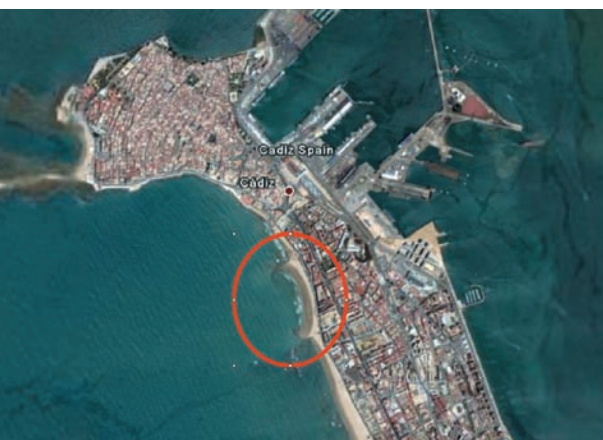


Figura 12. Playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar.

invierno de 1998, se sospechó de un fenómeno de licuefacción de arenas inducido por el oleaje en el que la escollera del dique de pie podría haberse hundido en el fondo marino y desaparecer de la vista en pocos meses. Para verificar la posición de la escollera, se realizó en marzo de 2002 una campaña de sondeos con lanzas de agua (Fondemar, 2002) que identifican "sustrato duro" ente 1,5 y 2 metros de profundidad. Los perfiles del sondeo mediante lanzas de agua son compatibles con la explicación más sencilla: las piedras de 1 a 3 tn que constituían el dique de pie (ver Figura 14 con  $0,7 < D_{50}(m) < 1,1$ ) se hundieron en la arena del fondo marino por un proceso de socavación primero y licuefacción después esparciéndose en una anchura de 20 a 30 metros siguiendo la traza del dique de pie hasta encontrar el sustrato duro situado entre dos y tres metros por debajo del fondo (ver Figura 15). La granulometría de la playa (noviembre 2005) es de:  $D_{50}=0,35$  mm en la orilla,  $D_{50}=0,23$  mm a dos metros de profundidad,  $D_{50}=0,21$  mm a tres metros de profundidad y  $D_{50}=0,15$  mm a cinco metros de profundidad. La carrera de marea es de 2,8 metros.

La playa de Santa Maria del Mar, en su extensión actual, no es una playa natural sino que es el resultado de la alimentación artificial realizada en las últimas dos décadas;

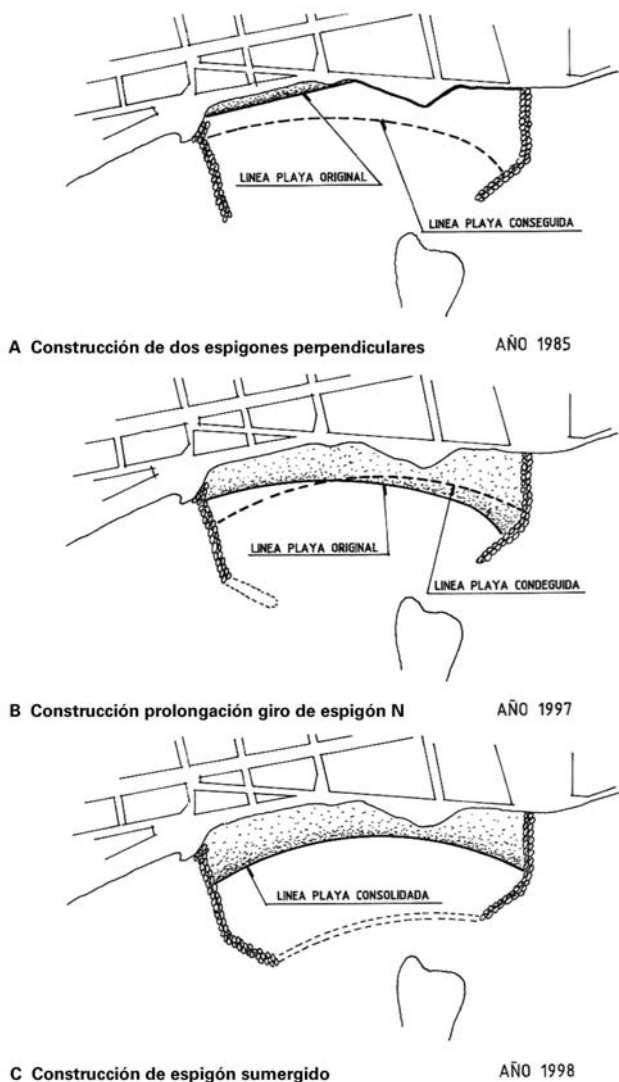


Figura 13. Espigones de Santa María del Mar (1985-1998).

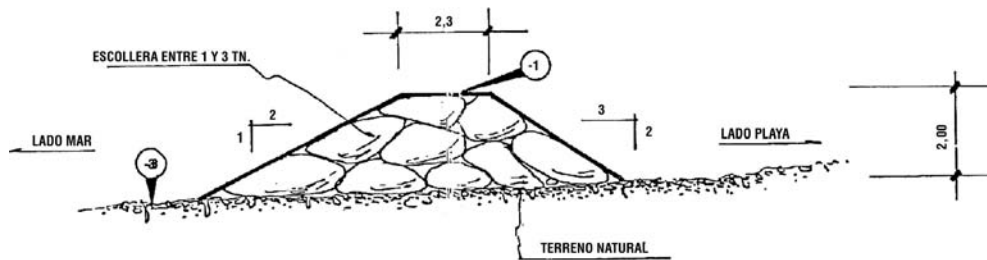


Figura 14. Dique de pié en Santa María del Mar (1998).

por consiguiente, debe asumirse una cierta inestabilidad general que tienda a sacar arena de la playa. Esta playa tiene además tres características que favorecen los procesos de socavación y licuefacción y de arenas: (1) la arena de la playa forma una capa de pocos metros sobre sustrato rocoso impermeable, (2) la carrera de marea llega a los 2,8 metros afectando el nivel freático de la playa y el istmo de Cádiz junto a la playa y (3) los movimientos de arena en la playa son importantes dependiendo sobretodo de la dirección e intensidad de los temporales. La arena que sale del espacio entre espigones tiende a pasar a la playa de La Victoria situada al Sur ya que el transporte general de sedimentos es de unos 27.000 m<sup>3</sup>/año hacia el Sur (ver Gómez-Pina *et al.*, 2004). Por su parte, además de la alimentación artificial inicial, la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar ha recibido recargas sucesivas durante las últimos dos décadas a

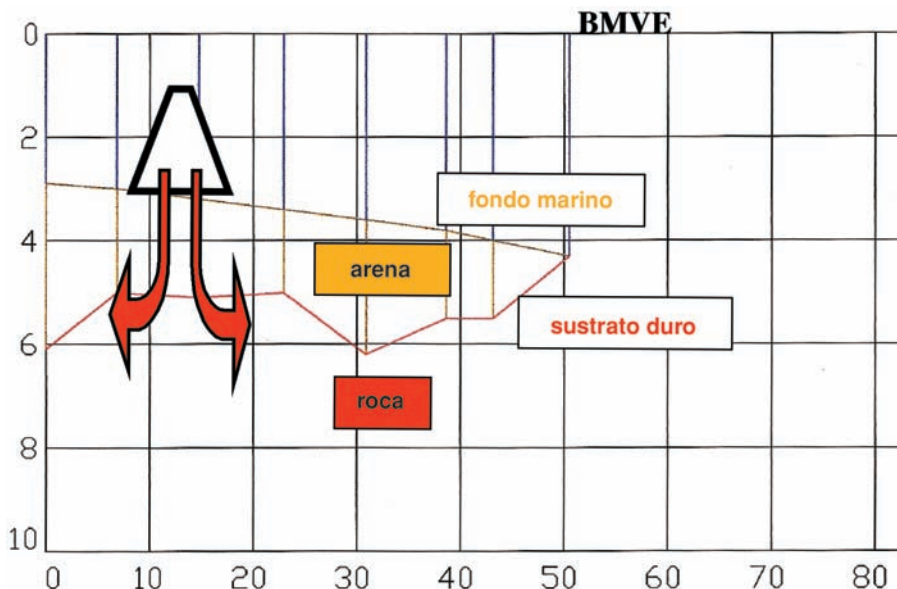


Figura 15. Perfiles del sondeo mediante lanza de agua P03 (2002).

un ritmo medio de unos 20.000 m<sup>3</sup>/año.

### **ACTUACIÓN EXPERIMENTAL EN LA PLAYA DE SANTA M<sup>a</sup> DEL MAR (CÁDIZ)**

Ante el fallo completo e inesperado de la solución convencional de escollera en 1998, la dificultad de aplicar una solución convencional, se decidió evaluar la construcción de un dique de pie con elementos modulares prefabricados, especialmente indicados para espacios ambientales sensibles. Los elementos del dique modular se fabrican fuera de la playa y se pueden desmantelar con relativa facilidad, reduciendo al mínimo el impacto ambiental de la intervención. Para probar el comportamiento de estos elementos prefabricados, se definió la *Actuación Experimental de "Dique Sumergido en la Playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz) Mediante Módulos de Hormigón Prefabricados"* consistente en la instalación de tres segmentos cortos de dique TCT modular en diferentes puntos de la playa siguiendo la traza del dique de pie hundido en 1998, dos sin banqueteta y uno con banqueteta de gravas. El objetivo principal de la Actuación Experimental era comprobar las dificultades constructivas y verificar los procesos de asentamiento de la estructura por socavación y licuefacción, así como los efectos sobre la playa.

Las obras de instalación de los elementos modulares se adjudican a NECSO que con la asistencia de la empresa de trabajos subacuáticos local DIVERSHIP realizaron la instalación y montaje de los tres diques modulares cortos en otoño de 2005. Por su parte, el proceso de seguimiento y control sistemático (antes, durante y después de



*Figura 16. Embarcación atracada en el Puerto de Cádiz y módulos en el muelle.*

la instalación) de los elementos modulares y la playa han sido realizado por el Departamento de Física Aplicada de la Universidad de Cádiz. Los módulos fueron transportados por carretera desde la planta de prefabricados de GH en Benisanó (Valencia) al Puerto de Cádiz en septiembre de 2005 y desde allí a la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar con un gánguil autopropulsado con grúa de 15 tn (ver figura 16) que calaba en carga 2,5 metros y podía transportar en cántara los módulos de cada segmento de dique.

El rendimiento de los trabajos de instalación del gánguil de la figura 16 resultó ser muy bajo si el mar no estaba totalmente en calma; esto dilató la instalación más de lo previsto, quedando terminada la instalación en noviembre de 2005. Así pues, se han instalado tres segmentos cortos de dique modular TCT (ver Figuras 2 y 4) siguiendo aproximadamente la traza del dique de pie hundido en 1998 que une los morros de los dos espigones laterales de la Playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar. Se colocaron siguiendo la traza con una longitud en coronación de 6 metros y una disposición abierta con banqueteta de grava en el caso del dique 3 y cerrada en los extremos con módulos triangulares en el caso de los diques 1 y 2. La figura 17 muestra la posición relativa de los tres diques y un conjunto de bloques cúbicos de 8 tn, así como módulos cuyo asentamiento se ha controlado en el seguimiento de los procesos de asentamiento y socavación. La figura 18 muestra un esquema de los procesos de socavación y asentamiento de los diques modulares que se analizan.

Además de las batimetrías y perfiles de playa, el control de los asentamientos de las estructuras se realizó con dos mareógrafos autónomos de presión (Aqualogger520pt de Aquatek) instalados en la base superior de los diques 2 y 3 que miden las diferencias de presión equivalentes al peso de la columna de agua-atmósfera situada sobre la vertical y referida a un nivel de referencia propio; estas diferencias de presión se traducen posteriormente a elevaciones hidrostáticas independientemente del efecto estático de la presión atmosférica. Un asentamiento del dique origina un desplazamiento vertical negativo del cero del instrumento y por tanto un aumento de la altu-

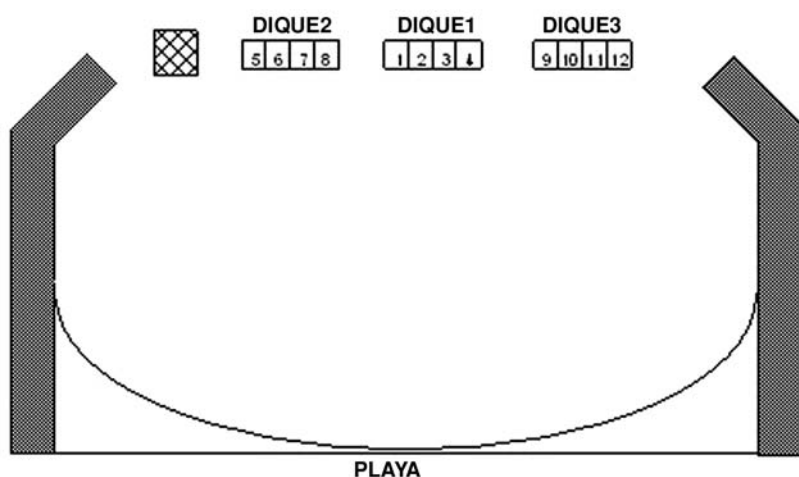


Figura 17. Posición de los diques y módulos para el control de asentamiento.

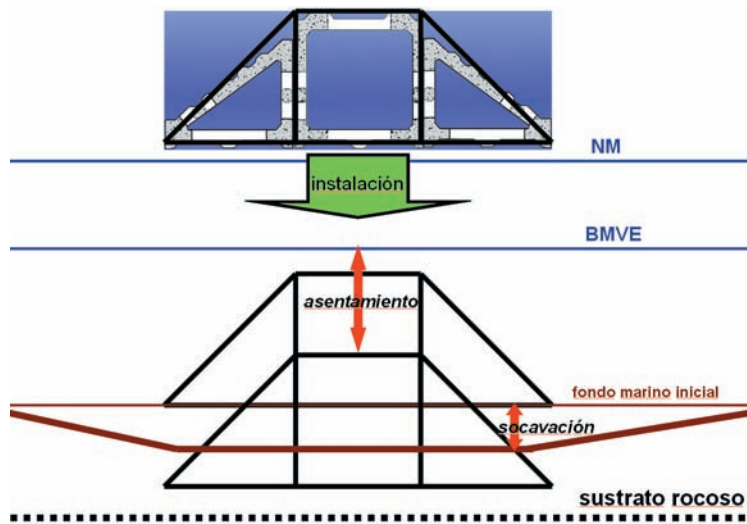


Figura 18. Esquema de asentamiento y socavación del dique modular TCT en Santa M<sup>a</sup> del Mar.

ra del nivel del mar, de este modo, se puede medir la evolución en el tiempo de la variable "asentamiento". Al instalar los mareógrafos en los diques se referenció mediante topografía de precisión el cero del instrumento a un clavo en tierra, el cual a su vez esta referenciado a la BMVE, es decir al cero hidrográfico o datum de la zona, lo que permitirá estimar los movimientos verticales de los diques respecto a este nivel. La figura 19 muestra la variabilidad temporal de la altura del nivel del mar durante el mes de diciembre de 2005 obtenida a partir de los registros de los dos

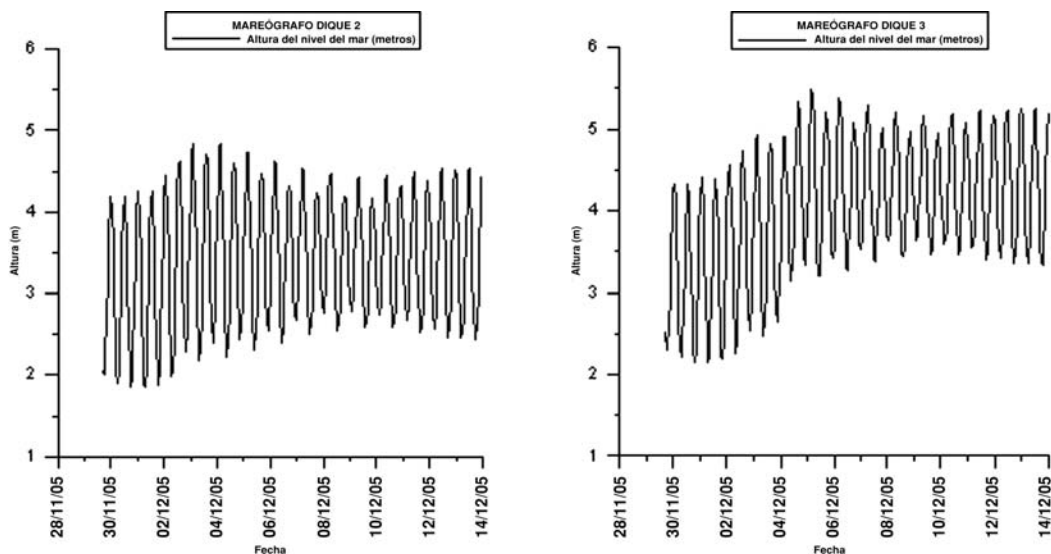


Figura 19. Altura del nivel del mar registrado por los mareógrafos instalados en los diques 2 y 3.

sensores de presión instalados observándose un fuerte asentamiento las semanas siguientes a la instalación y después una cierta estabilización. A partir de estos registros se ha podido determinar la variabilidad temporal del asentamiento para cada dique y donde se aprecia que existe un pequeño basculamiento en los módulos.

Además de los sensores de presión continuos, se han instalado “chapas” de referencia en la parte superior de cada uno de los módulos cuadrados y se ha realizado el levantamiento de precisión correspondiente con una frecuencia mensual. El seguimiento continúa pero pueden adelantarse algunas observaciones de carácter general referidas al esquema de la figura 18:

1. El asentamientos diferencial máximo observado (módulos de un mismo dique) ha sido de 25 cm (12 módulos monitorizados).
2. Los diques 1 y 2 (sin banquetta) han asentado aproximadamente 1.5 metros en el primer mes después de la instalación y se han estabilizado después. El dique 3 (con banquetta de gravas) ha tenido un asentamiento más lento, aproximadamente un metro de asentamiento el primer mes y 30 cm el segundo mes después de la instalación.
3. Las profundidades de socavación observadas en los diques varían entre el 10% y el 90% del asentamiento observado. Esto indica procesos de llenado y vaciado de la zona de socavación alrededor de las estructuras.

La figura 20 muestra los descensos observados en el dique 1 para cada uno de los módulos cuadrados en relación al nivel de BMVE y del fondo duro estimado con los sondeos con lanzas de agua de Fondemar (2002). En este caso, la “chapa 4” resultó dañada en el proceso de instalación y fue eliminada del seguimiento.

La figura 21 muestra una representación 3D de la posición final estimada de los

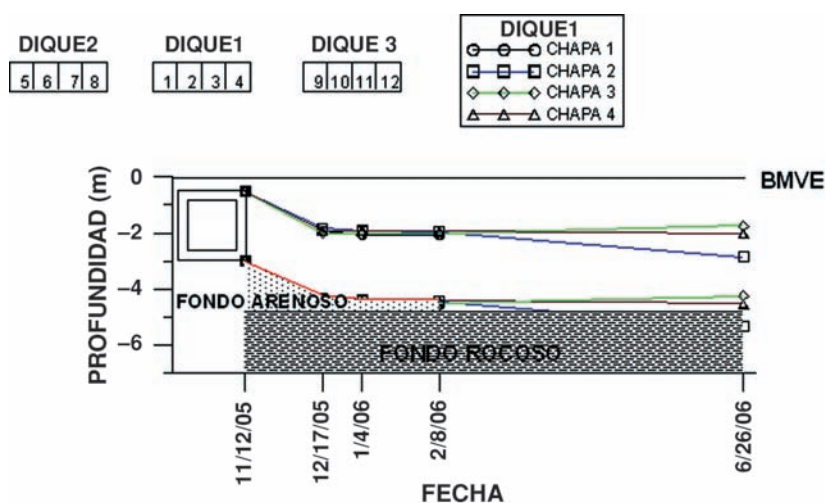


Figura 20. Descensos observados en los módulos cuadrados del dique 1.

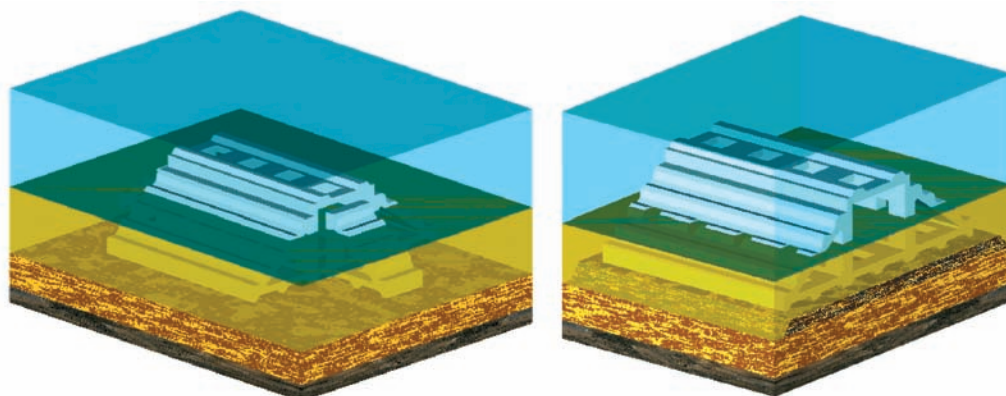


Figura 21. Representación 3D de la posición final estimada de los diques modulares.

diques modulares instalados en la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar después de un primer invierno relativamente suave, respecto del fondo marino original situado en BMVE a  $h = 3$  metros.

Los diques modulares TCT instalados son obstáculos pequeños de forma trapezoidal y cabe esperar asentamientos por socavación algo inferiores al 50% de la altura (ver Sumer and Fredsoe, 2002). Esta estimación general concuerda con las observaciones de Stauble and Tabar (2003) de los diques prefabricados *PEP* y *Beachsaver* (secciones triangulares de 1,8 metros de altura) indican asentamientos medios del 46% de la altura (*PEP* sin geotextiles) y del 38% de la altura (*Beachshaver* con geotextiles). En nuestro caso, los asentamientos observados son mayores de los teóricos (del orden de 1,5 metros) pudiendo, en algún caso, haber tocado el estrato duro inferior o alguna piedra apoyada en el estrato duro. Esto confirma las condiciones especialmente intensas de los procesos de socavación y licuefacción de arenas en la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar. A pesar de que los elementos modulares tienen una densidad absoluta y aparente muy inferior a la de la escollera y los temporales en la zona no han sido especialmente duros, el asentamiento observado es muy importante y queda muy cerca del sustrato duro (límite físico del asentamiento).

