XII JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE COSTAS Y PUERTOS

CARTAGENA, 7 y 8 DE MAYO 2013



Organizan:

Puerto de Cartagena
Autoridad Portuaria de Cartagena

Universidad Politécnica de Cartagena

eicm

Tema 1

Clima Marítimo. Oceanografía Física

CIRCULACION SUPERFICIAL Y TRANSPORTE LAGRANGIANO EN EL SURESTE DEL GOLFO DE VIZCAYA

L. Solabarrieta Odriozola [1], A Rubio Compañy [1], M. González Pérez [1], S. Castanedo Bárcena [2], V. Fernández [3], R. Medina Santamaría [2], J. Paduan [4], M. Cook [4], S. Frolov [5], G. Charria [6], J.A. Aranda [7]

[1] *AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia Portualdea z/g, 20110 Pasaia, Gipuzkoa, Spain. lsolabarrieta@azti.es*
[2]*. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria", C/ Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011 Santander, Spain. sonia.castanedo@unican.es*
[3] *Qualitas Remos, C/ Toronga, 31, Madrid. vicente.fernandez@qualitasremos.com*
[4] *Naval Postgraduate School, 1 University Circle, Monterey, CA. 93943, UUSS. paduan@nps.edu*
[5] *UCAR/NRL, 7 grace hoipper rd,. Monterey, CA, 93943. USA* frolovsa@gmail.com
[6] *DYNECO - Laboratoire de Physique Hydrodynamique et Sédimentaire IFREMER, ZI de la pointe du diable, CS 10070, 29280 Plouzané, France. guillaume.charria@ifremer.fr*
[7] *Gobierno Vasco, Departamento de Seguridad, Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología, Resp-Meteo@ej-gv.es*

Desde 2009, dos estaciones Radar de Alta Frecuencia (Radar HF) funcionan de forma operacional en el sureste del Golfo de Vizcaya. El sistema Radar HF forma parte de la red de estaciones de observación del Sistema de Oceanografía Operacional del País Vasco, perteneciente a la Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología del Gobierno Vasco. Estas estaciones, permiten observar las corrientes superficiales con una resolución temporal horaria, una resolución radial de 5 km y una resolución angular de 5º, y un alcance de 150 km, aproximadamente. Diversos trabajos a nivel internacional con medidas in-situ han demostrado la capacidad de estos sistemas para la observación de la dinámica oceánica superficial (Paduan and Rosenfeld, 1996; Kout and Glenn, 2003, Olhmann et al., 2007). Trabajos previos locales también han demostrado la utilidad del radar HF del País Vasco para el estudio de los procesos oceanográficos y los complejos patrones espaciales a diferentes escalas temporales presentes en el área de estudio (Rubio et al. 2011, Solabarrieta et al. 2011, Solabarrieta et al. 2013 (en preparación). El estudio de las corrientes derivadas de los datos Radar HF muestra una clara variación estacional de las corrientes superficiales. La corriente media de verano es anticiclónica con corrientes débiles y mayor variabilidad. Durante el invierno, la circulación media cambia a ciclónica con corrientes más intensas y máxima intensidad sobre la parte más alta del talud, ligadas a la señal superficial de la corriente de talud IPC (Iberian Poleward Current) que circula hacia el este frente a la costa española y hacia el norte frente a la costa francesa. A escala interanual, se ha observado una fuerte variabilidad en términos de intensidad y duración de esta circulación sobre el talud y de los patrones medios espaciales. La aplicación de los datos de radar HF en la Oceanografía Operacional en muy amplia: desde seguridad en la navegación y rescate marítimo, como para la validación y mejora de modelos numéricos.

Con la finalidad de: (i) ampliar los usos operacionales del sistema de País Vasco, (ii) evaluar las capacidades del sistema Radar HF para reproducir trayectorias reales (como ejemplo ver Figura 1) y también (iii) para describir las propiedades Lagrangianas de la circulación superficial relacionadas con la variabilidad observada a distintas escalas (ver figura 2), se han realizado distintos ejercicios a partir de un modelo Lagrangiano aplicado a los campos radar HF.

Para ello se han utilizado, por un lado, las trayectorias de diferentes boyas de deriva en el área de estudio (para más detalle ver Charria et al. 2013). Por otro lado, para hacer simulaciones de trayectorias se han utilizado tanto velocidades totales de Radar HF, como velocidades obtenidas a partir del análisis EOF (Empirical Orthogonal Function) de la serie completa de los datos Radar HF, predicción de velocidades a 48 horas, así como, corrientes generadas mediante el análisis OMA (Open-Boundary Modal Analysis).

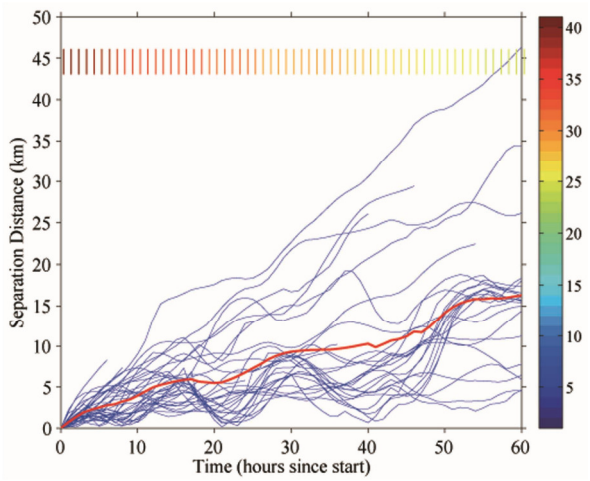


Figura 1: Separación entre 20 trayectorias de boyas de derivar reales y las trayectorias simuladas utilizando las velocidades mediante el análisis OMA. La línea roja representa la media de todas ellas y la paleta de colores muestra cuántos pares de comparación hay para cada hora. Algunos de las boyas de deriva se salieron del área de estudio en algún momento, para volver a entrar más tarde (en este caso se considera como si fuera una nueva trayectoria)

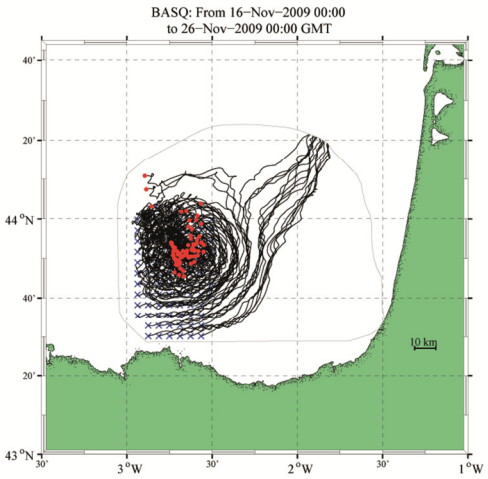


Figura 2: Trayectorias simuladas (origen en las cruces azules y final en los puntos rojos) con velocidades OMA.

Referencias

Charria, G., Lazure, P., Le Cann, B., Serpette, A., Reverdin, G., Louazel, S., Batifoulier, F., Dumas, F., Pichon, A., Morel, Y., 2013. Surface layer circulation derived from Lagrangian drifters in the Bay of Biscay, Journal of Marine Systems, Volumes 109–110, Supplement, Pages S60-S76, ISSN 0924-7963, 10.1016/j.jmarsys.2011.09.015.

Kohut, J., and S. Glenn (2003), Calibration of HF radar surface current measurements using measured antenna beam patterns, J. Atmos. Oceanic Technol., 20, 1303–1316.

Paduan, J. D., L. Rosenfeld (1996). Remotely sensed surface currents in Monterey Bay from shore-based HF radar (Coastal Ocean Dynamics Application Radar), J.Geophys. Res., 101, 20,669–20,686.

Rubio A., Reverdin G., Fontán A., González M., Mader J. (2011). Mapping near-inertial variability in the SE Bay of Biscay from HF radar data and two offshore moored buoys. Geophys. Res. Lett., 38(19): L19607

Solabarrieta L. (2011). “Monthly average patterns of surface current obtained from HF Radar data in the southeastern Bay of Biscay”. Cantabria University, Master Thesis, 116 pp.

Solabarrieta L., Rubio A., Castanedo S., Medina R., González M., Fontán A., Fernández V., Charria G., Hernández C. 2013 (en preparación). Surface water circulation patterns in the southeastern Bay of Biscay: New evidences from HF radar data.