Los procesos de socavación y licuefacción se retroalimentan ya que la socavación reduce las densidades relativas de la capa superficial y la licuefacción facilita la movilidad de los sedimentos y la erosión correspondiente. En el caso de la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar, la existencia de un sustrato impermeable y duro a niveles muy altos, el oleaje intenso y las mareas favorecen la movilidad general de las arenas intensificando los fenómenos de socavación y licuefacción de arenas inducidas por el oleaje. El hundimiento rápido hasta la desaparición del dique de pie construido en 1998, las obras de refuerzo de 1999 (804 tn de escollera de 1 tn a 5 tn) del espigón Norte extendido sobre fondo arenosos en 1997 y el asentamiento progresivo hasta tocar el sustrato duro que se ha observado en la Actuación Experimental de 2005 reflejan una situación de playa sumergida con arenas de movilidad muy elevada donde los procesos de licuefacción pueden afectar a toda la capa arenosa sobre el

sustrato duro que constituye la playa sumergida.

## RESUMEN Y CONCLUSIONES

Este artículo describe el concepto de dique modular, los ensayos físicos 2D de transmisión a escala 1/10 y la Actuación Experimental de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz) dirigida a evaluar los procesos de asentamiento por socavación y licuefacción en la zona ante una posible utilización de elementos prefabricados para la construcción de un nuevo dique de pie entre los espigones de cierre. Desde el punto de vista funcional, el dique modular se comporta de manera análoga al convencional de sección similar con transmisiones algo inferiores si  $CT > 40\%$  y algo superiores si  $CT < 40\%$ ; sin embargo, el concepto modular permite minimizar el impacto ambiental y maximizar la reutilización, siendo especialmente indicado para las actuaciones en espacios muy sensibles.

La playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar es una playa urbana muy apreciada por los gaditanos con una afluencia muy importante de bañistas y surfistas. Tal y como se disfruta en la actualidad, es una playa artificial de arenas doradas apoyada entre dos espigones artificiales y con aportaciones periódicas de arena del orden de 20.000 m<sup>3</sup>/año. Para reducir estas aportaciones, en 1998 se construyó un dique de pie de escollera de 1 a 3 tn que se hundió por completo en el fondo marino ( $D_{50} = 0,21$  mm) en el primer invierno, probablemente por los procesos de socavación primero y licuefacción después. Los sondeos con lanzas de agua realizados en 2002 parecen confirmar el hundimiento de la escollera hasta alcanzar el sustrato duro que existe unos dos metros por debajo del fondo marino. La existencia de un sustrato impermeable y duro muy alto, así como existencia de una marea importante (3,6 metros) y la movilidad de los sedimentos entre los espigones de cierre, plantean un escenario muy favorable a la socavación y licuefacción de arenas inducida por el oleaje.

Dada la conveniencia de construir un dique de cierre que permita reducir las aportaciones de arena a la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar y el hundimiento de la solución convencional, se planteó la posibilidad de construirlo con elementos modulares especialmente indicados para actuar en zonas ambientales sensibles. Para evaluar la propuesta modular en un entorno muy desfavorable respecto a la licuefacción de arenas, se planteó la Actuación Experimental de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz) consistente en la instalación de tres segmentos cortos de dique modular TCT sobre la traza del dique de pie hundido en 1998. Los elementos modulares (12 C88 y 28 T70) fueron transportados por carretera sin problemas desde Valencia al Puerto de Cádiz. La instalación se realizó con un gánguil autopropulsado con grúa de 15 tn que calaba en carga 2,5 metros y podía transportar en cántara todos los módulos de un segmento de dique; los rendimientos de trabajo fueron muy grandes con el mar en calma total, pero muy bajos con agitación.

El seguimiento de la playa y de los asentamientos y socavación de los diques se inició antes de la instalación y continuó durante y después de la misma. Los trabajos de seguimiento están en curso pero se han podido extraer algunos datos y conclusiones preliminares que se describen en este artículo. Entre los equipos de seguimiento, se han utilizado dos registradores de presión para medir el asentamiento continuado de los diques 2 y 3 y se han realizado levantamientos con frecuencia mensual de todos los módulos cuadrados de los tres diques. Se han observado



asentamientos diferenciales e incluso basculamientos de módulos con el paso del tiempo; sin embargo, el hecho más relevante ha sido el asentamiento rápido y general de todos los diques del orden de un metro y un descenso lento progresivo después hasta alcanzar o casi alcanzar el sustrato duro situado entre 1,5 y 2,0 metros por debajo del fondo marino. La banqueta de gravas del dique 3 ha ralentizado un poco el asentamiento durante las primeras semanas pero no parece haber tenido efectos significativos 6 meses después de la instalación.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado con los resultados de los Proyectos REFLOTA y PIMAR financiados por la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente. Se agradece también a Puertos del Estado el software NEUROPORT 2.0 que se ha utilizado en el estudio.

## REFERENCIAS

- BRIGANTI, R.; VAN DER MEER, J. W.; BUCCINO, M. and CALABRESE, M., 2003: Wave Transmission behind Low-Crested Structures. *Proc. Coastal Structures 2003*, ASCE, 580-592.
- BURCHARTH, H., and LAMBERTI, A., 2004: Design guidelines of low crested structures. *Proc. 29th Int. Coastal Eng. Conf.*, ASCE, 4126-4138.
- D'ANGREMOND, K.; VAN DER MEER, J. and DE JONG, R., 1996: Wave transmission at low-crested structures. *Proc. 25th Int. Coastal Eng. Conf.*, ASCE, 2418-2427.
- DEAN, R. G.; CHEN, R. and BROWDER, A. E., 1997: Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Plam Beach, Florida, USA. *Coastal Engineering*, 29(1997): 291-315.
- EUCC, 2003. Trends of Coastal Erosion in Europe. *Report of EUROSION Project*, Leiden (NL), June 2003, 108 p.
- FONDEMAR, 2002: Sondeo mediante lanzas de agua en la playa de Santa M<sup>a</sup> del Mar (Cádiz). Informe para la Dirección General de Costas-Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico, marzo 2002.
- GÓMEZ-PINA, G.; MUÑOZ, J. J.; FAGES, L.; RAMÍREZ, J. L.; ENRIQUEZ, J. and SOBRINO, J., 2004: A critical review of urban beach nourishment projects in Cádiz city alter twelve years, *Proc. 29th Int. Coastal Eng. Conf.*, ASCE, 3454-41383466.
- MANSARD, E. P. D. and FUNKE, E. R., 1980: "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method." *Proceedings of the 17th ICCE*, ASCE, 154-172.
- MEDINA, J. R. y SERRA, J., 1987: Arrecifes Artificiales (I). Problemas Pesqueros y de Protección de Costas. *Revista de Obras Públicas*, (Madrid), Nov. 1987, 725-735.
- MEDINA J. R.; TINTORÉ, J. y DUARTE, C. M., 2001: Las praderas de *Posidonia oceanica* y la regeneración de playas (in Spanish). *Revista de Obras Públicas*, 3409, 31-43.
- 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.; GONZÁLEZ-ESCRIVÁ, J. A.; J. GARRIDO and DE ROUCK, J., 2002: Overtopping Analysis using Neural Networks. *ICCE'2002*: 2165-2177.
- MEDINA, J. R., 2003: *Manual de Usuarios del Programa NEUROPORT 2.0*. Informe para Puertos del Estado, mayo de 2003.
- MEDINA, J. R., 2005: Modelo Neuronal para Estimar Transmisión y Reflexión del Oleaje en Diques Exentos Modulares. *VIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puerto (en prensa)*
- MEDINA, J. R.; MUÑOZ, J. J. and GÓMEZ-PINA, G., 2006: Transmisión and reflection of modular detached breakwaters, Abstract ICCE 2006.
- MUÑOZ-PÉREZ, J. J.; LÓPEZ DE SAN ROMÁN, B.; GUTIERREZ-MA, J. M.; MORENO, L. and CUENA G. J., 2001: Cost of beach maintenace in the Gula of Cádiz (SW Spain). *Coastal Engineering* 42 (2001): 143-153.
- RAUCH, H. G., 1989: Prefabricated erosion prevention wall. US 4.818.141; 4 III 1989.
- RAUCH, H. G., 1992. Submerged breakwater and barrier reef. US-5.120.156; 9 VI 1992.
- RODRÍGUEZ, J.; GARRIDO, J. y MEDINA, J. R., 2003: Estudio de diques sumergidos prefabricados para la protección de costas (in Spanish). *CD-ROM de Ponencias VII JEPyC*, FF Ingeniería del Agua.
- RODRÍGUEZ, A.; GÓNGORA, A. y MEDINA, J. R., 2004: NEUROPORT, la aplicación de redes neuronales en el ámbito portuario. *Puertos*, Madrid, enero/febrero 2004, 57-64
- STAUBLE, D. K. y TABAR, J. R., 2003: The use of submerged narrow-crested breakwaters for shoreline erosion control. *Journal of Coastal Research*, 19(3): 684-722.
- SUMER, B. M. and FREDSOE, J., 2002: *The Mechanics of Scour in the Marine Environment*. World Scientific, London.
- YEPES, V. and MEDINA, J. R., 2005: Land Use Tourism in Spanish Coastal Areas. A Case Study of the Valencia Region. *Journal of Coastal Research*, SI 49 (Proc. Of the 2<sup>nd</sup> Meeting in Marine Sciences), 83-88, Valencia-Spain.



# SEGUIMIENTO DE LA EVOLUCIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y LAS COMUNIDADES BIOLÓGICAS EN LA ZONA AFECTADA POR LA EXTRACCIÓN DE ARENAS EN CABO VIDIO (ASTURIAS)



Ramón Galán<sup>1</sup> y José Luis Buceta<sup>1</sup>,  
Nicanor Prendes<sup>2</sup> y Sergio Mestre<sup>3</sup>

## ANTECEDENTES

La Dirección General de Costas realizó en 1992 un estudio geofísico general de la costa asturiana para la búsqueda de yacimientos de arena que permitieron localizar diversas zonas previsiblemente adecuadas entre los límites de Cabo Peñas y Cabo Vidio.

Entre finales de 1997 y primeros meses de 1998, se realizó la caracterización de las potenciales zonas de préstamo a través de dos campañas de sondeos marinos, contratadas una con Geomytsa entre Cabo Peñas y la Punta del Pical y la segunda con Esgemar, cuyo ámbito geográfico abarcaba entre Punta del Pical y Cabo Vidio.

Paralelamente y al objeto de obtener el máximo provecho de los medios movilizados por ambas empresas, se decidió encargar al CEDEX la realización de un “estudio de impacto ambiental de la extracción de arenas en la costa asturiana”, cuyo informe final fue emitido en junio de 1999.

De las 10 zonas estudiadas, tanto desde el punto de vista sedimentológico en la campaña de sondeos marinos como por el resto de aspectos dentro del estudio de impacto ambiental, la zona de Cabo Vidio era una de las 10 alternativas que se barajaban en principio como potenciales fuentes de arena para regeneraciones de playas y fue, tras los estudios realizados, considerada como la mejor de las alternativas, tanto por la calidad de sus arenas como por los moderados efectos ambientales que se derivarían de su explotación.

---

<sup>1</sup> Dirección General de Costas

<sup>2</sup> CEDEX

<sup>3</sup> Tecnoambiente.

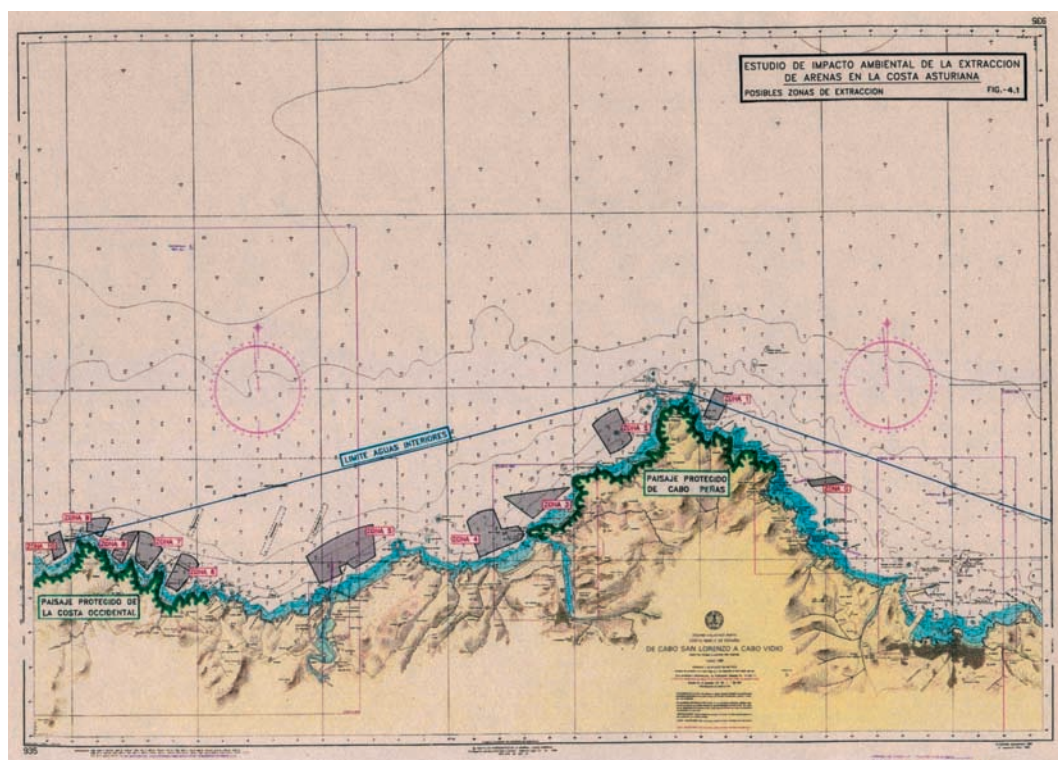


Figura 1. Zonas potenciales de explotación en Asturias.

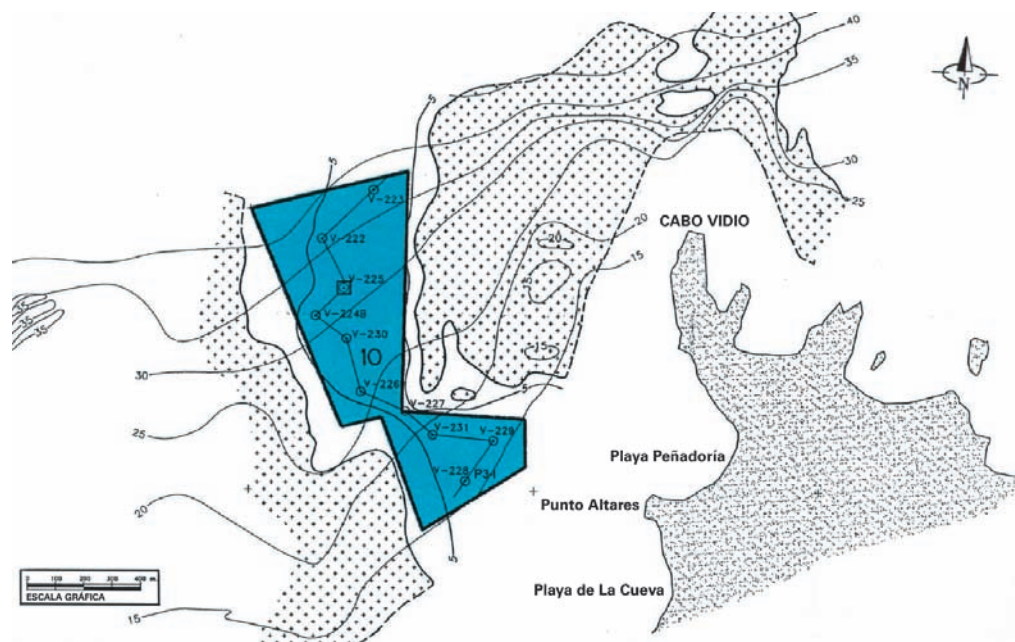


Figura 2. Zona a explotar de acuerdo con el estudio de geofísica.

Las características del yacimiento que, a través de los análisis de 10 sondeos por vibración realizados en la zona pudieron ponerse de manifiesto, son las que se incluyen en la tabla 1.

Superficie	515.000 m <sup>2</sup>
Rango batimétrico	15-36 m
Espesor medio de arenas	4 m
Volumen de arena	1.884.694 m <sup>3</sup>
D50	0,49 mm
Porcentaje de finos	6,9 %
Materia orgánica	0,84 %

**Tabla 1. Características del yacimiento de Cabo Vidio**

En toda la capa superficial del banco de arenas (0 a 1 m de potencia) existía una gran homogeneidad en el tipo de sedimentos, arenas finas con un D50 casi idéntico entorno a 0,16 mm. El mismo tipo de arena se encuentra a mayores profundidades salvo en la zona menos profunda del área de extracción en la que, a partir de un metro de espesor se observa un importante cambio en la composición del sedimento, detectándose arenas gruesas y/o muy gruesas que llega ocasionalmente hasta el límite inferior de la columna de sedimento prospectada.

## EL INVENTARIO AMBIENTAL

Dentro del Estudio de Impacto ambiental realizado por el CEDEX se incluyó tanto una recopilación de toda la información previa existente sobre la zona como, para cubrir los huecos de conocimiento, la realización de nuevos estudios.

De manera muy resumida, los diferentes capítulos que se contemplaron dentro del inventario ambiental fueron los siguientes:

- Estudio de Hidrodinámica (corrientes, mareas, oleaje).
- Estudio de calidad de las aguas.
- Estudio de calidad de los sedimentos.
- Transporte de sedimentos y Estabilidad de las playas.
- Estudio de transporte y dispersión del material.
- Estudio medio biótico (plancton, bentos, necton).

El **estudio de corrientes** se realizó mediante la utilización de los datos existentes en la Confederación Hidrográfica del Norte para dos puntos de medida, en Luanco y Cabo Negro, donde se contaba con registros obtenidos por correntímetros ubicados en las proximidades de la superficie y el fondo de la columna de agua. Sin embargo, para las zonas que se incluían en el estudio situadas hacia el Oeste de Avilés, la

distancia existente así como la diferente orientación de la costa hicieron necesaria la obtención de nuevas medidas de corriente, instalándose dos nuevos correntímetros en un punto situado en las proximidades de Cudillero.

Los datos registrados muestran una fuerte componente de la marea, llegándose a alcanzar velocidades algo superiores a los 50 cm/s en la zona de Luanco, siendo significativamente inferiores en Cudillero, donde raramente se superaban los 20 cm/s.

Para el caso de la zona de Cudillero, se obtuvo una probabilidad de no excedencia del 95% de 9 cm/s en superficie y 11 cm/s en las proximidades del fondo.

En cuanto al estudio del oleaje se realizó teniendo en cuenta los registros de la boya de la REMRO de Gijón y los datos del Nacional Climatic Data Center, cuyo tratamiento estadístico permitió la obtención de la rosa de oleaje compuesta o el diagrama direccional de flujo de energía.

El estudio de estructura y calidad de las aguas se realizó conjuntamente con la realización de sondeos marinos y puso de manifiesto que la termoclina aparece únicamente durante el verano y entre los 30 y los 40 m de profundidad y se trata de aguas oligotróficas sin ningún indicio de contaminación (a diferencia de lo detectado, por ejemplo, en la parte externa de las Rías de Avilés y Pravia).

La calidad de las arenas, desde el punto de vista ambiental, fue considerada como excelente, con un contenido muy escaso de materia orgánica, concentraciones de contaminantes en todos los casos por debajo de los límites de detección y presencia muy moderada de microorganismos, en todo caso muy por debajo de los criterios existentes para su utilización en playas de baño.

Especialmente relevante fue el estudio de transporte de sedimentos y estabilidad de las playas, realizado siguiendo el modelo empírico de Birkemeier (1985) a partir de la altura de ola que es excedida 12 horas al año y su periodo asociado. De esta manera, resultaron los siguientes valores:

- Profundidad activa ( $d_1$ ) = 8,77 m.
- Profundidad límite ( $d_2$ ) = 18,2 m.

Lo que, teniendo en cuenta el margen de seguridad mínimo que se debía considerar, llevó a definir que para que la extracción de arena careciera de efectos sobre la dinámica litoral debería realizarse por debajo de los 10 m de profundidad mientras que para aquellos bancos que, como es el caso del de Cabo Vidio, pueda existir una continuidad con playas emergidas, el dragado debería realizarse por debajo de los 20 m para no afectar las variaciones de perfil en las mismas que, de manera natural, se producen a lo largo del año.

Asimismo, teniendo en consideración los ensayos de laboratorio sobre velocidad de sedimentación de los materiales y el transporte inducido por las corrientes existentes en la zona, se llegó a la conclusión de que la extracción en la zona más cercana a la costa podría originar un incremento significativo en el material en suspensión que llegase hasta la línea de orilla, pudiendo afectar a los recursos explotables que allí existen.

La cartografía bionómica de detalle, realizada por el CIS, puso de manifiesto que los fondos blandos estaban ocupados por la comunidad de arenas finas bien calibradas apareciendo, sobre todo en las inmediaciones de los afloramientos rocosos y sobre un sustrato constituido por arenas medias o gruesas, la comunidad de "arenas de Anfioxus" de mayor valor ecológico que las primeras. Sobre el sustrato duro se desarrollan tres comunidades que constituyen recursos explotables: percebe (*Pollicipes cornucopia*), ocle (*Gellidium sesquipedale*) y erizo (*Paracentrotus lividus*) que podrían resultar afectadas en caso de un incremento persistente en la turbidez de las aguas y el aporte sedimentario. Asimismo, otros poblamientos biocenóticos existentes en la zona están constituidos por los bosques de feofíceas (*Laminaria* y *Saccorhiza*) en zonas expuestas y semiexpuestas con una buena densidad y cobertura, si bien estas algas toleran ciertos índices de sedimentación.