HACIA UN NUEVO SISTEMA OPERACIONAL DE SOPORTE A LA DECISIÓN EN SITUACIONES DE VERTIDO DE HIDROCARBUROS: PROYECTO MEDESS-4MS

M .García Sotillo[1], F. de los Santos[2], D Conti[3], D. Pérez Albacete[4], A. García Olivares [5], P. Rodríguez-Rubio Mediavilla[2], A. Orfila[3], E. García Ladona[5], E. Álvarez Fanjul[1]

[1] *Puertos del Estado. Avda. Partenón, 10 28042 Madrid. España.* marcos@puertos.es
[2] *Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras, Avda. de la Hispanidad, 2, 11207, Algeciras, Cádiz, España*
[3] *IMEDEA C/ Miquel Marquès, 21 07190 Esporles - Islas Baleares, España*
[4] *INNOVAMAR. C. Basílica, 17 28020 Madrid. España*
[5] *ICM-CSIC.* Passeig Marítim de la Barceloneta, 37-49. E-08003 Barcelona. *España*

RESUMEN

MEDESS-4MS es un proyecto del Programa MED de la Unión Europea, dedicado a la prevención de riesgos y el fortalecimiento de la seguridad marítima con relación a los vertidos de hidrocarburos en el Mediterráneo, cuyo objetivo es construir una herramienta operacional que integre los diferentes modelos de predicción de vertidos y las bases de datos océano-meteorológicas operacionales existentes. El proyecto se enmarca dentro del Programa de Cooperación territorial de la UE MED, el cual tiene como fin la mejora de la competitividad y la cohesión territorial de las regiones Mediterráneas de acuerdo a una lógica de desarrollo sostenible.

MEDESS-4MS tiene como objetivo ofrecer un servicio operacional integrado de varios modelos de vertidos en el Mediterráneo mediante la recopilación y análisis de datos meteorológicos y oceanográficos, así como de datos relacionados con el tráfico marítimo, las operaciones de buques y los mapas de sensibilidad y riesgo existentes. En este sentido, MEDESS-4MS capitaliza los logros y avances existentes de los actuales Sistemas de Oceanografía Operacional paneuropeos (p.e. MyOcean) y los combina con los últimos avances y desarrollos en oceanografía específicos para el área mediterránea.

Este servicio integrado con actualización de información en tiempo real proporcionará una herramienta de gran valor en cuanto a la detección precoz y el control eficaz de las crisis relativas a los vertidos y mareas negras derivadas.

Los países beneficiarios de este Servicio MEDESS-4MS son Chipre, Grecia, Montenegro, Italia, Malta, Francia y España. Desde una perspectiva exclusivamente Española, dentro del proyecto MEDESS-4MS, colaboran las siguientes instituciones y grupos españoles: Puertos del Estado (PdE) es el punto focal regional para la difusión y promoción de dicha herramienta MEDESS-4MS entre los usuarios potenciales claves en el ámbito español y del Mediterráneo occidental, además es el responsable del desarrollo y mantenimiento del servicio de predicción de vertidos de hidrocarburos para dicha zona y la integración de éste sistema, junto con parte de los datos océano-meteorológicos generados por los sistemas de PdE, como componente regional de la herramienta Mediterránea MEDESS-4MS. IMEDEA es responsable, junto con PdE, del desarrollo de las tareas de validación científica de dicho sistema operacional. Por otra parte, INNOVAMAR e ICM-CSIC participan en la recopilación de datos de tráfico marítimo, características y ubicación de los equipos de respuesta y caracterización ambiental de la zona, para su posterior análisis e inclusión de dicha

información en procedimientos de análisis de riesgos. Los resultados de estos análisis, en forma de evaluación y mapas de zonas de mayor riesgo potencial, son una información de gran utilidad para la elaboración/actualización de planes de contingencia. Finalmente, destacar la participación de la AP de Algeciras como socio en el proyecto, y usuario final clave, centrado en el objetivo prioritario de desarrollar herramientas de gestión portuaria a partir del Sistema MEDESS-4MS y de sus productos y servicios derivados.

La potencialidad del servicio MEDESS-4MS es alta, pudiendo el Sistema Portuario Español, particularmente las AAPP Mediterráneas, beneficiarse directamente de los resultados de este proyecto al ampliar su acceso a datos marinos en tiempo real y poder contar con un servicio de predicción de trayectorias de vertidos. El acceso a estas herramientas y servicios supondría una mejora de la gestión medioambiental de los puertos, no sólo en la respuesta a crisis o emergencias puntuales por contaminación, sino también desde el punto de vista de la prevención y planificación a través del desarrollo de los planes de contingencia.