## ANÁLISIS SOCIOECONÓMICO

Dentro del estudio socioeconómico que se realizó, con carácter general para toda la zona de estudio, tuvo especial relevancia la descripción de los recursos económicos marinos potencialmente explotables, la flota pesquera y actividades económicas asociadas a este sector, así como otros recursos económicos tales como playas, puertos deportivos, recursos ambientales y culturales, etc.

Para el caso de la zona propuesta para la extracción de arenas en Cabo Vidio, se puso de manifiesto que en la misma predominan caladeros de pesca litoral sobre roca y donde con nasas, redes de enmalle y palangre, la flota artesanal captura marisco y peces bentónicos, si bien existe un caladero sobre fondos blandos situado entre Cabo Vidio y Cabo Vidrias denominado "la gran playa de Cudillero". La zona de dragado, que podría considerarse incluida dentro del caladero, supone una mínima parte del mismo.

## IMPACTOS DETECTADOS

El análisis de toda la información recogida en el estudio, permitió la identificación y posterior caracterización de impactos. No se detectó ningún impacto crítico. Se consideraron severos los impactos sobre la estabilidad de las playas de Doria y de la Cueva ya que la extracción se realizaba en un rango batimétrico comprendido entre los 15 y 36 metros, parcialmente incluido dentro de la profundidad activa de estas playas y el Impacto sobre los recursos bentónicos explotables y, específicamente, las poblaciones de percebe existentes en Punta Altares, que de manera indirecta, a través del aumento de turbidez de las aguas, podrían resultar afectadas por la extracción. Las medidas preventivas previstas minimizan también el impacto sobre este recurso.

Para minimizar los dos impactos severos de la alternativa, se recomendó modificar la zona de dragado, de manera que únicamente se explotase el polígono situado en un mayor rango batimétrico y más alejado de la costa (ver figura 3), con lo que la actuación podría ser, entonces, considerada como compatible.



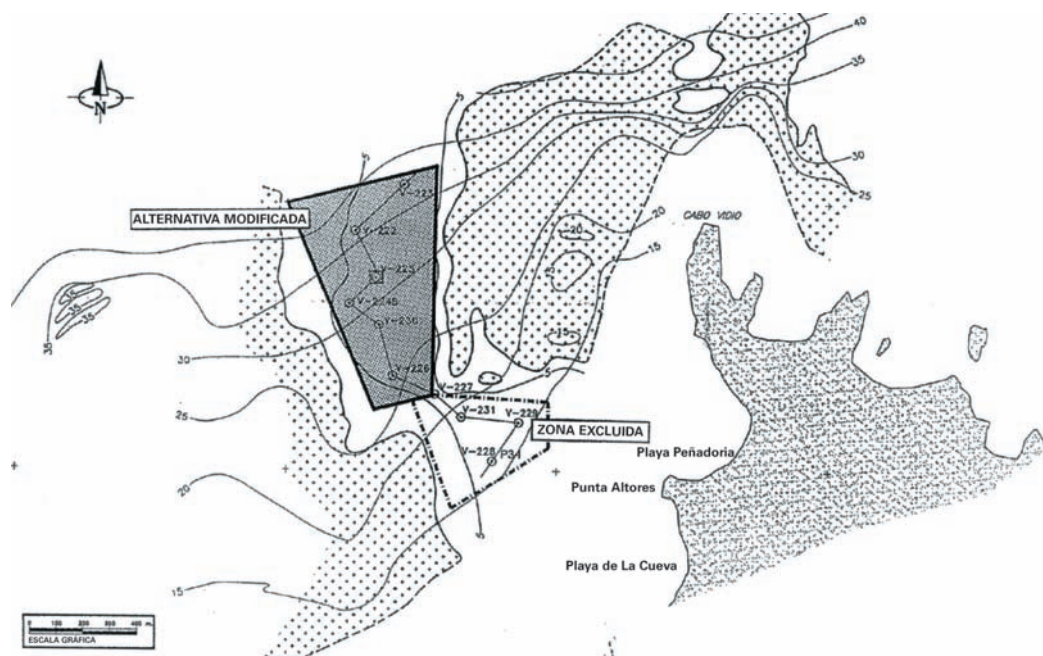


Figura 3. Alternativa modificada.

## LA EXPLOTACIÓN DEL YACIMIENTO

La extracción de las arenas fue realizada entre el 16 de noviembre de 2004 y el 5 de enero de 2005, por la draga de succión en marcha Geopotés XV, de 8.823 m<sup>3</sup> de capacidad de tolva y dotada con dos tubos de succión laterales, siendo en volumen total extraído de 541.322 m<sup>3</sup>



Figura 4. Draga Geopotés XV saliendo del Puerto de Avilés.

Dada la época del año en que tuvo lugar el dragado, fue preciso realizar el vertido del mismo desde un lugar abrigado, puesto que para alturas de ola significantes superiores a 1,50 m, no es posible efectuar el vertido de las arenas mediante tubería flotante, por las dificultades extremas que existirían para conectar la tubería a la draga y mantenerla en condiciones de utilización.

El vertido del material dragado se efectuó por lo tanto desde el Puerto de Avilés a través de un sistema de tuberías terrestres hasta la playa de Salinas.

La draga se conectaba a una tubería de 907 m, que bombeaba las arenas hasta el booster, es decir, una caseta de bombas de reimpulsión, en donde a través de una

nueva tubería se realizaba el vertido en avance por la playa, hasta llegar a una longitud total de unos 4.000 m.

El plazo de tiempo en que se efectuó el dragado, fue de más de dos meses y medio, ya que al margen de las necesidades comerciales del Puerto de Avilés, que impedían el poder trabajar todos los días desde el dique en donde se efectuaba la conexión a las tuberías de vertido, existía la limitación de la draga a poder posicionarse y succionar en marcha con alturas de ola significantes superiores a 2,50 m, lo que desgraciadamente ocurrió en bastantes días.



*Figura 5. Extracción del cabezal de babor.*

El ciclo de la operación de dragado y vertido podemos descomponerlo en las siguientes etapas:

- Salida del Puerto de Avilés en dirección a la zona de extracción (aproximadamente 15 minutos).
- Tiempo de navegación hasta las zona de extracción (variable entre 1 h. 30 min. y 1 h. 50 min.).
- Dragado de las arenas (entre 2 y 3 horas).
- Tiempo de navegación desde la zona de dragado hasta el Puerto de Avilés (variable entre 1 h. 30 min. y 1 h. 50 min.).
- Atraque en el Puerto de Avilés (aproximadamente 15 minutos).
- Vertido del material dragado a través de un sistema de tuberías, hasta la playa de Salinas. (entre 1 h. 30 min. y 2 h.).

El Tiempo total del ciclo, incluyendo los tiempos de atraque y salida del Puerto, era de unas 8 horas, por lo que podemos suponer que se realizaron tres ciclos al día.

La cántara estaba provista de un sistema de decantación, mediante el cual el agua succionada y parte de las arenas de tamaño mas fino se expulsaban al mar.



*Figura 6. Conexión de la tubería para efectuar el vertido*

Durante cada ciclo se recogían tres muestras de arena al objeto de estudiar su granulometría y realizar un control de calidad.

El volumen de arena de cada muestra era de al menos 700 grs., siendo su intervalo de recogido de 30 minutos, al objeto de obtener la máxima representatividad.

La extracción de arena se realizó de forma que no se agotara en ningún caso la arena en cada punto de extracción, dejando al menos un espesor medio de 0,50 m al objeto de permitir la recolonización de la biocenosis existente antes del inicio de las obras.

El efecto de la turbidez, generado durante el dragado, sobre el plancton, necton y benton fue mínimo, ya que aproximadamente en treinta minutos sus efectos habían desaparecido, según confirmación de la Asistencia Técnica a la Dirección del Proyecto presente en la draga y compuesta por un biólogo y un geólogo.

La aparición de turbidez se constataba tanto en el fondo, como consecuencia del dragado realizado por las bombas de succión, como en la superficie, debido a la expulsión de agua y finos a través del rebosadero de la cántara.



Figura 7. Turbidez tras el dragado.

A lo largo del desarrollo de las obras, en ningún momento se produjeron fugas accidentales o vaciado de la carga por avería o accidente durante el transporte del sedimento al Puerto de Avilés.

No se observó la presencia de fauna piscícola, ya que durante la operación de dragado se ahuyenta, hecho confirmado al no encontrarse ningún pez ni sus restos, en ninguna de las cantaros analizadas o arenas vertidas en la playa. Se han observado diferentes restos de conchas y fauna bentónica pero solo en el caso del artrópodo *Diógenes pugilator* de forma viva, y en una minoría de las muestras analizadas. En el listado taxonómico específico realizado se destacan de forma cuantitativa y en la mayoría de las muestras analizadas, la presencia de conchas de gasterópodos como *Helcion pellucidus* (Linné 1758), *Nassarius incrassatus* (Strom 1768), *Opalia crenata* (Linné 1758), y bivalvos como *Arca Terragona* (Poli 1791), *Chlamys multistriata* (Poli 1795). La presencia de equinodermos se resume a restos de caparazón de erizos de mar.

No se ha detectado en ninguna de las muestras de arena restos de plantas (fanerógamas o algas). El efecto negativo sobre la biocenosis vegetal existente en sustratos anexos al área de extracción, que vendría determinado por la turbidez generada y la deposición de finos tras el dragado, se vio minimizado gracias al sistema de extracción utilizado, que como apuntamos anteriormente, permitía recuperar los niveles normales en pocos minutos.

## CAMPAÑAS DE SEGUIMIENTO DE LOS EFECTOS

Una vez realizada la extracción de arenas con vistas a la regeneración de la playa de Salinas, y de acuerdo con los contenidos del estudio de impacto ambiental, se activó el Programa de Vigilancia Ambiental que contemplaba el análisis evolutivo de diferentes grupos de variables indicadores del impacto producido.

El Programa de Vigilancia consta de un total de 10 campañas repartidas entre 2005 y 2006. De ellas 6 están centradas en el seguimiento de la calidad de las aguas y las arenas y 4 tienen como objetivo el seguimiento biológico. La última de estas campañas se realizará en septiembre de 2006 para coincidir aproximadamente con la época en que se llevó a cabo el estudio preoperacional.

El seguimiento paramétrico se ha hecho para la columna de agua, el análisis de los sedimentos del fondo marino y el desarrollo de las comunidades biológicas asociadas tanto a los fondos blandos directamente afectados por la extracción como a los fondos rocosos situados en las proximidades y que pudieron verse indirectamente afectados por la misma. Estos puntos de control se han referenciado por GPS y trasladado a un plano, tal y como se muestra en la figura 8.

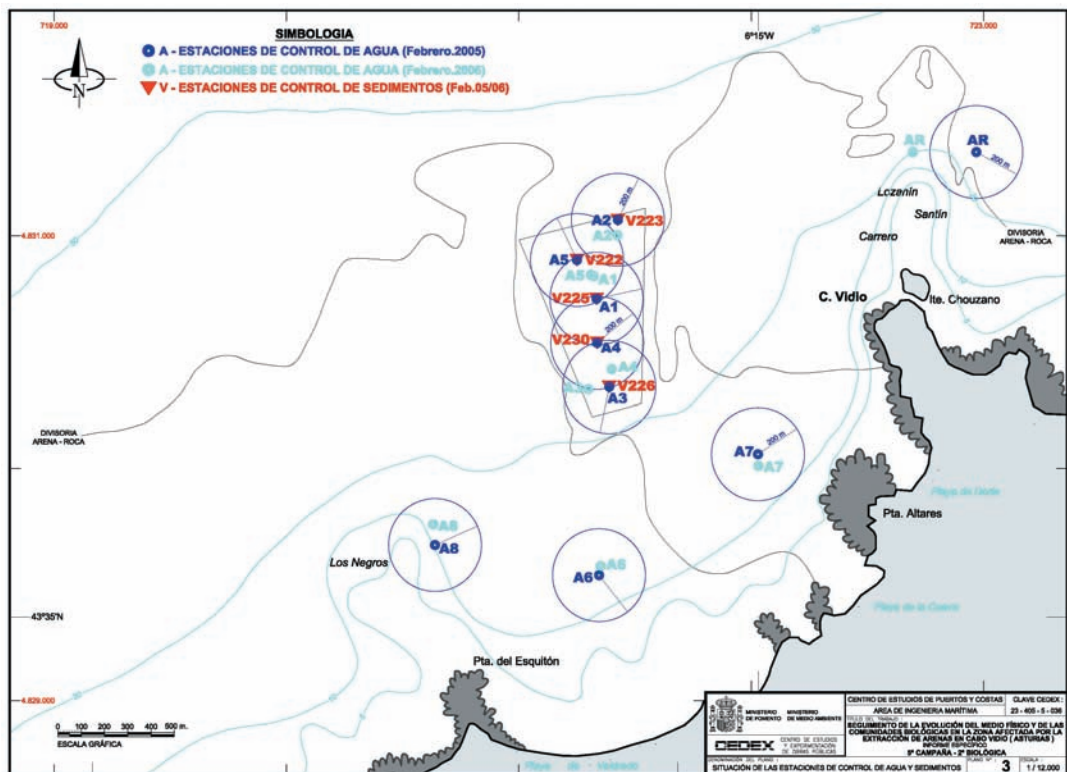


Figura 8. Posiciones de los puntos de control de sedimentos y aguas en el área de afectación y su entorno.

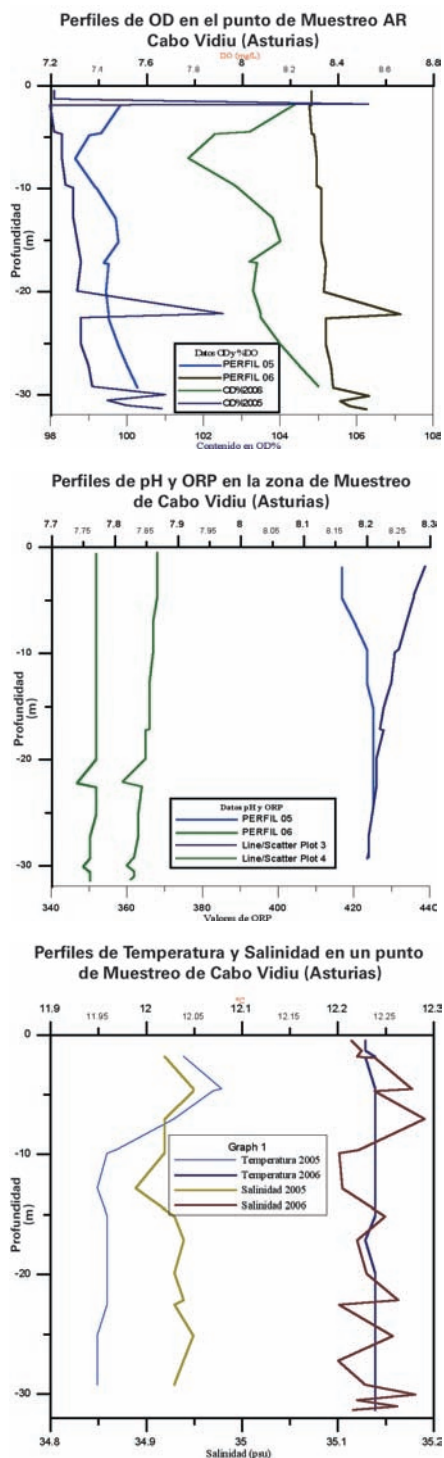


Figura 9. Variables paramétricas de la zona de estudio.

**Medio acuático.** En principio, una actuación de extracción de arenas incrementa la turbidez de las aguas, sobre todo en los primeros estadios. Sin embargo, una vez terminada la actividad extractiva, el medio acuático se recupera en muy poco tiempo.

Los parámetros elegidos para realizar el seguimiento (Turbidez, Oxígeno Disuelto, pH, Potencial RedOx, Temperatura y Salinidad) pretender detectar anomalías significativas más allá de los valores esperados. Se han tomado en las mismas fechas, aproximadamente, y a lo largo de los dos últimos años. Los puntos de muestreo, en este caso, se limitaron a nueve, de los que cinco se han ubicado en el área de afección, dejando los cuatro restantes como puntos de control (tres de ellos, colocados frente a la costa) y zona de referencia (uno, fuera del posible área de afección).

Las variables anteriores no detectan ninguna anomalía significativa en ninguno de sus parámetros más allá del lógico desplazamiento estacional propio de este tipo de masas de agua (ligeras variaciones en cuanto a la T°, pH, OD). En los siguientes gráficos se representan los valores, a título de ejemplo, para un punto cualquiera de cada una de las variables escogidas, mostrando su rango de variabilidad que, se debe a procesos, exclusivamente de carácter estacional.

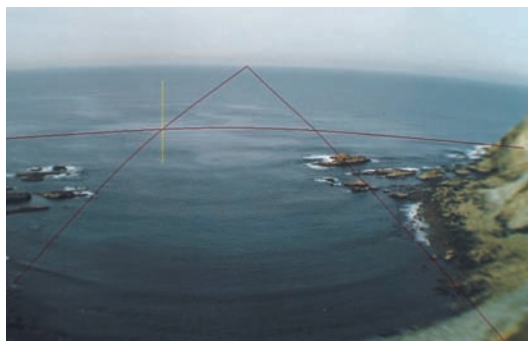


Imagen referenciada de un punto de muestreo.

**Medio Sedimentario.** Es el medio en el que mayor impacto ambiental se genera. La consecuencia inmediata es la variación topográfica del lecho marino, produciéndose una serie de canales o surcos en los que se acusa una evidente pérdida de material. La capacidad del medio da respuestas más lentas que en el caso anterior y el impacto ambiental se mantiene en el espacio mayor tiempo

A diferencia del anterior, los puntos de control geomorfológico y de caracterización sedimentaria se han reducido a cinco, todos ellos dentro del polígono marcado como área extractiva. Los parámetros de caracterización han sido, la **granulometría** de las arenas (extraídas mediante dragas en puntos coincidentes con los utilizados en la campaña preoperacional), además del control del **Carbono Orgánico Total (COT)** y el porcentaje de **Sólidos Volátiles (SV)**.

En este caso sí se han detectado diferencias entre las muestras respecto a la situación preoperacional, pudiendo establecerse dos grupos espacialmente diferenciados y con comportamientos sedimentarios dispares. Por un lado tendríamos un área, más distal en la que se mantienen las curvas granulométricas prácticamente idénticas a las obtenidas en las campañas prospectivas preoperacionales, y una segunda zona, más próxima a la costa en el que la curva granulométrica muestra diferencias significativas respecto a la situación preoperacional y para cada una de las siguientes campañas, tal y como se ilustra en los dos gráficos siguientes.

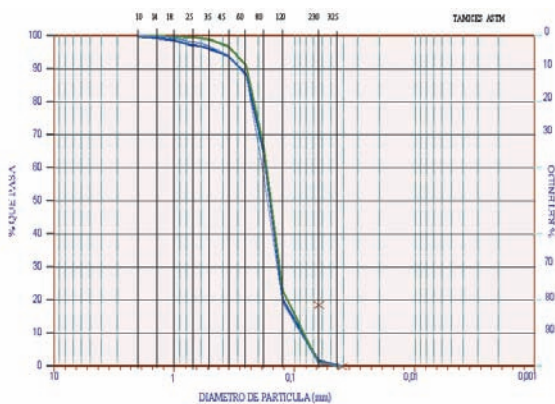


Figura 10a. Zona más profunda. Se mantiene la granulometría.

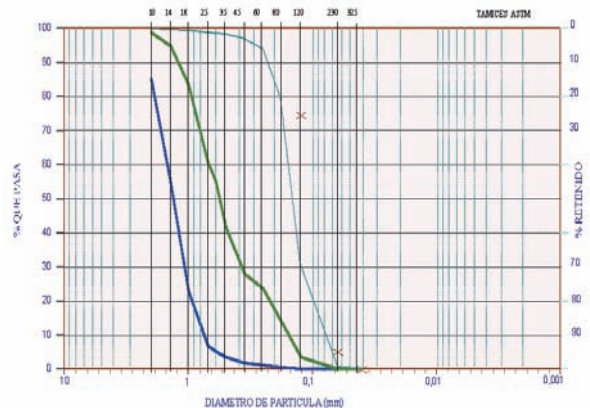


Figura 10b. Zona más somera. Se producen mezclas de arenas

**Medio Biótico.** En este ámbito, y de acuerdo con la cartografía bionómica preoperacional, se puso de manifiesto que los fondos blandos estaban ocupados por una comunidad de arenas finas bien calibradas mientras que en las proximidades de afloramientos rocosos se desarrolla una facies de arenas gruesas a medias colonizada por una comunidad de "arenas de *Anfioxus*" de mayor valor ecológico. Sobre sustrato rocoso, se detectó la presencia de tres comunidades consideradas como recursos explotables de interés pesquero; el *percebe* (*Pollicipes cornucopia*), el *Ocle* (*Gellidium sesquipedale*) y el *erizo* (*Paracentrotus lividus*), que han de servir como organismos de referencia para el seguimiento de posibles impactos de carácter biológico.

Al igual que en caso del medio acuático, y de forma más importante, el factor estacional tiene un mayor peso en los parámetros analizados. Así, la presencia de especies, además del medio, viene limitada por el desarrollo climácico, densidades poblacionales, selección natural, la presencia de fitoplancton y zooplancton, la competencia y colonización de las especies, etc., además de los factores acuáticos o cambios morfológicos, topográficos o sedimentarios en el sustrato.



Figura 11. Fauna y flora asociadas a fondos rocosos.

Aceptada la complejidad y estructura biótica de las comunidades, bentónicas principalmente, desarrolladas en el área de afección y el consiguiente problema de la representatividad de los patrones biológicos (como es el caso de la recogida de organismos en función del tipo de técnica usada, y las limitaciones derivadas de las mismas, bien por la inaccesibilidad sistemática a la recogida de la infauna frente a la recolección de especies que se encuentran en muy bajas densidades, o la incidencia –volumétrica– que se puede encontrar en sustratos con bioclastos frente a gravas, arcillas o limos que dificultan este tipo de “recolección”, etc.) se comparan las distintas campañas biológicas entre sí buscando una serie de organismos patrón o indicadores a los que se asocia su biotopo.

En este caso, además, ha de establecerse una doble correlación; por una parte la biodiversidad detectada sobre los fondos sedimentarios (incluyendo la cobertura algal de estos que posibilita el refugio y crecimiento de determinadas especies) y, por otra, la desarrollada sobre el sustrato rocoso que, aunque “a priori” no ha sido afectada directamente por la extracción, puede sufrir, de manera indirecta, algún tipo de afección.

## ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

**Medio acuático.** Los parámetros físicos y químicos que caracterizan la columna de agua, a la vista de los datos recopilados en las diferentes campañas, no presentan ningún tipo de variación, más allá de las propias desviaciones de carácter estacional o asociadas a la hidrodinámica y procesos naturales (mezclas de masas de aguas,

mareas y corrientes marinas, etc.), por lo que puede decirse que, tanto para la zona inmediatamente acotada como yacimiento extractivo de arenas, como los puntos de control, fuera de dicha zona y frente a la costa occidental al abrigo de Cabo Vidio, no han sido afectados por la actividad extractiva, lo que confina el efecto del impacto al sustrato o lecho marino, disminuyendo en consecuencia el efecto de dicha actuación.

**Medio Sedimentario.** El estudio granulométrico comparativo señala que existe una superficie del sustrato marino, de poca extensión e irregular, que abarcaría el área más proximal a la costa dentro del polígono de la extracción, en la que se ha denudado la capa sedimentaria de arenas finas que conformaba el lecho marino y cuya potencia, ahí, no sobrepasaría, por término medio, el metro de espesor. Esta eliminación, no homogénea ni constante a lo largo de todo el área marcada como zona de préstamo, deriva en un cambio en el tamaño de grano del fondo marino que, debido a la propia hidrodinámica (corrientes, topografía, geomorfología, etc.) se va “homogeneizando” por mezcla de los materiales adyacentes, que corresponderían a área relictas (que mantienen la serie sedimentaria de granoselección positiva) dando lugar a una variabilidad muy importante en las curvas acumulativas de la fracción granulométrica. A partir de unos 20 m de profundidad, aumenta –gradualmente– la potencia de la capa de arenas finas, por un proceso de sedimentación, recuperándose la estructura y textura del suelo marino que se detectó en los estudios preoperacionales.

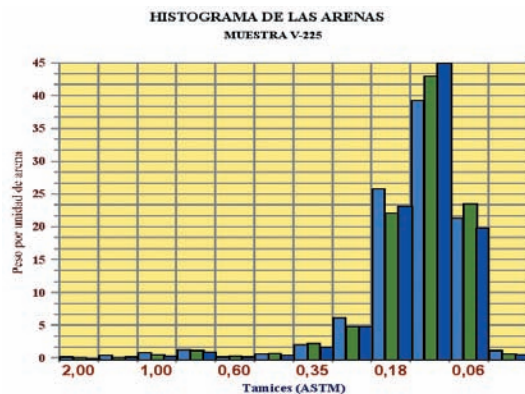


Figura 12a. Aspecto de las arenas más distales en la zona extractiva

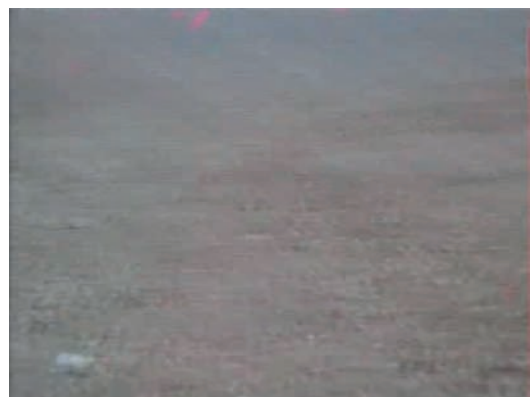


Figura 12b. Aspecto de las arenas más proximales en la zona extractiva.



**Medio Biótico.** El estudio comparativo entre las distintas campañas biológicas realizadas y la información derivada del estudio preoperacional señala para el caso de los fondos blandos o sustrato sedimentario, que los valores máximos de aquella no se han alcanzado en la fase post-extractiva, aunque se está cerca de ellos. Esta diferencia atiende a criterios claramente estacionales (espacio-temporales) y de tipo ambiental –dentro de la propia estacionalidad– como es el oleaje, las corrientes, o los procesos de mezcla-estratificación de las masas de agua, lo que pone de manifiesto un claro proceso de recuperación, dentro del ciclo anual, aun a pesar de no disponerse hasta ahora de datos del periodo homólogo (finales de verano) que son los que deben dar los picos más significativos de diversidad, produciéndose –ahí– la máxima estabilidad hidrodinámica y la térmica, en consecuencia. Con todo, se ha constatado un número más o menos similar de individuos en cada campaña y muestra, a excepción del cangrejo ermitaño (*Diógenes pugilator*) que siempre aparece asociado a depósitos de restos orgánicos que, a su vez, dependen de las condiciones hidrodinámicas del área, y el isópodo *Eurydice pulcra* que, lógicamente, presenta una respuesta muy similar al cangrejo.

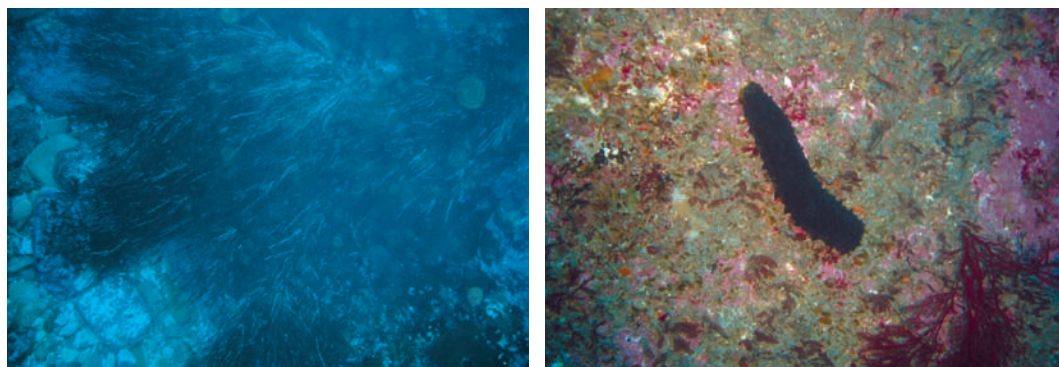


Figura 13. Fauna y flora en proceso de recuperación en el área de estudio.

Si nos referimos al sustrato rocoso se detecta un incremento del número de individuos con respecto al análisis preoperacional, lo que denota una riqueza ecológica alta, próxima a lo que podría considerarse como los valores máximos establecidos para las comunidades asentadas sobre este tipo de sustrato, no viéndose afectadas por causas antrópicas.

## CONCLUSIONES

Aún cuando los resultados de las campañas que restan por realizar servirán para matizar lo que aquí se expone y establecer unas conclusiones definitivas, los obtenidos hasta el momento vienen a indicar una recuperación casi completa del medio marino unos 18 meses después de finalizada la extracción de arenas. La biodiversidad y las principales especies presentes en la zona se están recuperando.

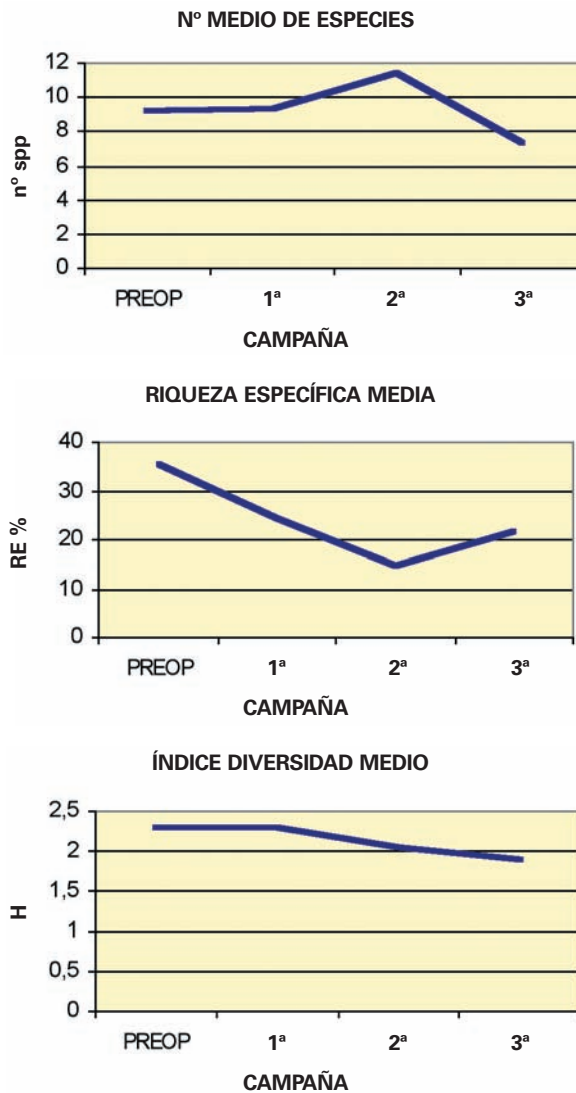
En lo que se refiere a las comunidades asociadas con los fondos blandos, se ha detectado una ligera disminución de la riqueza ecológica observada en la primera, segunda y ter-

cera campaña de seguimiento hace pensar que la recuperación de las comunidades biológicas de la zona de estudio es casi completa ya que variaciones de tan escasa envergadura están asociadas a variaciones estacionales o espaciotemporales intrínsecas.

Con respecto al sustrato rocoso y tras el análisis de los valores obtenidos se puede decir que no existe alteración sobre las biocenosis asentadas sobre el mismo en la zona de estudio. Si ha existido alteración, se puede pensar que la recuperación de la zona rocosa es completa tras la segunda campaña de seguimiento.

### SUSTRATO BLANDO

#### Diversidad y riqueza específica



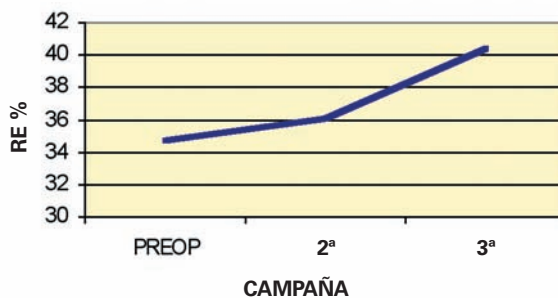
Grupos	Preoperacional		1ª campaña		2ª campaña		3ª campaña	
	Nº SP	% SP	Nº SP	% SP	Nº SP	% SP	Nº SP	% SP
Moluscos	3	11,53	5	13,15	11	14,10	3	9,38
Anelidos	8	30,76	14	36,84	27	34,60	14	43,75
Sipunculidos	–	–	–	–	1	1,30	1	3,13
Nematodos	–	–	–	–	–	–	1	3,13
Artrópodos	12	46,15	16	42,1	29	37,20	13	40,63
Equinodermos	2	7,69	3	7,89	8	10,30	1	3,13
Ascidias	1	3,84	–	–	1	1,30	–	–
Total	26	100	38	100	78	100	32	100

*% Faunístico referido a especies*

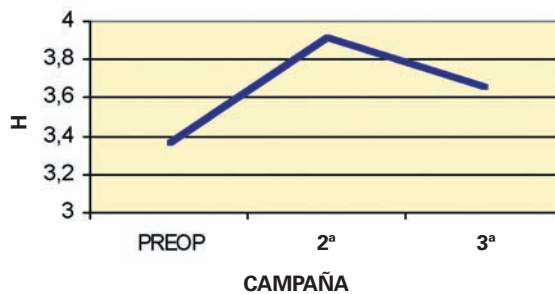
**SUSTRATO ROCOSO**

**Diversidad y riqueza específica**

**RIQUEZA ESPECÍFICA MEDIA**



**ÍNDICE DIVERSIDAD MEDIO**



Grupos	Preoperacional		2ª campaña		3ª campaña	
	Nº SP	% SP	Nº SP	% SP	Nº SP	% SP
Moluscos	7	29,2	23	25,6	7	9,8
Anelidos	–	–	20	22,2	20	28,2
Sipunculidos	–	–	3	3,3	1	1,4
Nematodos	–	–	–	–	1	1,4
Platelmintos	–	–	–	–	1	1,4
Artrópodos	15	62,5	38	42,2	40	56,3
Equinodermos	2	8,3	4	4,4	1	1,4
Cnidarios	–	–	1	1,1	–	–
Ascidias	–	–	1	1,1	–	–
Total	24	100	90	100	71	100

**% Faunístico referido a especies**

## REFERENCIAS

- BELLMANN; HAUSMANN; JANKE; KREMER; SCHEIDER, 1994: Invertebrados y organismos unicelulares. Guías de la naturaleza. Blume. 320 p.
- BESTERIRO, C; UGORRI, V., 1988: Inventario dos equinodermos de Galicia (Echinodermata)., 1: 9-51.
- BIRKEMEIER, W. A. 1985: "Field Data on Seaward Limit of Profile Change", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol 111, N°. 3, pp 598-602.
- BUCETA, J. L., 2004: "Guía metodológica para la elaboración de estudios de impacto ambiental de las extracciones de arenas para la regeneración de playas". Manuales y Recomendaciones CEDEX, R-15
- CABIOC'H, J.; FLOC'H, J. Y.; LE TOUQUIN, A.; BOUDOURESQUE, C.-F.; MEINESZ, A.; VERLAQUE, M., 1995: *Guía de las algas de los mares de Europa: Atlántico y Mediterráneo*. Ediciones Omega, S.A., Barcelona. 250 p.
- CAMPOY, A., 1982: *Fauna de España: fauna de anélidos poliquetos de la Península Ibérica*. Vol. 1 y 2. Ed. EUNSA, Pamplona. 781p.
- CEDEX, 1999: *Estudio de Impacto Ambiental de la extracción de arenas en la costa asturiana*. Informe técnico para la D.G. de Costas.
- FACIAI, L. y MINERVINI, R., 1995: *Guía de los crustáceos decápodos de Europa*. Ediciones Omega, Barcelona. 299 p.
- FECHTER; GRAU; REICHHOLF, 1992: *Fauna y flora de las costas*. Ediciones Blume, Barcelona. 287 p.

- FECHTER, R. y FALKNER, G., 1990: *Moluscos europeos marinos y de interior*. Ediciones Blume, Barcelona.
- GARCÍA CORRALES, P.; AGUIRRE, A. I.; GONZÁLEZ, D. M., 1980: Contribución al conocimiento de los hidrozoos de las costas españolas. Parte I: Halecidos, Campanularidos y Plumularidos. *Bol. Inst. Espa. Oceano*. Tomo VI: 5-67.
- GARCÍA CORRALES, P.; AGUIRRE, A. I.; GONZÁLEZ, D. M., 1980: Contribución al conocimiento de los hidrozoos de las costas españolas. Parte III: "Sertulariidae". *Bol. Inst. Espa. Oceano*. Tomo VI.
- GAYRAL, P., 1966: *Les algues des côtes francaises (Manche et Atlantique)*. Editions Doin, Paris.
- GONZÁLEZ DÍAZ, T. E. *Claves para la determinación de las algas marinas más frecuentes del Cantábrico*. Publ. Fac. De Ciencias de Oviedo. 96 p.
- GONZÁLEZ-GURRIARÁN, E. 1987: Cambios espaciales y temporales de los crustáceos decápodos de la plataforma continental de Galicia (NW España). *Inv. Pesq.*, 51(supl.1): 323-341.
- GRANJA, A.; CREMADES, J.; BÁRBARA, I., 1993: Contribución al conocimiento de la flora bentónica marina del noroeste de la Península Ibérica I. Primeros datos sobre el carácter florístico del litoral de Lugo (Galicia). *Nova Acta Científica Compostelana (Biología)*, 4: 15-23.
- IBÁÑEZ GENIS, M., 1973: Contribución al estudio ecológico de los anélidos poliquetos de la Península Ibérica. *Tesis doctoral*. Publicaciones de la Facultad de Ciencias, Madrid.
- PARAPAR, J.; BESTEIRO, C.; URGORRI, V., 1996: *Inventario de los poliquetos de Galicia (Annelida: Polychaeta)*. Cadernos da Área de Ciencias Biolóxicas (Inventarios) do seminario de Estudos Galegos. Seminario de estudos Galegos, Vol. XVI. A Coruña. p 178.
- PARAPAR, J.; BESTEIRO, C.; URGORRI, V., 1992: Nuevas aportaciones al conocimiento de los anélidos poliquetos en el litoral gallego (NO Península Ibérica). *Nova Acta Científica Compostelana (Biología)*, 3: 109-123.
- SÁNCHEZ, F.; DE LA GÁNDARA, F.; GANCEDO, R., 1995: Atlas de los peces demersales de Galicia y el Cantábrico. Otoño 1991-1993. *Publ. Espec. Inst. Esp. Oceanogr.*, 20.1995: 5-98.
- VIVES, F (Ed), 1985: *El ecosistema pelágico y bentónico de las costas del NW español*.
- ZARIQUEY ALVÁREZ, R., 1968: Crustáceos decápodos Ibéricos. *Inv. Pesq.* Tomo 32. Barcelona. 510 p.

# NUEVAS RECOMENDACIONES PARA LA GESTIÓN DEL MATERIAL DRAGADO



Manuel Antequera<sup>1</sup>, Marta Ruiz<sup>1</sup> y José L. Buceta<sup>2</sup>

## INTRODUCCIÓN

La versión final de las **Recomendaciones para la Gestión del Material Dragado** (RGMD) se aprobó en mayo de 1994 por los órganos de la Administración Central del Estado con competencias en la materia:

- Puertos del Estado.
- Dir. Gral. de la Marina Mercante.
- Dir. Gral. de Costas.
- Dir. Gral. de Política Ambiental.
- Secretaría General de Pesca Marítima.

Las RGMD propusieron unos “niveles de acción” transitorios, que serían aplicados hasta que, a través de los estudios sobre el grado de contaminación de fondo de los sedimentos costeros españoles, se establecieran los “niveles de acción” definitivos.

Tal y como se contemplaba en el propio articulado de las RGMD, el incompleto conocimiento científico que se tenía en aquellos momentos sobre los niveles de sustancias que, de manera natural, se encuentran en los sedimentos y el necesario desarrollo y adaptación de ensayos biológicos específicos, hacían que el Plan de acción establecido tuviese un carácter transitorio hasta que se mejorase el nivel de conocimientos.

Desde entonces, aquellas Recomendaciones, aún careciendo de valor “legal” se han venido utilizando en la práctica totalidad de los dragados realizados en los puertos de interés general y han servido de referencia (cuando no se han aplicado directa-

---

<sup>1</sup> CEDEX.

<sup>2</sup> Dirección General de Costas.

mente) para la gestión de los materiales dragados en puertos dependientes de las CCAA e incluso han servido de apoyo técnico para otras actuaciones realizadas en el entorno litoral que no pueden ser consideradas propiamente como operaciones de dragado (p. ej. las extracciones de arenas).

Con el paso de los años se ha mejorado el conocimiento científico y técnico existente, tanto a nivel nacional como internacional y se ha acumulado una importante experiencia sobre la gestión del material dragado que, independientemente de la “provisionalidad” de los niveles de acción fijados entonces, hacen aconsejable una revisión en profundidad de aquellas Recomendaciones.

## **TRABAJOS POSTERIORES REALIZADOS**

A lo largo de los años posteriores a la redacción de las RGMD, el CEDEX ha venido trabajando por encargo del Ente Público Puertos del Estado en diversos trabajos y estudios técnicos de cara a la definición del Plan de acción definitivo.

Concretamente, se han llevado a cabo los siguientes estudios:

- Niveles de fondo en los sedimentos costeros españoles.
- Carga antropogénica en el material dragado mediante estudios de normalización física o geoquímica de los sedimentos.
- Biodisponibilidad de los contaminantes para cada material dragado y su toxicidad.
- Puesta a punto y validación de las técnicas de ensayos biológicos.

El último de los cuales (Ensayos biológicos), de especial complejidad, ha finalizado recientemente ya que su informe final fue emitido por el CEDEX en diciembre de 2004.

A través de estos trabajos y otros realizados en este periodo se ha avanzado notablemente en el conocimiento científico sobre el comportamiento del material dragado cuando es vertido al mar y sus posibles efectos sobre el Medio Marino, con lo que se cumple el objetivo previsto en las propias RGMD para su revisión.

## **REVISIÓN DE LAS RGMD**

El núcleo fundamental de la revisión abarca dos cuestiones de gran importancia:

- Definición de nuevos niveles de acción (*Action levels*, en su definición en inglés).
- Definición de un nuevo esquema de caracterización de los sedimentos (*Action list*), con inclusión de ensayos biológicos que complementen la caracterización física y química realizada hasta ahora.

Pero, además, en los más de diez años en que las RGMD se han venido aplicando de forma regular, ha habido ocasión de detectar determinados aspectos de las mismas que pueden ser mejorados aprovechando la revisión que ahora se lleva a cabo.

En este periodo de tiempo también hemos asistido a una modificación en los contenidos de los Convenios Internacionales (que han desarrollado Directrices específicas para la gestión del material dragado y guías metodológicas para la toma y análisis de muestras de material dragado) y un intenso desarrollo de Directivas Europeas en temas ambientales, y con las cuales las Recomendaciones deben ser concordantes.

Por último, se pretende que las nuevas Recomendaciones no se limiten a evaluar si un determinado material puede o no ser vertido al mar sino que sirvan de marco general para la adopción de otras técnicas de gestión diferentes al vertido. Así, respecto a las Recomendaciones de 1994 se va a desarrollar con mucho mayor grado de detalle los aspectos relativos al uso beneficioso, el confinamiento o el tratamiento de los productos de dragado.

A continuación se enumeran algunas de las principales modificaciones que se incluyen en la revisión de las RGMD:

### **Modificaciones en la declaración de materiales exentos de caracterización**

Las RGMD establecían que en ausencia de fuentes apreciables de contaminación, los materiales de dragado pueden quedar exentos de la caracterización cuando el material a dragar está compuesto casi exclusivamente por arena, grava o roca, el material dragado se utiliza en la alimentación de playas o en el caso de pequeños dragados (volumen inferior a 15.000 m<sup>3</sup>).

En la práctica, esta definición del material exento de caracterización ha determinado que cuando un material se estimase que estaba formado fundamentalmente por arenas no se caracterizaba y a lo único que se obligaba era a hacer un estudio de usos productivos y, caso de que se deseara su vertido al mar, un estudio de la zona de vertido.