VALIDACIÓN DE RADARES DE ALTA FRECUENCIA CON MEDIDAS DE CORRENTÍMETROS

P. Lorente Jiménez[1], S. Piedracoba Varela[2], E. Álvarez Fanjul[1]

[1] *Puertos del Estado, Avenida del Partenón 10, CP: 28042, Madrid, plorente@puertos.es*

[2] *Departamento de Física Aplicada, Facultad de Ciencias, Universidad de Vigo, CP: 36310, Vigo, Pontevedra, spiedra@uvigo.es*

El objetivo final de Puertos del Estado es la creación de una herramienta de validación automática que permita contrastar la calidad de las medidas de corrientes de los radares de alta frecuencia (HF) desplegados en las costas españolas así como cuantificar, de manera rutinaria y operativa, las incertidumbres asociadas a dicha tecnología.

Para ello, se ha analizado un primer caso de estudio: la validación de las corrientes superficiales obtenidas por el radar desplegado en Galicia (4-5 MHz, resolución: 6 km) con las corrientes registradas en las boyas de aguas profundas disponibles en su área de cobertura: Silleiro y Vilano (Figura 1).

El período de estudio ha abarcado todo el año 2012, y se han empleado datos horarios de corrientes superficiales (representativos de los dos primeros metros de profundidad) procedentes de los cuatro 'sites' o estaciones que conforman el sistema del radar HF de Galicia: Silleiro, Finisterre, Vilano y Prior.

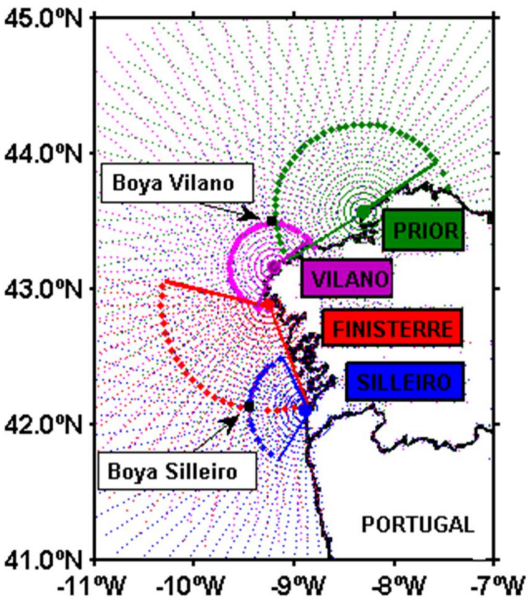


Figura 1. Sistema de radar HF de Galicia: área de cobertura de los cuatro sites que lo conforman y localización de las boyas empleadas para la validación.

Se han comparado los vectores radiales de cada site con valores de corriente in situ medidos por la boya más cercana. Para ello, se han seleccionado los arcos más cercanos a la localización de la boya (resaltados en la Figura 2) y se han proyectado las medidas horarias de

los correntímetros (situados 3.5 metros de profundidad) sobre los ejes de los radiales para cada punto del arco seleccionado. Esta comparación permite:

1.- Evaluar el funcionamiento de cada site por separado así como estimar la calidad de las medidas de cada una de ellos de manera independiente.

2.- Determinar el denominado 'bearing error', mediante el cálculo de diversos parámetros estadísticos (correlaciones –CORR- y errores cuadráticos medios –RMSE-) a lo largo de todos los puntos que conforman los arcos seleccionados (Figura 2).

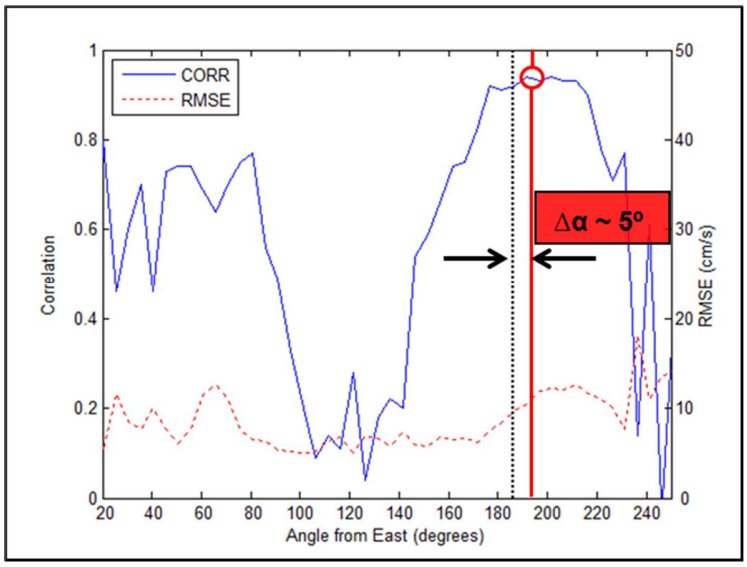


Figura 2. Comparación del site de Prior con la boya de Vilano, Diciembre 2012. Evolución de parámetros estadísticos CORR (línea continua) y RMSE (línea discontinua) a lo largo del arco seleccionado. Máximo de CORR desplazado 5º ('bearing error') respecto a la localización de la boya (representada por la línea vertical discontinua).