El conocimiento que hoy en día se tiene de la contaminación en sedimentos marinos indica que si bien los materiales finos presentan habitualmente concentraciones superiores de metales pesados que las arenas, también estas últimas pueden presentar niveles elevados de tales contaminantes. Además, para el caso de los contaminantes orgánicos, tal asociación con la fracción fina no parece existir. Así, pues, declarar exento de todo tipo de caracterización un material previamente a la toma de muestras y realización de algunos ensayos, tal y como se hacía en las RGMD, no parece adecuado.

### **Cálculo del número de estaciones de muestreo necesario para caracterizar un dragado y su ubicación**

La expresión que se incluyó en las RGMD para el cálculo del número de estaciones, función de la raíz cuadrada del área de la zona de dragado, suponía que a medida que tal área fuese mayor la superficie representada por cada muestra fuese, asimismo, superior.



Esta idea, en línea con las directrices de dragado de los Convenios Internacionales, hace que para dragados que afectan a una gran superficie la densidad de estaciones de muestreo puede resultar escasa.

Se recomendaba, igualmente, que las estaciones de muestreo se concentrasen en aquellas zonas donde fuese esperable un mayor gradiente de contaminación, pero sin fijar criterio alguno al respecto.

Respecto a las muestras de sedimento profundo, aún recomendándose que se tomasen cuando el espesor de dragado fuese superior a 1 metro, no se fijaba criterio alguno para calcular el número de estaciones ni su ubicación.

La aplicación de los criterios de las RGMD ha funcionado razonablemente bien, pero, sin embargo, se han detectado en estos años algunos problemas como:

- Al estar irregularmente repartidas las estaciones sobre la zona de dragado, cada una resulta representativa de una zona de forma irregular cuyo área no resulta sencillo calcular, quedando abiertos a la interpretación de quien realice la caracterización los criterios de la masa representada por cada muestra, que determina, en última instancia la categoría de los materiales.
- Se han tomado en determinadas ocasiones una gran cantidad de muestras en canales de navegación o zonas abiertas que no aportan información significativa.
- Siempre han existido dudas respecto a cuantas muestras profundas tomar y donde situar las estaciones para este tipo de muestreo. En la práctica, las diferencias que han existido entre obras de dragado similares han sido muy significativas.

Parece, pues, importante modificar las RGMD para adoptar criterios más claros de más fácil interpretación.

### **Inclusión de metodología específica para el muestreo, transporte y conservación de las muestras**

Con relación a los equipos para la toma de muestras, en las RGMD no se entra en gran detalle ya que, únicamente, se dice: *“para muestras profundas deberá utilizarse un tomamuestras tipo “corer” (box corer, vibrocorer, etc). En el caso de utilización de tomamuestras tipo vibrocorer, y dada la posible pérdida de la capa más superficial, deberá complementarse con una muestra obtenida mediante draga tipo cuchara. Para dragados de pequeño espesor será suficiente un muestreo superficial mediante draga tipo cuchara. El muestreo de la cántara no es apropiado”*.

En algunas de las caracterizaciones realizadas por diferentes empresas consultoras se ha detectado la utilización de equipos de muestreo no adecuados, razón por la que se estima necesario definir con mayor detalle los tipos de sistemas de toma de muestras que pueden ser utilizados tanto para la capa superficial como para el sedimento profundo.

En lo que respecta al tipo de contenedores donde almacenar las muestras de sedimento, su transporte, conservación y almacenamiento, en las RGMD no se incluía ningún tipo de recomendación, considerándose elementos de gran importancia para asegurar unos buenos resultados analíticos. La posibilidad de tener que realizar ensayos biológicos refuerza en buena medida la necesidad de detallar estos aspectos en la presente revisión.



Figura 1. Almacenaje de muestras de sedimentos.

### **Incorporación de nuevos contaminantes**

Las directrices para la gestión de materiales de dragado de los tres Convenios Internacionales sobre vertidos al mar recomiendan la determinación de algunas sustancias o compuestos no incluidos entre los de determinación obligatoria en las RGMD. Parece conveniente aprovechar la presente revisión para la incorporación de las mismas.

De esta manera, se plantea la inclusión entre los contaminantes de determinación obligatoria de todos los que ya se analizaban de acuerdo con las RGMD, añadiendo otros como Arsénico, Hidrocarburos aromáticos policíclicos (PAH) o Tributyl Estaño (TBT).

Por otra parte, la experiencia ha puesto de manifiesto la escasa utilidad de realizar determinaciones analíticas de sustancias o grupos de sustancias para los que no se fijaban niveles de acción. Parece, pues, recomendable limitar los análisis a aquellos compuestos para los que se fijan niveles de acción y no extenderlos a otros diferentes.

### **Modificaciones en el esquema de caracterización**

Tal y como ya se planteaba en las RGMD, la sola caracterización física y química puede resultar, en determinadas ocasiones, insuficiente para poner de manifiesto la peligrosidad de un determinado material para el medio marino.

Algunas muestras, afectadas por concentraciones moderadamente elevadas de diferentes contaminantes pueden presentar un efecto sinérgico entre los mismos que la caracterización química es incapaz de poner de manifiesto.

En otras ocasiones, se pueden presentar concentraciones elevadas de un determinado contaminante (generalmente un metal) pero que, por no resultar biodisponible, no presente peligrosidad significativa para el medio marino.

Ambas situaciones pueden evaluarse, con un mayor rigor, mediante la utilización de ensayos biológicos que pongan de manifiesto si el dragado o vertido al mar de los productos de dragado pueden originar efectos sobre la biota marina. Los prin-

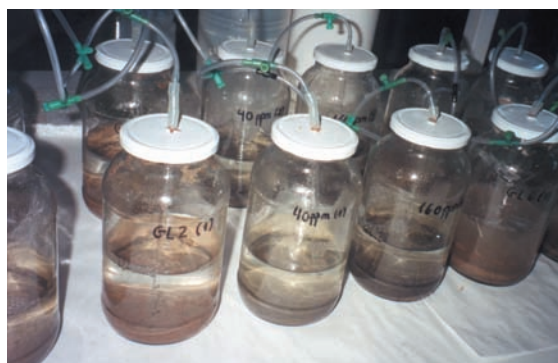


Figura 2. Bioensayos con material dragado.

cipales problemas, a este respecto, son que no todos los organismos marinos pueden ser utilizados como especies test ya que la sensibilidad de los mismos frente a la contaminación es muy diferente y no todas las especies pueden mantenerse en condiciones controladas de laboratorio.

Tras la realización de una intensa labor de investigación conjunta con la Universidad de Cádiz, que ha dado lugar a numerosas publicaciones

científicas en el ámbito internacional, se han seleccionado un conjunto de ensayos biológicos que se consideran adecuados para incluir dentro del esquema de caracterización de los sedimentos una fase de caracterización biológica, cumpliéndose, ahora si, con los requerimientos de los Convenios Internacionales que recomiendan tal procedimiento.

### **Modificación de la fracción granulométrica analizada**

Las RGMD recomendaban la realización de los análisis químicos sobre la fracción granulométrica inferior a 63  $\mu\text{m}$ , partiendo del principio de que existía una asociación entre la contaminación y la fracción fina presente en el sedimento.

La experiencia acumulada en estos años de aplicación de las recomendaciones ha puesto de manifiesto tres problemas diferentes a la hora de realizar la caracterización sobre esta fracción:

- Necesidad de separar la fracción fina. El procedimiento generalmente utilizado fue el tamizado en vía húmeda, que obligaba a lavar la muestra repetidamente (más cuanto menor fuese el contenido en finos), con lo que existe una duda razonable sobre si parte de la contaminación no se estaría perdiendo al pasar a la fase acuosa en esta operación.
- No existen evidencias de que los contaminantes orgánicos estén asociados a la fracción fina.
- En muestras con un elevado porcentaje de arenas resulta materialmente imposible la separación de la cantidad necesaria de fracción fina como para llevar a cabo los análisis. En estas situaciones, las RGMD incluían la aplicación de una expresión matemática que elevaba la concentración en contaminantes de la muestra desde el principio de que en la fracción arenosa la concentración de contaminante era inexistente. Dado que esto no es cierto, el resultado en la práctica era que tales muestras podían ser clasificadas artificialmente como de Categoría II o incluso III cuando la carga contaminante real de tales sedimentos es muy pequeña.

Las recomendaciones que se han desarrollado en los últimos años en otros países incluyen, con escasas excepciones, la realización de análisis sobre el sedimento completo, retirando previamente las partículas gruesas mediante un tamizado en vía seca. Además, no tiene sentido alguno la realización de ensayos biológicos sobre la fracción fina ya que los efectos, de existir, estarán originados por el dragado y/o el vertido al mar de todos los materiales.

Por todo lo anterior, parece plenamente justificada la realización de todas las determinaciones químicas y biológicas sobre la misma fracción granulométrica, constituida por la muestra completa con excepción de gravas, fragmentos de conchas u otros componentes gruesos que pudieran estar incluidos en la misma.

### **Incorporación de metodología analítica específica para la realización de las determinaciones físicas y químicas, así como para los ensayos biológicos**

Con cierta frecuencia se ha detectado la realización de las determinaciones químicas incluidas en las RGMD mediante metodologías no adecuadas para sedimentos marinos, en general cuando la caracterización en cuestión fue encargada a laboratorios sin demasiada experiencia en esta materia.

En otras ocasiones, si embargo, aún siendo la metodología utilizada aceptable, se ha llegado a un límite de detección demasiado elevado, incluso superior a la concentración fijada como nivel de acción 1. La consecuencia directa de estos resultados es que no resulta posible realizar la clasificación de los materiales.

Un aspecto diferente es que en el procedimiento de clasificación de los materiales se realiza una normalización de las concentraciones, ponderándolas en función de la masa representada por cada muestra. No se contemplaba que hacer cuando en lugar de tener un resultado absoluto de concentración de contaminante lo que se obtenía del análisis era un rango o un "menor que" un determinado umbral. Parece oportuno incluir en la presente revisión una descripción detallada del procedimiento a seguir en estas ocasiones.

Para el caso de la determinación de nuevos contaminantes y, sobre todo, para el caso del TBT existen una variedad de metodologías, no sólo del análisis en sí mismo sino de extracción y preparación de la muestra e incluso para expresar los resultados de formas significativamente diferentes. Para poder comparar con los niveles de acción que se propongan es evidente que se debe de realizar el análisis de acuerdo con la metodología más adecuada.

En el caso de los ensayos biológicos, para los que se ha puesto a punto un método específico, ni que decir tiene que en las Recomendaciones deben describirse dichos métodos con gran detalle ya que de no seguirse el protocolo recomendado con total exactitud puede llegarse a resultados diferentes.

Teniendo en cuenta todos los factores anteriores, parece fundamental que las Recomendaciones incluyan un apartado específico dedicado a tratar estos aspectos.

### **Definición de nuevos niveles de acción, basados en criterios ecotoxicológicos corregidos en función de las concentraciones de fondo existentes en nuestra zona litoral**

En la actualidad existe un buen conocimiento científico sobre los efectos negativos de la contaminación contenida en los sedimentos marinos, estando al uso bases de datos que permiten derivar los niveles de acción a partir de los efectos.

Por otra parte, por encargo de Puertos del Estado el CEDEX realizó los estudios necesarios para tener un conocimiento sobre las concentraciones de fondo existentes en los sedimentos de nuestro litoral muy superior al que se tenía en 1994 cuando se redactaron las RGMD.

La utilización conjunta de ambas aproximaciones permitirá la definición de nuevos niveles de acción.

### **Modificaciones en el esquema para clasificar los materiales**

La inclusión de los ensayos biológicos y la modificación en la fracción granulométrica a analizar hacen necesario definir un nuevo procedimiento para clasificar los materiales, que se basará en el utilizado hasta ahora con buenos resultados pero añadiendo aquellos aspectos que resultan adecuados.

El desarrollo de nuevos materiales y técnicas constructivas hace que hoy en día no tenga demasiado sentido dividir la Categoría III en dos subcategorías por lo que se simplificará el sistema de clasificación utilizando únicamente tres categorías bien diferenciadas.

### **Inclusión de un estudio obligatorio de usos beneficiosos**

En las RGMD se incluía un punto específico sobre este particular, estableciéndose en el apartado 15.1 que *"Para todos los materiales de dragado que puedan incluirse dentro de las categorías I y II deberá realizarse un estudio sobre alternativas de usos productivos"*. La realidad, sin embargo, es que tal estudio raramente se ha realizado, limitándose tales usos productivos a su utilización como material de relleno o, en algunos casos, a aportación de arena a playas.

Sin embargo, la tendencia existente en los Convenios Internacionales sobre vertidos al mar es inequívoca, recomendando y priorizando este tipo de aprovechamiento sobre el vertido al mar de los materiales.

En la presente revisión se incluirá la realización de este estudio dentro del esquema de gestión de los materiales de dragado, con unos criterios que se deben de seguir obligatoriamente. El promotor deberá demostrar para la obtención del correspondiente permiso de vertido que no existe ningún uso provechoso para el material o, caso de existir, que su elevado coste económico no hace posible su ejecución. Se introduce, asimismo, el principio de que puede

existir un uso beneficioso para una parte del material pero no para otra. En tal caso se deberá optar por una gestión diferenciada de los materiales acorde a sus destinos finales.

En caso de detectarse un determinado uso productivo, el material que vaya a ser destinado al mismo debe de caracterizarse de acuerdo con la normativa existente para el mismo que sustituirá, en su caso, a las Recomendaciones.

### **Hipótesis de impacto y realización de un Programa de Vigilancia acorde a tal hipótesis**

En las RGMD se incluía la obligatoriedad de formular una Hipótesis de impacto y realizar un Programa de Vigilancia cuando se procedía al vertido al mar de materiales de Categoría II. A pesar de describirse de manera sucinta los principios que debían aplicarse para la formulación de la Hipótesis y la realización de la Vigilancia, no se establecía obligación alguna de presentar informes periódicos sobre tales actividades o el contenido concreto de los mismos. Tras más de diez años de aplicación de las RGMD la realidad es que los programas de vigilancia ambiental que se hayan podido realizar no han permitido obtener los resultados que se buscaban, que no eran otros que tener un mejor conocimiento de los efectos del vertido al mar de materiales con un moderado grado de contaminación.

Por otra parte, los Convenios Internacionales obligan a la realización de seguimiento de todos los vertidos al mar y obligan a las Partes Contratantes a remitir información sobre tales actividades.

Por lo tanto, parece conveniente incluir la obligatoriedad de llevar a cabo actividades de Vigilancia Ambiental siempre que se realice vertido al mar de material de dragado, con independencia el nivel de contaminación del mismo. Resulta evidente que dependiendo del volumen vertido o de si se trata de un emplazamiento de vertido utilizado de manera repetida, la importancia de tal vigilancia será diferente. De cualquier modo, una definición exacta de las operaciones y/o análisis a realizar, su periodicidad y la necesidad de realizar informes específicos deben incluirse en la presente revisión.

### **Recomendaciones específicas para el confinamiento de los materiales**

La utilización de recintos para el almacenamiento de productos de dragado es hoy en día una práctica habitual, usándose sobre todo cuando los materiales están afectados por un cierto grado de contaminación.

La experiencia acumulada a este respecto ha sido revisada y sistematizada por el PIANC que ha dedicado un grupo de trabajo de su Comité de Medio Ambiente a tal actividad. La inclusión en las Recomendaciones de una guía específica en este sentido se piensa que puede ser de gran utilidad.



*Figura 3. Recinto de productos de dragado (Autoridad portuaria de Huelva).*

## ALGUNAS REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS<sup>1</sup>

- CEDEX (1999): *Determinación de las Concentraciones de Fondo Preindustriales y Concentraciones Actuales en los Sedimentos del Litoral Marino Español*. Informe Técnico para Puertos del Estado.
- CEDEX (1999): *Estudios de Normalización Física y Geoquímica de los Sedimentos Portuarios, para la determinación de la Carga Antropogénica de Metales Pesados*. Informe Técnico para Puertos del Estado.
- CEDEX. (2000): *Metodología para Determinar Cargas Antropogénicas*. Informe Técnico para Puertos del Estado.
- CEDEX. (2004): *Caracterización del Material Dragado mediante Ensayos Biológicos*. Informe Técnico para Puertos del Estado.
- Convenio de Londres (1997): *Directrices específicas para la evaluación de materiales de dragado*.
- Convenio de Londres (2005): *Guidelines for the Sampling and analysis of Dredged material intended for Disposal at Sea*.
- Environment Australia (2002): *National Ocean Disposal Guidelines for Dredged Material*
- Federal Ministry of Transport, Building and Housing (Germany) - 1999- *Directive for Dredged Material Management in Federal Coastal Waterways (HABAK-WSV)*.
- IFREMER (2003): *Bioevaluation de la qualité environnementale des sédiments portuaires et des zones d'immersion*.
- ICRAM (2002): *Aspetti tecnico/scientifici per la salvaguardia ambientale nelle attività di movimentazione dei fondali marini: Dragaggi Portuali, Quaderno ICRAM n°1*.
- OSPAR (2002): *JAMP Guidelines for Monitoring Contaminants in Sediments*
- OSPAR (2004): *Contracting Parties' National Action Levels for Dredged Material*. Documento BDC 04/5/4-E
- OSPAR (2004): *Revised OSPAR Guidelines for the Management of Dredged Material*. Documento BDC 04/5/13-E
- Plan de Acción del Mediterráneo (1999): *Directrices para el Manejo de los Materiales de Dragado*.
- PIANC (1992): *Beneficial Uses of Dredged Material: A Practical Guide*, Report of Working Group No. 19.
- PIANC (1996): *Handling and Treatment of Contaminated Dredged Material from Ports and Inland Waterways*, Report of Working Group No. 17 of the Permanent Technical Committee 1

---

<sup>1</sup> Se incluye únicamente una selección de la bibliografía más relevante utilizada ya que la lista completa es demasiado extensa.

- PIANC (1997): *Dredged Material Management Guide*. Special Report of the Permanent Environmental Commission.
- PIANC (1998): *Handling and Treatment of Contaminated Dredged material from Ports and Inland Waterways, Vol. 2.*, Report of Working Group No. 17 of the Permanent Technical Committee 1.
- PIANC (1999): *Management of Aquatic Disposal of Dredged Material*. Report of ENVI-COM Working Group 1.
- PIANC (2006): *Biological Assessment Guidance for Dredged Material*. Report of Working Group No.8 of Environment Committee.
- Stronkhorst, J. (2003): *"Ecotoxicological effects of Dutch harbour sediments"* Ph.D. thesis, Vrije. Universiteit, Amsterdam, The Netherlands.





# ESTUDIOS ECOCARTOGRÁFICOS EN EL LITORAL ESPAÑOL



Rafael Consuegra<sup>1</sup>

## INTRODUCCIÓN

La Dirección General de Costas está llevando a cabo una serie de actuaciones encaminadas a proteger y mejorar la costa dentro de un criterio de defensa del dominio público marítimo terrestre para lo cual está planteando la realización de estudios ecocartográficos de la franja litoral en diferentes zonas de la costa.

Estos trabajos se justifican por una inexistencia de cartografía general que contenga información espacialmente completa sobre la fauna y vegetación del litoral acuático. También se carece salvo en puntos concretos de la zona intermareal, de datos batimétricos de la franja adyacente con pequeños calados.

Los planes de ordenación y gestión litoral son un caso ejemplificante de la necesidad de una información cartográfica del litoral sumergido que sea completa espacialmente y que comprenda además del ámbito topográfico otros ámbitos temáticos como el geomorfológico y el biológico. Otros casos típicos son los planes generales de varios tipos de infraestructuras litorales. Los planes de puertos, los planes de acondicionamiento recreativo del litoral o los planes de defensa de la costa. Y por poner un último ejemplo, obviamente esta información es imprescindible para poder realizar planes generales de contenido específicamente ambiental tales como los planes de rehabilitación o de protección ecológica de los litorales.

Conociendo esta necesidad base de información ambiental, la Dirección General de Costas está desarrollando una línea de trabajo relevante para el litoral español consistente en la obtención y homogenización de información ambiental asociada a la franja litoral.

---

<sup>1</sup> Dirección General de Costas.

Mediante diferentes Asistencias Técnicas se está realizando un trabajo ecocartográfico del litoral que permite contar con un soporte digital de información topográfica y ambiental de gran utilidad para posteriores análisis técnicos y ambientales de posibles planes y actuaciones planteadas por la Dirección General de Costas, así como otros organismos o particulares.

## OBJETIVOS DE LAS ECOCARTOGRAFÍAS

El objetivo de estos estudios ecocartográficos se fundamenta en:

- Realización de un **soporte cartográfico detallado** del tramo litoral estudiado, así como una descripción de sus **comunidades naturales, paisaje y elementos patrimoniales** tanto terrestres como marinos en una franja de influencia.
- Integración en un **Sistema de Información Geográfica** de toda la información del Estudio de manera que sirva de herramienta de gestión para la planificación y toma de decisiones para posibles actuaciones en la costa.

## ESTADO DE LOS TRABAJOS

La complejidad de la toma de información y los plazos de redacción del trabajo, siempre superior a un año, ha hecho que su puesta en marcha se haya ido realizando por tramos costeros referenciados a unidades litorales como son islas y tramos de costa provinciales según las carencias de información existentes.

A día de hoy están en ejecución o se han finalizado los estudios ecocartográficos de las siguientes zonas:

- Isla de Lanzarote.
- Isla de Fuerteventura.
- Islas del Hierro y la Gomera.
- Isla de la Palma.
- Gran Canaria Sur.
- Gran Canaria Norte.
- Provincia de Málaga.
- Provincias de Valencia y Alicante.

Si bien es objetivo de la Dirección de Costas realizar los estudios ecocartográficos de todo el litoral, su coste económico y los tiempos necesarios para la recopilación de información y la introducción en el SIG del Ministerio de Medio Ambiente no permiten indicar fechas y plazos para su consecución.

## DESCRIPCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Las diferentes temáticas en las que han incidido los estudios ecocartográficos se pueden agrupar en 5 bloques:

- Descripción del medio físico.
- Caracterización ecológica terrestre.
- Caracterización ecológica marina.
- Caracterización del medio socio-cultural.
- Calidad natural e índices de valoración.

### **Descripción del medio físico**

Los trabajos del medio físico se han centrado en la elaboración de una cartografía y batimetría escala 1:1000 y 1:5000.

La Cartografía terrestre se ha llevado a cabo mediante el establecimiento de una red topográfica (Red primaria y secundaria) usando técnicas de GPS para la obtención de coordenadas. Los vértices se han referido a la proyección UTM y el Datum ED50 y WGS84 según nos encontremos en la península o en el archipiélago canario. La restitución a escala 1:1000 se hizo a partir del vuelo fotogramétrico a escala 1:5000 del año 2001 propiedad de la Dirección General de Costas.

Finalmente a partir del vuelo se ha realizado una ortorectificación obteniendo una ortofoto a color de precisión que sirve como imagen base para visualizar la franja costera.

La cartografía marina ha permitido obtener una batimetría de detalle con una gran precisión al realizar la toma de datos con sonda multihaz en la plataforma costera. La unión de la información cartográfica terrestre y marina ha facilitado la generación de un Modelo Digital del Terreno con un amplio potencial de posibilidades para el análisis espacial.

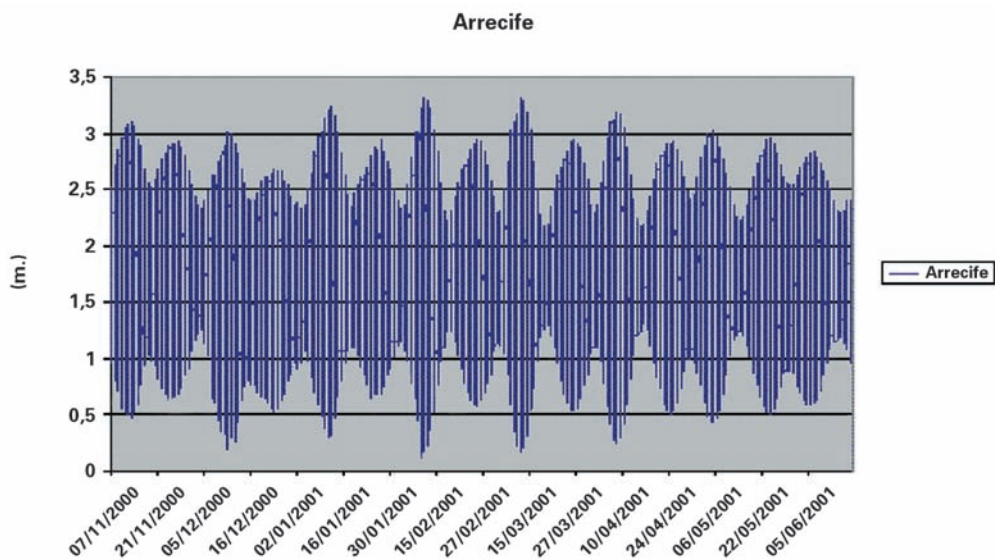
En paralelo a la toma de datos batimétricos se ha realizado una caracterización de fondos mediante el uso del Sonar de Barrido Lateral. La interpretación de los registros del sonar contrastado con videos submarinos, inmersiones y muestras de sedimentos ha conseguido realizar una carta morfológica de los fondos marinos.

Se ha obtenido de forma general una información cartográfica y batimétrica que permite construir una imagen tridimensional del litoral, con una precisión adecuada a los requisitos de la información de otros tipos (por ejemplo, de tipos biológico y geomorfológico) que va a cartografiarse.

Por otra parte, se ha cartografiado el terreno emergido que pertenece al Dominio Público Marítimo-Terrestre, incluyendo bordes costeros rocosos, playas, dunas, zonas marismas y encharcadas, etc.

Se ha determinado el cero topográfico y el hidrográfico (cota mínima de la Bajamar Viva Equinoccial y nivel medio del mar), en una serie de estaciones que jalonan todo el contorno litoral del tramo en cada estudio particular. Esta provisión resuelve, por un lado, las deficiencias, a menudo abultadas, que tienen hoy en día las cotas topográficas en las proximidades del mar. Por otro lado, también da solución a los graves problemas de precisión que tienen las estimas del cero hidrográfico, cuando éstas se obtienen trasladando el cero desde un puerto-patrón relativamente lejano.

En este apartado del medio físico también se han analizado la dinámica litoral y la evolución de las playas más relevantes de cara a poder planificar futuras actuaciones. Este análisis de la dinámica litoral recoge trabajos propios del estudio de las corrientes litorales y el análisis de las mareas complementario al la obtención del cero hidrográfico.



Análisis de las mareas en el litoral mediante mareógrafos.

### Caracterización ecológica terrestre

La caracterización ecológica terrestre se centra en 4 aspectos o temáticas:

- Avifauna.
- Fauna terrestre.
- Vegetación.
- Edafología.

Tanto para la fauna terrestre, como para la avifauna se ha visto que la zonación de las unidades de fauna es muy útil por su demostrada función como indicadores biológicos. Las comunidades litorales de flora y fauna, tanto las acuáticas como las terrestres, son fuertemente dependientes de la proximidad del mar. Y es necesario observar la estacionalidad en estas comunidades para su correcta caracterización. La tomas de información biológica se estructura en varias campañas consecutivas, espaciadas en el tiempo lo necesario para que la estacionalidad biológica quede adecuadamente cubierta.

La edafología centra sus esfuerzos en la Caracterización edafológica del territorio y la elaboración de un mapa de unidades texturales.



*Euphorbia paraliae – Cyperetum capitati (Dunas de Corralero en la isla de Fuerteventura)*

### Caracterización ecológica del medio marino

El medio marino suele contar con dos líneas principales diferenciadas de caracterización. Por un lado se hace una toma de muestras de agua de parámetros físico-químicos y analíticas de laboratorios que permite conocer el estado de la calidad de la masa de aguas marinas litorales. Este trabajo sobre las aguas se complementa con el inventariado de vertidos, emisarios y tomas de agua en el tramo costero.

Los Análisis de las aguas se planifican en estaciones repartidas homogéneamente por la costa a distintos niveles y en distintas épocas del año que permiten conocer la calidad de las aguas respecto al factor estacionalidad.

La biología marina se centran principalmente en el cartografiado y caracterización de las Comunidades Bentónicas y Biocenosis litorales e infralitorales. Los medios utilizados para este fin son:



*Caulerpa racemosa junto a haces aislados de Cymodocea nodosa.*

- Filmación con vídeo submarino georreferenciado.
- Muestreos con draga.
- Muestreos mediante inmersión con escafandra autónoma.

Este trabajo de campo se canaliza en la elaboración de listados de todas las especies presentes para cada una de las comunidades existentes, analizando parámetros como: Abundancia, Riqueza específica y Diversidad entre otros.

Además de la cartografía de las comunidades marinas que se centra en las comunidades bentónicas y algares, la biología marina estudia el Necton y el Placton

### **Caracterización del medio socio-cultural**

Con el estudio, desde el punto de vista ambiental, se ha obtenido un reconocimiento completo de la franja costera y caracteriza los distintos aspectos ambientales, como son: comunidades naturales, paisaje y valores patrimoniales, para así poder hacer un análisis ponderado de los diferentes espacios del ámbito litoral y catalogar dichos espacios por orden de importancia, grado de protección, fragilidad o capacidad de soportar intervenciones antrópicas, pudiendo fijar, de forma más provechosa, sus límites.



*Horno de Cal abandonado y paisaje de la isla de Lanzarote*

En la temática relativa al paisaje se hace una caracterización de las unidades paisajísticas que permite definir su fragilidad y calidad visual.

Los elementos patrimoniales asociados a la arqueología, paleontología y etnografía se detallan mediante un amplio inventario con información de las comunidades autónomas con las competencias de arqueología.

El patrimonio natural y los usos del suelo a través de su planificación y la ordenación territorial es otro aspecto importante a incluir en los trabajos ecocartográficos.

Para ello se realiza un inventario de los usos del suelo en función de su aprovechamiento, un análisis de la influencia antrópica actual del territorio. Que incluye el análisis de las manifestaciones culturales a lo largo del tiempo. Esto permite hacer una clasificación de los usos del suelo según la normativa europea.

Para dar una información completa es necesario recopilar la cartografía existente del planeamiento urbanístico de la zona de estudio Información obtenida con base en los espacios y figuras ambientales de protección y los Planes de Ordenación del Territorio existentes.



*Las planes urbanísticos incluyen la presencia de puertos deportivos.*

### **Calidad natural e índices de valoración**

A partir del trabajo de campo realizado, se ha elaborado la información a cartografiar y también se ha realizado un trabajo de interpretación y valoración de aquella información significativa. La interpretación se refiere, sobre todo, a las características relevantes de las comunidades, de las especies y de sus relaciones mutuas.

La valoración se realiza en base al estado observado de las especies y las comunidades, acompañando esta evaluación con los elementos de diagnóstico y de prospectiva que puedan establecerse a partir de la información obtenida.

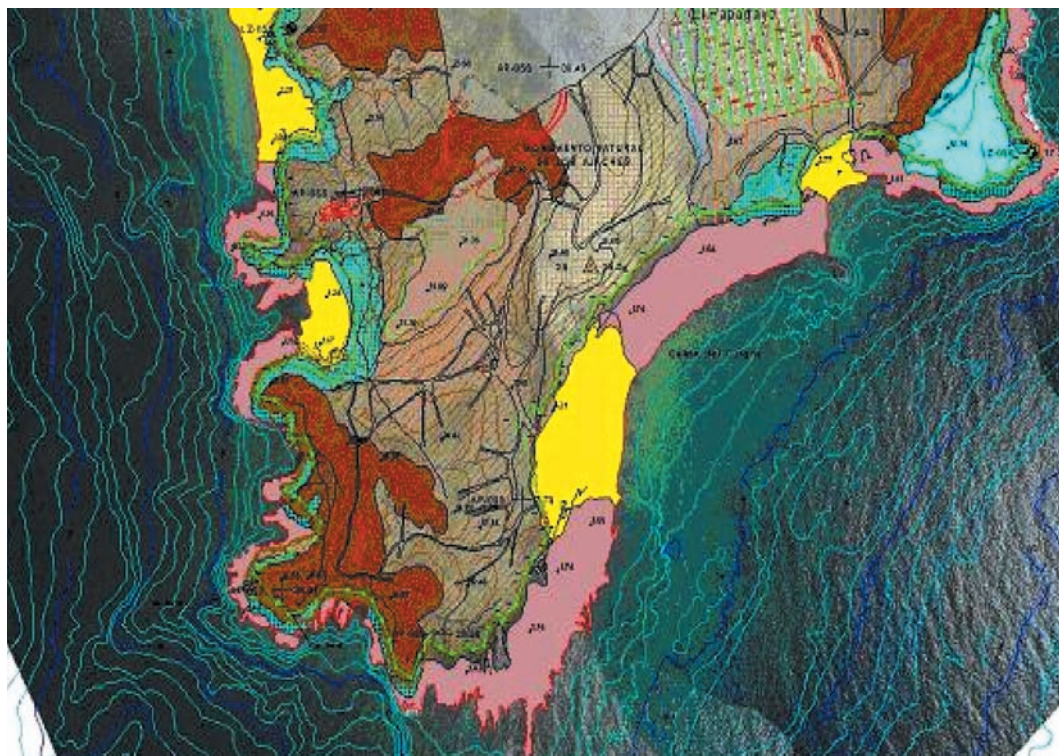
El trabajo permite obtener una perspectiva global de los recursos naturales del litoral en la zona estudiada y conocer su estructura, su estado, sus magnitudes y sus relaciones mutuas. Es difícil sobrestimar la importancia que tiene esta visión general, no sólo para orientar decisivamente en los planeamientos de ámbito también general, sino igualmente para tomar decisiones de ámbito local. No es posible valorar con fundamento las intervenciones locales, si se desconoce cómo es el ámbito del que forma parte el lugar en cuestión.



## SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Toda la información ha sido estructurada en un Sistema de Información Geográfica que permite explotar los datos de forma rápida y eficaz, obtener planos y valorar los diferentes aspectos que inciden en el estudio de la ingeniería costera y la interrelación entre los mismos, atendiendo a aspectos estrictamente técnicos como ambientales y sociales.

La Dirección General de Costas con el fin de homogeneizar la información generada desarrolló diferentes grupos de trabajo entre los profesionales que participaban en las diferentes empresas implicadas en los trabajos ecocartográficos para obtener una única sistemática en la entrega de los datos estructurados. Fruto de los trabajos de normalización y homogenización de la información ha permitido que se vaya volcando en los servidores del Ministerio de Medio Ambiente con una total funcionalidad para los técnicos de la Dirección.



*SIG: Información de tramo costero de Punta del Papagayo (Lanzarote).*

---

Nota del Autor: la presente ponencia refleja las experiencias del autor como Director de las diferentes Asistencias Técnicas que ha desarrollado la Dirección General de Costas desde el año 2001. Los comentarios y opiniones reflejados en esta ponencia se realizan a título personal sin que representen las opiniones o posiciones de la Dirección General de Costas.

# APROVECHAMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE LOS SIG's PARA LA GESTIÓN DE ZONAS PORTUARIAS Y COSTERAS

Fernando Bachiller<sup>1</sup> y Javier Díaz Muñoz<sup>1</sup>

## INTRODUCCIÓN

Un Sistema de Información Geográfica es un conjunto de herramientas para la adquisición, almacenamiento, análisis y generación cartográfica, que se estructura internamente como un sistema gestor de bases de datos georeferenciados, un gran avance respecto al concepto clásico de Sistema de Gestión de Bases de Datos. Los componentes generales de un sistema de información geográfica se pueden resumir en cinco elementos:

- La información geográfica.
- El equipo humano.
- El software del SIG encargados de cumplir las funciones generales de análisis y manipulación de los datos.
- Los procedimientos necesarios para realizar el proyecto completo.
- Hardware.



---

<sup>1</sup> HIDTMA.

Muchas veces se tiende a equivocar términos al hablar de Sistemas de Información Geográfica (GIS). Un GIS es el conjunto interrelacionado de una serie de agentes que interactúan limitándose unos a otros. Estos agentes comentados anteriormente, y explicados para un proyecto de GIS son:

- **Usuarios:** sin duda el factor más importante ya que debe definir correctamente tareas y procedimientos, a menudo es el factor más limitante.
- **Datos:** constituyen la parte de mayor coste del proyecto. En las tareas de adquisición de la información. Es importante saber la escala de trabajo en la adquisición de datos para poder definir el esfuerzo final.
- **Software:** se aporta siempre que es factible la solución más innovadora del mercado, dentro de los diferentes paquetes informáticos existentes. No se entenderá este punto como una aplicación independiente sino como un entorno que engloba toda la funcionalidad de sus extensiones, soluciones escalables y complementos de distribución Web.
- **Hardware:** la solución adoptada debe ser concordante con los medios disponibles por el gestor de la información.
- **Procedimientos:** se aportan todos los scripts desarrollados para la generación de la información así como herramientas o sistemas de visualización que simplifique el acceso a los datos.

## EVOLUCIÓN DE LOS SIG

Desde la década de los 80, las distintas administraciones, entes públicos, universidades y consultoras han ido desarrollando aplicaciones SIG para proyectos puntuales y sectoriales en distintas temáticas, generándose SIG's vinculados a distinta áreas de trabajo entre ellas el área litoral.

En los últimos años con la mejora de la capacidad de almacenamiento de información y el uso de procesadores mas veloces, junto con la mejora del software ha permitido la integración de los MDT en los sistemas de información geográfica, abriendo las puertas a un conjunto de métodos de representación de la realidad, 3D, análisis y simulación de procesos que complementan de forma importante la capacidad clásica de los SIG para el manejo de la información temática.

## PROBLEMAS EN EL USO DEL GIS

Muchos de estos Sistemas de Información Geográfica desarrollados con la idea inicial de usarse como herramientas de gestión han completado la fase de adquisición de datos y almacenamiento. Pero por diferentes razones la fase de análisis no se ha llevado a su máxima expresión, sin llegar a explorarse por tanto, el verdadero potencial de la información que supone el conjunto de los datos recogidos y almacenados.

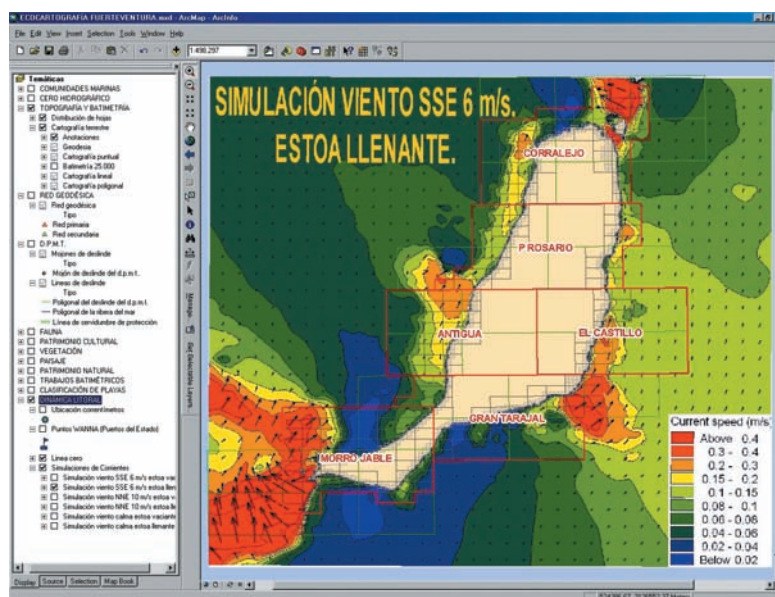
Entre los motivos más identificables de esta falta de profundización en el análisis de los datos encontramos que los SIG comenzaron traduciendo la información preexistente, mayoritariamente reflejada en forma de mapas temáticos de naturaleza intrínsecamente nominal, esto se junto con una progresiva desactualización de la información con el paso del tiempo desde el primer esfuerzo de adquisición de datos.

Otro de los problemas que surgen según se mejora el software de los SIG es la mayor especialización técnica necesaria para el manejo en todo su alcance de este tipo de programas. Este mayor requerimiento para los usuarios de una herramienta informática mas compleja, hace que los responsables y encargados técnicos de analizar la información y tomar decisiones se distancien en habilidades y capacidad de uso por el mayor grado de especialización del software.

La solución ideal para responder a estos problemas es una constante actualización de datos y administración de sistemas, complementado con una formación continua.

Como solución intermedia a estos problemas de falta de conocimiento técnico se pueden desarrollar aplicaciones a medida de un usuario que permitan una explotación de la información. Estas soluciones conocidas coloquialmente aplicaciones personalizadas de visualización (visores) permiten acceder fácilmente a la información almacenada para personas carentes de conocimientos y les facilita el interactuar con los datos.

Si bien es cierto que esta opción de aplicaciones personalizadas de visualización a veces representa una solución temporal que no da respuesta a los problemas de fondo como son la actualización de información de datos y la necesidad de formación, puede ser una solución escalable a unas necesidades de un equipo técnico con distintos perfiles de usuario que van desde el equipo directivo al equipo técnico que controla e introduce la información.



## HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS DE LOS SIG

Si bien un visor sería una solución a un rápido acceso a la información temática, la visualización de una forma estática de la información recopilada estaría infrutilizada esta herramienta. Sería un error no aprovechar todo el potencial que ofrecen las herramientas de los SIG para obtener previsiones y resultados del cruce y análisis de información técnica y ambiental georeferenciada. Se puede plantear que los SIG se han convertido en una herramienta imprescindible para la gestión diaria.

El análisis de la información se realiza mediante diferentes operaciones y un conjunto de herramientas que permite obtener nueva información de interés a partir del tratamiento de los datos adquiridos. A grandes rasgos se diferencian distintos tipos de análisis:

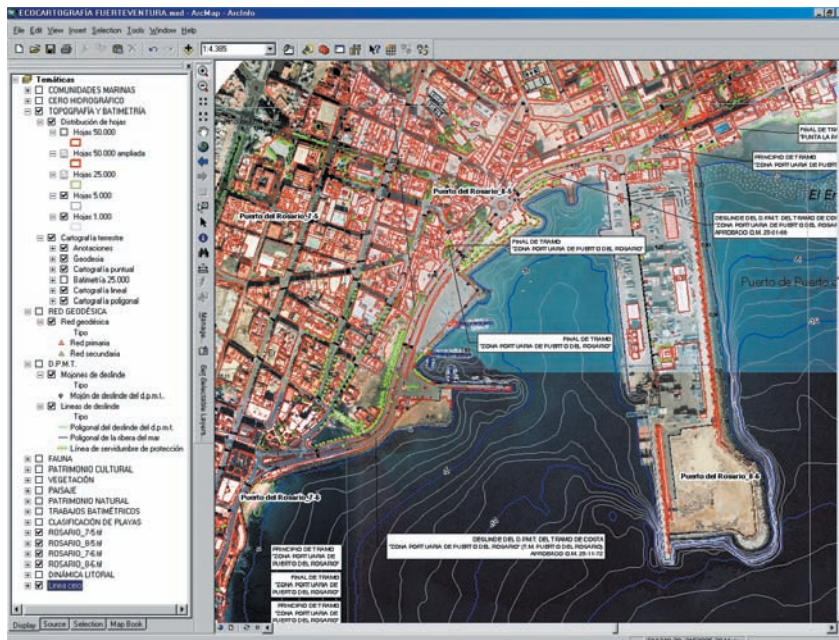
- Referenciación lineal.
- Redes.
- 3D/2D.
- Geoestadística.
- Geocodificación.
- Análisis Espacial.
  - Búsqueda, reclasificación y medición.
  - Superposición o álgebra de mapas.
  - Vecindad o contexto.
  - Contigüedad.

La suma de la potencialidad de los MDT asociados a información temática y las herramientas de análisis conforman una interesante base de la explotación para el aprovechamiento y exploración de aspectos técnicos y planificadores en base a la información existente en el área litoral.

La potencialidad de las herramientas de análisis enfocado al sector costero permitiría realizar:

- Comparativa y evolución de batimetrías.
- Evolución histórica de infraestructuras y tramos costeros. Así como sus estados y valoraciones periódicas.
- Estudios de corrientes y oleajes para el análisis de dinámica litoral, la variable aparece como parámetro de representación gráfica.
- Zonificación y cuantificación de dragados y vertidos.
- Gestión de tráfico portuario (rutas, ocupación espacios).
- Identificación de áreas de sensibilidad.
- Estudios de Evaluación Estratégica.
- Planes de Emergencias y Riesgos Portuarios.
- Planes de prevención de contaminación portuaria.
- Estudios de Impacto ambiental:
  - Modelos hidrológicos humedales.
  - Cuencas Visuales.
  - Modelos de probabilidad/riesgo.
  - Modelos de idoneidad.