Esta metodología permite detectar máximos de CORR en puntos del arco que no se corresponden con los más próximos a la localización de la boya, sino que están ligeramente desplazados ('bearing error', línea vertical continua en Figura 2). Esta información es de gran utilidad a la hora de calibrar el sistema para obtener medidas de corrientes superficiales más precisas.

Las comparaciones mensuales realizadas para todo el año 2012 han permitido evaluar la destreza de la herramienta de validación desarrollada a la hora de cuantificar incertidumbres y de generar indicadores de calidad objetivos.

Dichos indicadores, a su vez, constituyen potencialmente una fuente de información muy valiosa para trabajos posteriores relacionados con la tecnología del radar HF, tales como el desarrollo de modelos lagrangianos de dispersión de contaminantes ('oil spill') o en la realización de trabajos de calibración-validación de modelos de predicción oceanográficos, ya que nos muestran el grado de confianza que se puede depositar en las medidas de corrientes superficiales registradas por el radar HF.

INFLUENCIA RELATIVA DE LOS AGENTES FORZADORES EN LA INTRUSIÓN SALINA EN UN ESTUARIO BIEN MEZCLADO: ANÁLISIS A MEDIO PLAZO MEDIANTE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

Miguel Á. Reyes Merlo, Manuel Díez Minguito, Miguel Ortega Sánchez, Asunción Baquerizo y Miguel Á. Losada

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada. CEAMA Avda. del Mediterráneo, s/n, E-18006, Granada, España. miganreme@gmail.com, mdiezm@ugr.es, miguelos@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es

En esta contribución se analiza la dependencia de la intrusión salina en relación a los distintos agentes forzadores en el estuario del Guadalquivir, mediante métodos de simulación de Monte Carlo de cadena de Markov. Con esta información se estima el incremento, a medio plazo, de la intrusión salina debido a la reducción de caudales de agua dulce esperada para los próximos 15 años.

INTRODUCCIÓN

Entre los años 2008 y 2011 se desplegó una extensa Red de Monitorización en Tiempo Real (RMTR) que ha posibilitado una mayor profundización en el conocimiento del estuario del Guadalquivir y ha ayudado a la regulación de sus usos económicos y medioambientales. Los resultados aquí presentados se centran en una las propiedades que más repercusión tiene en la actualidad: la salinidad. Conocer y ser capaces de localizar la posición de la intrusión salina tiene un impacto socioeconómico importante, puesto que las zonas de cultivo adyacentes al estuario, la industria acuícola y la producción biológica dependen sustancialmente de aquélla. A partir de los datos observados por la RMTR, se analizaron los siguientes aspectos: la distribución espacio temporal de la salinidad; los mecanismos generadores del transporte de sal en aguas bajas, y la variación del alcance de la intrusión en función del caudal de agua dulce descargado por la presa de cabecera (Díez-Minguito *et al.* 2013). Basándonos en todo este conocimiento, se busca dar respuesta a nuevos interrogantes como: *(i)* identificación de los mecanismos de transporte bajo diferentes condiciones del flujo fluvial y *(ii)* desarrollo de un modelo capaz de predecir la intrusión a partir de los datos de la RMTR, aplicable a distintos escenarios de gestión a corto y medio plazo. Este proceso nos servirá para estimar a medio plazo y mediante técnicas de Monte Carlo de Cadena de Markov (MCCM), el incremento de la intrusión salina debido a la reducción de caudales de agua dulce esperada para los próximos 15 años.