- Seguimiento ambiental de proyectos:
  - Monitorización de parámetros
  - Control calidad ambiental



## CASO PRÁCTICO: ESTUDIO ECOCARTOGRÁFICO DE FUERTEVENTURA

Actualmente la Dirección General de Costas esta desarrollando en diferentes Asistencias Técnicas la elaboración y puesta a punto de Ecocartografías del litoral español. Estos trabajos además de una base cartográfica y batimétrica de la franja costera de mayor interés, incluyen un conjunto de cartografías temáticas de gran interés.

El **Estudio ecocartográfico del litoral de las islas de Fuerteventura y Lobos** como caso practico que vamos a estudiar, es sin duda, un trabajo ambicioso que pretende abarcar todo el ámbito geográfico influyente sobre el litoral, esto supone el análisis detallado tanto del medio terrestre como del medio marino, así como de la región intermareal de transición entre ambos. Esta caracterización genera un gran volumen de información muy dispar, pero que destaca por la importancia de su componente geográfica. Tradicionalmente, se ha dado respuesta a estas necesidades a través de la cartografía analógica soportada por planos en papel, pero hoy en día, la evolución de las tecnologías de la información nos ha permitido dar un paso más. Apoyándonos en los soportes digitales, actualmente utilizados en ingeniería, podemos dar respuestas y soluciones a problemáticas complejas del entorno que nos rodea, pasando por un cuidadoso proceso de

abstracción de la realidad y posterior análisis minucioso de esta abstracción. Para todo este proceso, es fundamental apoyarse en un Sistema de Información Geográfico que nos permita generar, gestionar y explotar toda la información disponible.

La generación de toda la información geográfica es un proceso tedioso y complejo que exige la utilización sucesiva de diferentes herramientas informáticas no necesariamente denominadas como sistemas de información geográficos pero que sí constituyen un entorno esencial para el tratamiento y formateado masivo de datos contribuyendo a un proceso continuo de validación de los mismos que permite que los datos lleguen a la etapa de carga o introducción en el modelo si errores significativos.

En lo que se refiere a un entorno GIS propiamente dicho se ha trabajado con ArcGIS 9.1 que ha proporcionado en todas las etapas del proceso soluciones escalables a la altura de las necesidades del proyecto.

### **Implementación del modelo de datos**

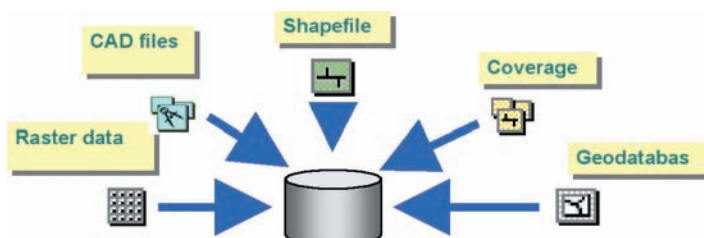
Para el trabajo ecocartográfico de Fuerteventura propone un modelo de datos donde se distinguen dos elementos, información geográfica e información alfanumérica, que, para facilitar una correcta actualización de los datos se plantean por separado.

La información geográfica consiste en un conjunto de capas temáticas en diferentes formatos que se pueden cargar en ArcGis 9.x para una visualización y análisis conjunto. De cada capa se puede extraer de su tabla de atributos los datos de localización y georreferenciación del elemento, es decir sus coordenadas geográficas (proyección UTM) y los datos que relacionan a este elemento con los que le rodean (topología) siguiendo un modelo de teselación que subdivide un plano bidimensional en una serie de entidades interconectadas, de forma que cada punto, línea o polígono sea almacenado como una entidad individual.

También incluye un código único secuencial por el cual se podrá relacionar cada entidad con toda su información alfanumérica asociada que se almacenará en un conjunto de bases de datos externas en formato de Access 2000, que agrupa todos los datos temáticos asociados a cada elemento geográfico referidos a una información descriptiva del mismo. Esta relación se materializará a través del desarrollo personalizado que consiste en una barra de herramientas en la que se ubican diferentes funciones que permiten gestionar y visualizar todos los datos de forma sencilla para el usuario a través de una conexión ODBC con las diferentes bases de datos:

- Add OLE DB Connection.
- Add Spatial Database Connection.
- BENTOS.odc
- ESPECIES\_MARINAS.odc

El modelo de datos se orienta hacia una estructura de geodatabase que permita beneficiarse de los avances de este formato en materia cartográfica. Por descontado siempre se respetará la total compatibilidad e interoperabilidad de la información.



Se ha elegido el formato de geodatabase personal como formato más idóneo de almacenamiento masivo de información geográfica por las ventajas que este modelo presenta y las ventajas de explotación expuestas anteriormente. Se plantea la utilización de varias geodatabases personales que enriquecen el modelo permitiendo:

- Gestión de datos centralizada.
- Dado que todos los datos de una Geodatabase son almacenados directamente en sistemas gestores de bases de datos comerciales (Microsoft Access para Geodatabase personal y Oracle, IBM DB2, SQL Server o Informix para Geodatabase corporativa) estos constituyen un repositorio común y centralizado para todos los datos geográficos de este estudio.
- Trabajar con las últimas novedades de modelos topológicos de líneas y polígonos.
- Posibilidad de manejar reglas topológicas para la validación de elementos.
- La implementación de comportamiento en los elementos geográficos incluidos en la geodatabase, permite trabajar con elementos más intuitivos, ya que la definición de su comportamiento les hace más cercanos a la realidad.
- Definición de dominios y subtipos y relaciones como un tipo de entidad.
- Enormes posibilidades de personalización. El modelo de Geodatabase ha sido desarrollado siguiendo estándares COM, lo que permite que sea posible la integración con otros sistemas. Por tanto se rompe la barrera existente entre los Sistemas de Información Geográfica y el resto de sistemas de información de una organización.
- Facilitar la migración a Enterprise Geodatabase en un futuro con todas las ventajas que ello supone (trabajar con ArcSDE y GBDR, que permiten versionado, edición multiusuario, etc.).



## Resultados

Para la presentación de los resultados se ha estructurado toda la información de capas temáticas en una geodatabase personal con una estructura que organiza toda la información geográfica en distintos datasets que corresponden con los diferentes grupos temáticos del estudio. Estos datasets tienen asignada la referencia espacial correspondiente e igual para todos, aunque al trabajar en zonas geográficas más amplias, se puede guardar la información con diferentes Proyecciones y sistemas de coordenadas.

Complementando toda la información geográfica se entrega un volumen de información actualizable en bases de datos relacionales (Access 2003) asociadas donde se almacena toda la información alfanumérica. Para que la información pueda ser tratada con facilidad cumple una serie de normas en cuanto a su diseño, de manera que las consultas y actualizaciones de la misma sean sencillas y permitan mantener la base de datos consistente.

Las bases de datos cumplen los siguientes objetivos:

- La base de datos, es capaz de almacenar toda la información pertinente.
- No debe existir información redundante.
- El número de relaciones existentes en la base de datos se ha mantenido al mínimo.
- Las relaciones obtenidas se han normalizado, a fin de minimizar los problemas de actualización y borrado.

Se aporta información complementaria como son fotografías, gráficos y ortoimágenes correspondientes a las diferentes temáticas estructuradas en varios directorios, así como varios modelos digitales del terreno en formatos TIN y GRID.

A continuación, se detalla el contenido de las distintas Feature Classes contenidas en los datasets:

### ● TOPOGRAFÍA

- **Red primaria.** La Red primaria contiene una capa de puntos, con la Red de vértices Geodésicos y primarios utilizados para definir el plano de trabajo. Son estaciones con coordenadas conocidas para el replanteo de futuras actuaciones.
- **Red secundaria.** Red complementaria a la primaria con una mayor densidad de puntos a lo largo de toda la franja litoral con coordenadas conocidas.

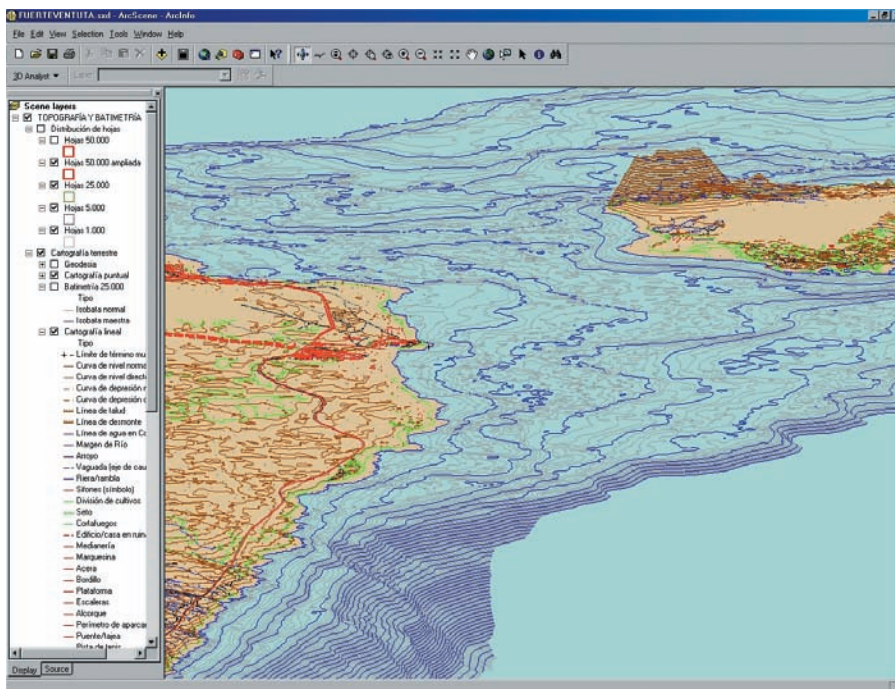
### ● BATIMETRÍA

- **Batimetría completa.** Curvado generado a partir de una malla 5 x 5 con todos los puntos obtenidos del procesado de datos de sonda Multihaz. El intervalo entre isobatas es de un metro para las normales y de cinco metros para las maestras.
- **Batimetría simplificada.** Procede de la simplificación de vértices de la *feature class* BATIMETRÍA COMPLETA. Dicha simplificación se ha conseguido mediante la eliminación de puntos redundantes con una tolerancia de 0,25 metros de forma que se mantiene la geometría esencial de la línea. El resultado de esta operación es una línea que a escala 1:1.000 no difiere de la original pero que proporciona una renderización en pantalla y en operaciones de análisis muy rápida y eficaz.

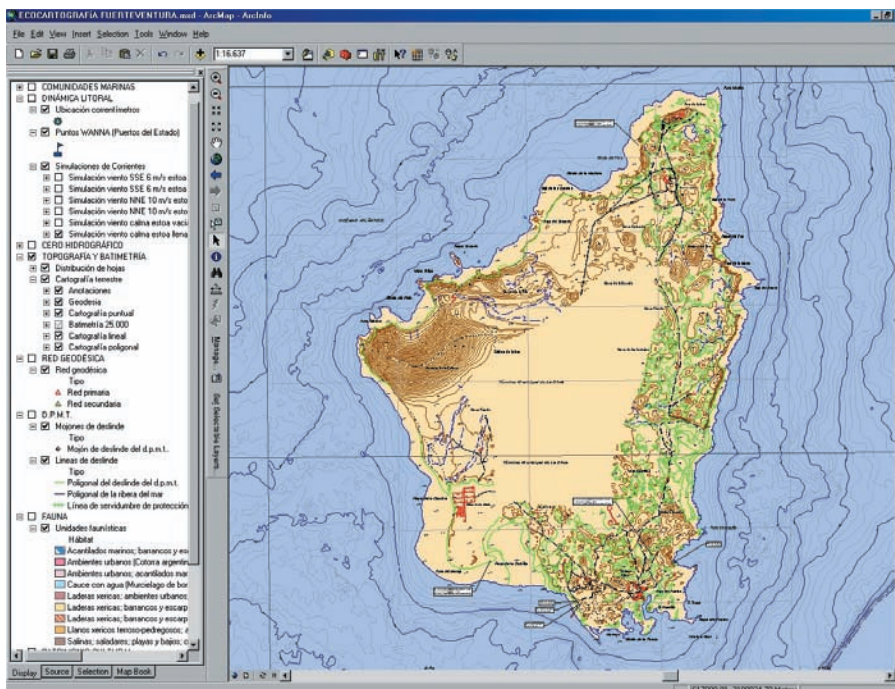
- **Lajas (Zonas inaccesibles).** Por la conformación intrínseca del fondo marino existen zonas donde se hace imposible la navegación. Estas zonas han sido representadas en esta feature class de polígonos y corresponden con áreas en las que afloran “bajas” hasta la superficie o en profundidades entre los 0 y 1,5 metros.
  - **Línea cero.** *Feature class* de polígonos que representa el cero hidrográfico establecido para este estudio y que se sitúa en la Bajamar Máxima Viva Equinoccial.
- **MORFOLOGÍA FONDOS**
    - **Morfología.** Capa temática de los fondos que diferencia los distintos tipos de sustratos: rocas, conglomerados, costras rocosas, arenas gruesas, arenas finas, fangos, sustratos con cobertura vegetal.
    - **Formas naturales y antrópicas.** Temática de formas naturales y antrópicas detectadas en los fondos, pueden ser lineales (cables, emisarios) puntuales (Objetos No identificados, marcas de arrastres), y entidades poligonales (ripples).
    - **Bancos de arenas.** de los estudios disponibles por la Dirección General de Costas se ha aportado una capa que delimita los actuales bancos de arena existentes en el litoral.
- **DINÁMICA LITORAL**
    - **Correntímetros.** *Feature class* de puntos que representa la ubicación de los correntímetros utilizados en el estudio de dinámica litoral.
    - **Mareógrafos.** *Feature class* de puntos que representa la ubicación de los mareógrafos con los que se ha realizado los estudios de marea.
    - **Puntos WANNA.** *Feature class* de puntos con la ubicación de los puntos WANNA del ente público Puertos del Estado. más cercanos a la isla de Fuerteventura.
- **DOMINIO PÚBLICO**
    - **Deslindes.** *Feature class* de líneas que representa los Deslindes del DPMT y Dominio Portuario que están aprobados por orden Ministerial o en fase de trámite.
    - **Mojones.** *Feature class* de puntos con la ubicación de los mojones asignados a cada tramo de deslinde
- **BIOLOGÍA MARINA**
    - **Estaciones bionómicas.** *Feature class* de puntos que representa las ubicaciones de las tomas de muestras bentónicas sobre sustrato sedimentario con draga Holmes.
    - **Comunidades marinas.** *Feature class* de que representa la distribución de las comunidades marinas en los fondos.
    - **Recorridos vídeo remolcado.** *Feature class* de líneas donde se representa los recorridos efectuados con cámara de arrastre tanto transversalmente como perpendicularmente a la costa.
- **CALIDAD AGUAS**
    - **Estaciones calidad aguas.** *Feature class* de puntos que representa la ubicación de las estaciones hidrográficas donde se han obtenido datos de muestreos con botella Niskin, perfiles termohalinos, penetración de la luz y turbidez. Se han muestreado en tres campañas invierno, primavera y otoño.

- **Transectos calidad aguas.** *Feature class* de líneas que representa los transectos que conforman las estaciones hidrográficas anteriormente mencionadas, cuya posición se ubica aproximadamente sobre las isobatas –5, –10, –20, –30, –50.
  - **Mapeado continuo.** *Feature class* de puntos que recoge tanto la ubicación de la sonda superficial como las mediciones de cada segundo de pH, potencial REDOX, oxígeno disuelto, salinidad, turbidez, y fluorescencia.
  - **Transectos mapeado.** *Feature class* de líneas resultante de unir los puntos de cada línea de mapeado en continuo
- **CALIDAD SEDIMENTOS**
    - **Muestras sedimentos.** *Feature class* de puntos con las ubicaciones de las tomas de muestras granulométricas tanto para la zona submareal como para la zona intermareal y playa seca.
- **CLASIFICACIÓN PLAYAS**
    - **Playas.** *Feature class* de polígonos con la ubicación de las playas tenidas en cuenta en este estudio. Para cada una de ellas se detalla información como anchura media, longitud, pendiente media, etc. Cada playa lleva asociada información de perfiles que representan la intersección con el modelo digital del terreno.
- **VEGETACIÓN**
    - **Vegetación.** *Feature class* que representa mediante polígonos la distribución de las comunidades presentes y sus alianzas.
    - **Inventarios.** *Feature class* de puntos con la ubicación de los puntos donde existen muestreos e inventarios de vegetación.
- **FAUNA**
    - **Unidades de fauna.** Capa temática de polígonos que representa la distribución de las diferentes unidades faunísticas presentes en la zona de estudio.
- **EDAFOLOGÍA**
    - **Unidad edáfica.** *Feature class* de polígonos que representa las unidades edáficas de la isla.
    - **Unidad textural.** *Feature class* de polígonos que representa las unidades texturales de la franja costera de Fuerteventura.
    - **Perfiles.** *Feature class* de puntos con la ubicación de los muestreos y calicatas realizados para la caracterización de suelos.
    - **Litología.** *Feature class* que define la litología existente en la franja litoral a partir de la información geológica existente.
- **PAISAJE**
    - **Unidades paisaje.** *Feature class* de polígonos que muestra las diferentes unidades paisajísticas en las que se ha dividido el área de estudio.
- **PATRIMONIO NATURAL**
    - **Patrimonio natural.** *Feature class* de polígonos que muestra la ubicación de las diferentes figuras de protección ambiental.

- **ARQUEOLOGÍA**
  - **Patrimonio cultural.** *Feature class* de polígonos que muestra la distribución de los distintos tipos de elementos catalogados como yacimientos arqueológicos, paleontológicos y elementos etnográficos.
  - **Bandas de cautela.** Buffer de influencia de los puntos y elementos del patrimonio cultural que permite ver las actuaciones y propuestas que se sitúan en un área de protección del yacimiento.
- **RECURSOS PESQUEROS**
  - **Cofradías.** *Feature class* de puntos con la ubicación de los puertos pesqueros y cofradías existentes.
  - **Caladeros.** *Feature class* de polígonos que muestra la distribución de los distintos caladeros y zonas de pesca de la isla.
- **CALIDAD Y FRAGILIDAD ECOLÓGICA**
  - **Fragilidad ecológica biología marina.** Capa temática de polígonos que muestra las distintas fragilidades del medio marino según las comunidades marinas presentes.
  - **Fragilidad ecológica aguas marinas.** Capa temática de polígonos que muestra las distintas fragilidad de las aguas marinas según su estado y calidad actual.
  - **Calidad natural terrestre.** *Feature class* de polígonos que muestra la valoración de la calidad ecológica terrestre según los baremos de fauna, vegetación y espacios naturales.
  - **Calidad paisajística.** *Feature class* de polígonos que muestra la valoración de la calidad paisajística según las diferentes unidades de paisaje...
- **INFRAESTRUCTURAS**
  - **Infraestructuras líneas.** *Feature class* donde se muestran todas la infraestructuras por las que se ha optado por una representación lineal como, cables submarinos y emisarios.
  - **Infraestructuras polígonos.** *Feature class* donde se muestran todas la infraestructuras por las que se ha optado por una representación poligonal como, faros, fondeaderos, puertos, aeropuertos, zonas militares o arrecifes artificiales.
  - **Infraestructuras puntos.** *Feature class* donde se muestran todas la infraestructuras por las que se ha optado por una representación puntual como, EDAR, EBAR, saneamientos o localizaciones de vertidos.
- **DISTRIBUCIÓN**
  - **Hojas\_50000.** *Feature class* de polígonos que muestra la malla de distribución de hojas 50.000 del mapa nacional (HMN).
  - **Hojas\_25000.** *Feature class* de polígonos obtenida a partir de la capa HOJAS\_50000 subdividiendo estas en cuatro partes iguales y ampliando en el número de hojas necesarias para completar la superficie sondada.
  - **Hojas\_5000.** *Feature class* de polígonos obtenida subdividiendo regularmente la capa HOJAS\_50000 hasta obtener la malla 5.000 correspondiente. Se han eliminado de la *feature class* las cuadrículas que se encuentran fuera del ámbito de estudio (a más de 500 metros de la costa hacia el interior o hasta la última isobata contemplada en la batimetría).
  - **Hojas\_1000.** *Feature class* de polígonos que conforma la malla 1.000.



Representación del SIG en 3D.



Representación de diferentes temáticas superpuestas.

# PLANES DIRECTORES DE GESTIÓN DE LA COSTA \*



Carlos Peña<sup>1</sup>

En 1988 se dio un paso trascendental para la conservación de los recursos naturales de la zona costera; se trata de la entrada en vigor el 28 de julio de la Ley 22/1988, de Costas.

Esta Ley supuso un freno muy importante en el proceso de degradación en que se encontraba el litoral español; pero a pesar de ello, la máquina consumidora de recursos costeros no ha llegado a pararse. El proceso de degradación continúa porque las presiones sobre los recursos provienen de múltiples sectores (urbanizaciones, pesca, turismo, puertos,...) y ninguno de estos sectores asume unilateralmente la necesidad de compartirlos ni de preservarlos para el futuro. La Ley de Costas ha demostrado su eficacia en aquellos puntos en que se propuso intervenir, pero no ha sido suficiente; por eso ha llegado el momento, si queremos preservarlos y mejorarlos para generaciones futuras, de poner en marcha el proceso de implantación de criterios de gestión integral para obtener el mejor aprovechamiento de los recursos costeros con sujeción a los límites a que obliga el principio de sostenibilidad.

Estos dos términos, gestión integrada y sostenibilidad, han sido ampliamente utilizados en los últimos años de una forma que puede haber inducido cierta confusión. No son conceptos nuevos; solo son nuevas las palabras. Tomar decisiones con criterios de gestión integrada y sostenibilidad significa tomarlas con visión de conjunto y visión de futuro.

**La integración en la gestión de los recursos** costeros supone tener en cuenta todos los sectores involucrados, para adoptar las mejores decisiones para el conjunto de todos ellos.

---

<sup>1</sup> Dirección General de Costas

\* La mayor parte de esta ponencia fue ya publicada en el número 50 (diciembre de 2005) de la revista AMBIENTA del Ministerio de Medio Ambiente.

Esto solo puede hacerse asumiendo que todos los sectores aceptan renunciar a un hipotético beneficio máximo para su actividad sectorial porque ese máximo beneficio solo puede obtenerse con un perjuicio mucho mayor para los demás sectores.

Esto supone, por ejemplo, que los puertos deportivos no pueden construirse en cualquier lugar solo porque convenga a un promotor inmobiliario o a los intereses de un municipio, porque eso puede poner en equilibrio la existencia de las playas y por tanto al turismo de otros lugares. Supone también que las zonas húmedas costeras no pueden sacrificarse a las aspiraciones municipales de expansión urbana porque otros recursos dependen de ellos, pues por ejemplo los alevines de algunas especies comerciales pesqueras se desarrollan en ellas. Supone igualmente que el desarrollo urbanístico no debe contar con el mar como lugar de depuración de aguas residuales porque eso perjudica a los sectores turístico y pesquero, además de arruinar ecosistemas valiosos. El número de ejemplos posible sería interminable.

Son muchos los sectores económicos ligados a los recursos económicos costeros, pero si citamos los que más interferencias o conflictos crean entre sí podemos quedarnos con los cuatro siguientes:

1. Pesca.
2. Puertos.
3. Turismo.
4. Urbanismo.

Y si mencionamos los recursos costeros sobre los que concurren los sectores anteriores podríamos referirnos a:

- I. Recursos pesqueros.
- II. Suelo urbano.
- III. Playas.
- IV. Arena procedente de dragado.
- V. Ecosistemas valiosos.
- VI. Paisaje.
- VII. El mar como receptor-depurador de residuos.

**La pesca** realizada en las condiciones que la ley permite y las ciencias del mar aconsejan no entra en conflicto con apenas ningún sector. Sin embargo el uso de técnicas como la de arrastre en aguas someras supone arrasar praderas de posidonia oceánica y ecosistemas que a largo plazo, al igual que la sobreexplotación del recurso, van en contra del propio sector.

**Los Puertos** son casi siempre incompatibles con las playas. Son muy pocos los puertos del litoral español que pueden ser calificados de inocuos para la estabilidad de las playas.

Por una parte los puertos que interrumpen el transporte litoral de sedimentos provocan erosiones a veces espectaculares en las playas situadas “aguas abajo” de los puertos. Es el caso de casi todos los puertos situados en el litoral Mediterráneo y de la costa atlántica de Andalucía.

En otros casos el puerto no interrumpe el transporte litoral de sedimentos pero introduce alteraciones en el oleaje que a su vez altera el equilibrio muy estricto en que se encuentran las arenas de bahías y ensenadas. El fenómeno es conocido con el nombre de "*basculamiento*" y es el responsable de la degradación de algunas playas de la Costa Brava o de Baleares.

La incompatibilidad en líneas generales entre puertos y playas es pues bastante obvia; y lo curioso es que también son incompatibles entre sí los tres tipos clásicos de puertos (comerciales, pesqueros y deportivos) porque sus usuarios son de una idiosincrasia muy diferente y difícilmente se toleran.

Los puertos actúan también en contra el paisaje y el medio ambiente, si bien esta afirmación habría que matizarla algo: Por una parte es evidente que los puertos alteran el paisaje casi siempre de forma negativa aunque no falta quien defiende lo contrario, por ejemplo en el caso de los puertos deportivos. Por otra parte también es evidente que un puerto produce siempre residuos y que éstos contaminan el entorno; sin embargo también se podría afirmar que es posible recoger todos los residuos y tratarlos adecuadamente, aunque hoy esa posibilidad es absolutamente utópica.

**El turismo** está en el origen de otras actividades consumidoras de recursos costeros. Con esta perspectiva podríamos decir que es el turismo y no el urbanismo o los puertos deportivos el sector que realmente consume los recursos aunque la afirmación no sea del todo cierta ni sea posible delimitar los sectores con nitidez.

**El urbanismo** es una de las actividades más agresivas y depredadoras. Su desbordamiento destruye ecosistemas, paisajes y playas y su actividad produce residuos en contra de los mismo ecosistemas, de la pesca y del turismo. El interés sectorial de los promotores urbanísticos colisiona frontalmente con casi todos los demás intereses sectoriales.

**La sostenibilidad** implica a su vez asumir no solo que los recursos costeros son limitados sino también que debemos legarlos a las siguientes generaciones en un estado igual o mejor que el que tenían cuando los recibimos nosotros.

La línea de costa no es infinita y al ritmo actual la ocuparíamos totalmente en no mucho tiempo.

El número de peces es ya escaso y la sobreexplotación conduce a que cada vez haya menos.

La superficie de playa es poca y la erosión generalizada sigue haciéndola menguar.

Ningún recurso es infinito pero la mayoría de los costeros ni siquiera es renovable. Por eso, la gestión y explotación de todos ellos hemos de hacerla con criterios de sostenibilidad, mirando hacia el futuro, o en breve tiempo no será posible ningún tipo de gestión ni de explotación.

El Ministerio de Medio Ambiente asume el compromiso de impulsar una gestión sostenible, integrada y concertada del litoral cuyos objetivos fundamentales serán la



protección y conservación de la integridad de los sistemas litorales y marinos, la garantía del acceso y del uso público a la costa, y la recuperación y transformación del borde marítimo en los tramos urbanizados y degradados.

Para alcanzar estos objetivos, el Ministerio ha comenzado a elaborar un **Plan Director para la Gestión Sostenible de la Costa** que en una primera etapa se limita a la costa mediterránea, la costa del golfo de Huelva y la de los dos archipiélagos (Baleares y Canarias) por ser los que más han sufrido las presiones que conducen a la degradación y los que con más urgencia necesitan de acción inmediata. Quedan para una segunda etapa la cornisa cantábrica y la costa gallega.

El Plan se iniciará recopilando la información disponible sobre la costa profundizando en su conocimiento para realizar una descripción completa de los mecanismos de funcionamiento de los sistemas litorales y marinos, estableciendo un diagnóstico general de los diferentes tramos litorales del país identificando su problemática.

Para definir las estrategias de actuación se integrará el diagnóstico anterior con las políticas sectoriales y territoriales, para lo cual se solicitará la colaboración y participación activa de las Comunidades Autónomas, entidades locales, organizaciones sociales, expertos y ciudadanía en general.

La finalidad del Plan Director de Costas es disponer de un documento de planificación estratégica, integrada y concertada, en el que con criterios de sostenibilidad medioambiental, se establezcan los objetivos generales que van a presidir la política de Costas y los objetivos específicos para cada unidad de gestión costera y se determinen los ejes prioritarios de actuación para su consecución, y constituirá la base sobre la que se realizará la programación anual de actuaciones de la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente.

Un plan estratégico requiere la definición de un modelo de futuro para cuya consecución media un proceso organizado de toma de decisiones y un foro de seguimiento de las acciones derivadas. En esencia en ello consiste el Plan y se califica como integral y concertado porque pretende la consideración de todos los procesos y tendencias y la participación de todos los agentes.

El proceso de planificación requiere una estructuración orgánica en la que se pueden diferenciar los siguientes contenidos:

- Análisis de la situación y de las tendencias.
- Identificación de los agentes públicos y privados y de sus intereses, económicos, políticos y sociales.
- Establecimiento de los procesos de debate para la participación de los agentes y ciudadanía.
- Cauces organizados de colaboración entre administraciones y agentes privados.
- Definición de los ejes capitales para el desarrollo y consecución del modelo de futuro.
- Consenso en los principios básicos de gestión integral y sostenibilidad.
- Establecimiento de un foro de análisis y evaluación continua del proceso.

Del Plan se desprenderán las propuestas de ordenación física del litoral y las dirigidas al desarrollo socioeconómico en colaboración con las otras Administraciones en razón de sus competencias; los programas de actuación de la Administración de Costas referidos a sucesivos periodos temporales, sus fuentes de financiación; la regulación normativa para la ordenación y la protección ambiental y los instrumentos de coordinación entre las distintas administraciones y otros agentes que participen.

Por su propia naturaleza un Plan de Costas puede orientarse desde una perspectiva conservacionista y su paradigma sería la recuperación a ultranza de los espacios naturales, pero la costa es soporte de actividades económicas de importancia fundamental para la economía: el turismo, el transporte marítimo, los recursos minerales de la plataforma, la pesca en las aguas territoriales y la acuicultura. El problema se ha generado cuando se ha considerado que había todo de forma desmedida: urbanizaciones, industrias, vertidos, recursos sobreexplotados, infraestructuras excesivas. Encontrar el equilibrio mediante un planteamiento integrador es el reto del desarrollo sostenible.

## ESTRUCTURA GENERAL DEL PLAN

El Plan Director para la Gestión Sostenible de la Costa se desarrollará en cuatro fases:

### FASE PRIMERA: Caracterización y diagnóstico del medio costero

**En la primera fase** se tomarán los datos y las informaciones necesarias para caracterizar el tramo de costa objeto de estudio, y para efectuar el diagnóstico sobre dicho tramo.

Si bien el Plan abarcará todo el litoral Español, su análisis se llevará a cabo por “tramos” definidos por Cuencas o Demarcaciones Hidrográficas delimitadas según los criterios establecidos por la Directiva Marco del Agua. En cada uno de estos tramos se identificarán las *unidades de gestión*, que serán objeto de la caracterización, diagnóstico y propuestas que constituyen el objeto del Plan.

En esta primera fase del Plan Director para la Gestión Sostenible de la Costa se realizarán los siguientes trabajos:

- División del territorio en unidades de gestión.
- Caracterización y diagnóstico en las unidades de gestión, utilizando indicadores e índices.
- Identificación e inventario de las instituciones, agentes sociales, organizaciones no gubernamentales que tienen competencias, viven, usan o tienen intereses en la costa, así como de las leyes, normas y reglamentaciones de aplicación en el tramo de costa objeto de estudio.
- Identificación, inventario y evaluación de los recursos naturales, del patrimonio cultural, de las actuaciones anteriores más significativas realizadas en la costa, y de las presiones sobre el medio natural costero.

## **FASE SEGUNDA: Establecimiento de los ejes prioritarios y elaboración de propuestas y alternativas de actuación**

En la segunda fase se efectuará la planificación de las actuaciones, definiendo distintas propuestas de actuación basadas en la información recibida de los agentes sociales identificados en la fase primera; y en su caso, si se estima conveniente, se elaborarán otras propuestas alternativas que sean más acordes con las condiciones sociales y económicas existentes, con las PRINCIPALES LÍNEAS DE REORIENTACIÓN DE LA POLÍTICA DE COSTAS establecidas por el Ministerio de Medio Ambiente en el documento de 15/07/04 que se incluye como Anexo I de esta ponencia y con los criterios de sostenibilidad que son de aplicación a este Plan Director de Costas.

Sobre la base de los resultados obtenidos en la primera fase se propondrán las propuestas de actuación que puedan mejorar el medio costero. Se procederá a una evaluación previa de cada propuesta a través de un análisis de los efectos ambientales de las mismas, así como de los costes y beneficios de las actuaciones, para poder desechar las que aparezcan como inviables, o contrarias a los principios básicos de sostenibilidad.

En esta fase de elaboración de propuestas se analizará la existencia de otros planes y programas elaborados por otras administraciones u organismos, de manera que se asegure una contribución a los objetivos medioambientales y, siempre que sea posible, se eviten duplicaciones y conflictos que pudieran surgir de iniciativas distintas.

Se realizará un informe con la descripción de las acciones propuestas por los agentes sociales identificados en la fase primera, explicando los motivos de su inclusión o, en su caso, y se expondrá el motivo de incluir otras opciones alternativas consideradas y la manera en que cada una de ellas se adecua al objetivo de alcanzar la sostenibilidad y los objetivos ambientales propuestos.

## **FASE TERCERA: Evaluación de las propuestas de actuación**

El objeto de esta fase es analizar las acciones que incluirá el Plan, elaboradas en la segunda fase, desde los criterios de sostenibilidad, determinando los impactos y recomendando las modificaciones que resulten oportunas, y en su caso generando nuevas alternativas a las acciones propuestas. Asimismo se tendrán en cuenta las acciones contenidas en otros planes de manera que quede asegurando la coordinación y compatibilidad o, en su caso, la necesidad de modificación.

El análisis de las propuestas comprenderá los efectos ambientales y los costes y beneficios de las actuaciones en el marco de una estrategia de sostenibilidad a cuyo efecto se analizarán las consecuencias en el largo plazo; se definirán escenarios para horizontes temporales concretos en los que se evaluarán los efectos ambientales, así como los costes y los beneficios de las actuaciones.

Se identificarán los impactos más significativos de las propuestas, las medidas para potenciar los efectos positivos y paliar los negativos y, en su caso, la redefinición de propuestas alternativas que sean más conformes con los objetivos ambientales y con las condiciones sociales y económicas existentes.

Las propuestas de actuación se ordenaran por prioridades mediante criterios objetivos, basados en los resultados de la evaluación de los beneficios, en el resultados de las consultas previsto en los artículos sexto y séptimo de la Directiva 2001/42/CE de Evaluación Ambiental Estratégica, y en los criterios establecidos en el documento con las PRINCIPALES LÍNEAS DE REORIENTACIÓN DE LA POLÍTICA DE COSTAS establecidas por el Ministerio de Medio Ambiente, así como en los criterios de sostenibilidad que son de aplicación a este Plan Director de Costas.

#### FASE CUARTA: Redacción final del Plan

En la cuarta fase se llevara a cabo la redacción del documento final del Plan que se propone para su aprobación, indicando las acciones que se consideren prioritarias en cada unidad de gestión de cada tramo.

También se elaborará un documento de síntesis con la información escrita y la información gráfica más importantes del Plan.

Por último hemos de añadir que se elaborará un Sistema de Información Geográfica con toda la información descriptiva de este plan que sea susceptible de ser incorporada al mismo de forma que posteriormente a todos los Organismos y Agentes con intereses en la costa les sea posible un acceso rápido y una gestión cómoda de toda esta información.

#### PRINCIPALES LÍNEAS DE REORIENTACIÓN DE LA POLÍTICA DE COSTAS

1. El Ministerio de Medio Ambiente asume el **compromiso** de impulsar una gestión **sostenible, integrada y concertada** del litoral
2. Los **objetivos** fundamentales serán: la **protección y conservación** de la integridad de los sistemas litorales y marinos, la **garantía** del **acceso** y del **uso público** de la costa, y la **recuperación y transformación del borde marítimo** en los tramos urbanizados y degradados
3. Para alcanzar estos objetivos, el Ministerio ha comenzado a elaborar un **Plan Director para la gestión sostenible de la costa**. Los pasos serán los siguientes:
  - Recopilar toda la **información disponible** sobre la costa española.
  - **Profundizar** en el conocimiento de la costa para realizar una descripción completa de los mecanismos de funcionamiento de los sistemas litorales y marinos.
  - Establecer el **diagnóstico general** de los diferentes tramos litorales del país, identificando su problemática.
  - Señalar las principales **estrategias** a seguir en cada caso, integrando políticas sectoriales y territoriales para trabajar bajo el principio de la gestión integral de la costa.
  - Su elaboración se realizará con la **colaboración y participación activa** de las Comunidades Autónomas, entidades locales, organizaciones sociales, expertos y ciudadanía en general.

- Constituirá la base sobre la que se realizará la **programación anual** de actuaciones, y en torno al mismo se estructurarán también los documentos previstos por las **directivas de la UE** para la gestión integral de la costa. Las líneas básicas de este Plan Director serán presentadas en **Conferencia Sectorial** a las CCAA.

**4. Prioridad:** completar en dos años los **deslindes** en aquellos **tramos de costa más expuestos** a procesos urbanísticos, así como la **revisión** de deslindes antiguos no adaptados a las definiciones legales vigentes del dominio público.

En los tramos de costa menos amenazadas, por constituir parques naturales o zonas muy inaccesibles, los deslindes se completarán en el plazo de **cuatro años**, al cabo de los cuales se habrá completado el deslinde de la cota española.

Se incoará formalmente expediente de deslinde, con las **medidas de suspensión accesorias** (concesiones, autorizaciones y licencias), en **áreas sin deslindar o incompletas**, con carácter preventivo ante nuevos procesos de planeamiento urbanístico.

**5. Control de la regresión de la costa.** Se pretende controlar, de forma estable, con perspectivas de futuro y de forma sostenible, la regresión de la línea de costa, en especial de los tramos constituidos por sedimentos sueltos, en donde este control se considere prioritario por razones ambientales y de interés general.

Uno de los elementos esenciales para establecer las políticas de conservación y manteniendo de la integridad de estos tramos es precisamente la **gestión de los áridos que las forman (arenas y gravas)**.

Se dará prioridad a la **optimización de la gestión** de los áridos presentes en la costa, impidiendo que estos puedan salir del sistema de circulación litoral, y aprovechando al máximo todas las posibilidades de las masas de sedimentos que se encuentran presentes en el sistema: en los pequeños deltas esporádicos, los almacenados en algunas formaciones litorales hiperestables, en los cauces, los que están inmovilizados por las edificaciones y urbanizaciones, los retenidos por las estructuras portuarias.

En particular, se llevará a cabo:

- **La expropiación de terrenos colindantes** con el dominio público para reforzar su protección y controlar los procesos erosivos.
- El **control de las extracciones de áridos** en los cauces y en la costa.
- La gestión territorial y urbanística que conduzca progresivamente a la **reducción de la ocupación de la franja** costera, liberándola de las edificaciones e infraestructuras construidas sobre las playas, cordones litorales y sistemas deltaicos.

Por lo tanto, el mantenimiento de las playas **dejará de basarse en la simple e indiscriminada regeneración artificial mediante la aportación de arenas procedentes de fondos marinos en todas ellas**, ya que en cada caso es preciso identificar y determinar las causas de la regresión para adoptar las medidas más oportunas, desde un principio de **máxima corresponsabilización** de todos los agentes públicos y privados.

**6. Protección y recuperación de sistemas litorales**, y de su funcionamiento dinámico: playas y sistemas dunares, humedales litorales (marismas, estuarios, rías), costas rocosas y acantilados, con especial atención a las zonas incluidas en la **Red Natura** y otros **espacios protegidos**. Ello comportará actuaciones de:

- **Corrección de impactos** derivados de infraestructuras
- **Recuperación del patrimonio cultural** vinculado a la costa, incluidos y **yacimientos arqueológicos** litorales.
- **Rehabilitación** de construcciones tradicionales vinculadas con la costa.
- **Acondicionamiento** de espacios sometidos a usos tradicionales (salinas, esteros).
- **Expropiaciones** de áreas con valor ambiental significativo.

**7. Dotaciones para el acceso y uso público de la costa**, salvaguardando sus valores se trabajará en:

- **Itinerarios peatonales** a lo largo de la costa
- **Dotación de elementos ligeros**, para facilitar los usos comunes en la costa, en aquellos tramos que por su atractivo así lo demanden, siempre que sean compatibles con las determinaciones de los **espacios protegidos**.
- **Adecuación sostenible, mantenimiento y conservación** de los sistemas dinámicos naturales de la costa: playas, dunas, humedales, etc...
- Medidas que pueden prevenir la **suciedad** de la costa y de las playas en tramos no urbanos.
- Actuaciones concertadas y coordinadas con las Administraciones competentes, para **ordenar y racionalizar el estacionamiento** y las acampadas en áreas costeras, con el objetivo de evitar que la presión de uso afecte la integridad del dominio público, respetando escrupulosamente las **determinaciones de la Legislación de Costas** en orden a asegurar el interés general y el de todos los usuarios.
- **Concertación** con otras Administraciones y particulares, para remodelar y transformar la franja costera en tramos litorales urbanizados en los que existan **ocupaciones no ajustadas a la legislación** de costas en zonas de dominio público o en sus servidumbres legales, con objeto de liberarlas totalmente en un plazo razonable.  
En este contexto, sólo se realizarán paseos marítimos cuando exista el compromiso de CC.AA. y Ayuntamientos para transformar tramos de acuerdo con los principios de la legislación de costas.  
En todo caso, el diseño de los paseos marítimos será lo **más blando** posible, y sin suponer nunca **barreras al transporte sedimentario** ni otro tipo de impactos ambientales negativos.

**8. En los Puertos Deportivos** que ya han sido otorgados en concesión por las Comunidades Autónomas, se adoptarán las medidas necesarias para extremar el rigor en el seguimiento de las actuaciones y obras, especialmente de las **condiciones impuestas en la DIA**.

Para los **puertos deportivos que están en tramitación**, y para los que puedan proyectarse en el futuro, se establecerá un marco de colaboración con las Adminis-

traciones Autonómicas, con el objeto de **racionalizar al máximo la demanda** derivada del aumento de embarcaciones.

**No deben autorizarse** nuevas infraestructuras si no existe evidencia de la optimización en la gestión de las ya existentes.

En todo caso, se identificarán aquellos puntos de la costa en donde todavía podrían ser admisibles nuevas infraestructuras, con indicación de las **condiciones** a las que deben sujetarse para **evitar o minimizar sus posibles afecciones**, así como para **contribuir económicamente** a la corrección de tales afecciones; se dará **prioridad a marinas secas** para minimizar la ocupación; y **se eliminarán instalaciones sobre el mar** que no requieran, por su función, este emplazamiento (equipamientos comerciales y de ocio, etc...).

Criterios análogos serán también de aplicación en relación con los **Puertos de Interés General del Estado**, cuya construcción o ampliación debe responder a la **máxima racionalidad económica y sostenibilidad ambiental**.

9. Se extremarán las **medidas de control** de las nuevas solicitudes de **concesión** de uso del dominio público marítimo terrestre, y se **revisarán** algunos títulos existentes con el objeto de **rescatar**, aquellos que sean contradictorios con las determinaciones legales vigentes, así como los que sean perjudiciales para la integridad física y el libre acceso y uso público de la costa.
10. Los **informes preceptivos** que emite el Ministerio de Medio Ambiente para **instrumentos de ordenación territorial y urbanística** estarán sujetos a los siguientes criterios:
  - Velar por el **respeto de la legislación de costas**.
  - Aprovechar los instrumentos urbanísticos para la concertación y colaboración efectiva para la consecución de los **objetivos de la política de costas**, y en particular para **proteger los ecosistemas** litorales y marítimos y para **recuperar** de manera efectiva los espacios de dominio público y servidumbres ocupados por instalaciones indebidas.