INSTRUMENTACIÓN

Los equipos de la RMTR empleados en este trabajo son los que se detallan en Navarro *et al.* (2011). La distribución de estos equipos, a lo largo del estuario, es la mostrada en la Figura 1. El nivel del mar se ha registrado con diez mareógrafos, que almacenaban la información cada diez minutos. La velocidad de la corriente se ha obtenido a partir de seis correntímetros, registrando valores en toda la columna de agua cada quince minutos. La conductividad, temperatura y turbidez, entre otros, se ha registrado mediante ocho estaciones de calidad ambiental con un periodo de muestro de treinta minutos. Con estos últimos equipos se determina la intrusión salina, que aquí se define como la distancia desde la desembocadura hasta el punto del lecho en donde la salinidad es de 2 gramos/litro (aproximadamente 2 psu). El programa de monitorización se completó con: datos diarios de descarga desde la presa de cabecera de Alcalá del Río, proporcionados por la Agencia Andaluza del Agua; datos de viento medidos por la estación meteorológica situada en la plataforma continental de Chipiona; y datos de elevaciones y corrientes registrados en el Puerto de Bonanaza, suministrados por Puertos del Estado.

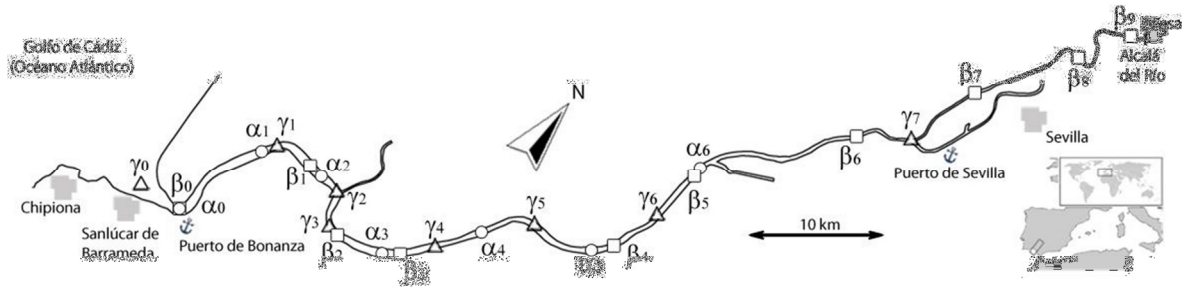


Figura 1. Red de monitorización instada en el área de estudio. La RMTR consta de correntímetros (círculos), mareógrafos (cuadrados) y estaciones de calidad ambiental (triángulos) Fuente: Diez-Minguito et al. (2012).

RESULTADOS

Una caracterización sencilla del flujo y ampliamente utilizada es la de Hansen y Rattray, (1965). Con condiciones de deslizamiento en el fondo, se relaciona el perfil vertical de la corriente con el gradiente longitudinal de densidad y con el caudal de agua dulce. Dicha formulación es útil para estimar, entre otros, la distribución del coeficiente de viscosidad turbulenta N_z a lo largo del estuario. El rango de valores medios de N_z, desde $1.2 \cdot 10^{-3}$ m^2/s cerca de la desembocadura hasta $3.3 \cdot 10^{-4}$ m^2/s en los tramos de cabecera, es consistente con el de otros estuarios bien mezclados (Dyer, 1997). A pesar de ser el del Guadalquivir un estuario bien mezclado en condiciones normales (Diez-Minguito *et al.,* 2013), hay que tener en cuenta que esta distribución de N_z se puede ver afectada por el incremente de la estratificación vertical, especialmente en régimen de avenidas. Aun contando con esta información, muy útil a la hora de analizar la hidrodinámica del sistema con modelos computaciones más complicados, la formulación empleada no se puede utilizar para localizar la intrusión, debido al carácter local y estacionario de la misma y a que el gradiente de salinidad es prescrito en el modelo.

Otros modelos heurísticos son más útiles para estimar, a partir de los datos, la intrusión salina (Ralston *et al*., 2010). En general, estos métodos relacionan el caudal de descarga Q_d y la amplitud de velocidad U_t con la longitud de intrusión salina X_2, tal y como refleja la siguiente expresión:

$$X_2 \sim U_t^{b1} \cdot (Q_d)^{b2}$$

De esta manera, se puede estimar la longitud de intrusión en el estuario del Guadalquivir mediante el ajuste de los coeficientes b_1 y b_2 con los datos procedentes de la RMTR. El comportamiento de las variables implicadas se ilustra en la Figura 2, para un punto representativo del estuario. Los resultados muestran que la mayor dependencia de la intrusión respecto al caudal de descarga se da cuando éste aumenta, acentuándose la circulación baroclina. Este comportamiento es el esperado en un estuario bien mezclado. Además, sorprendentemente, la influencia de las mareas se hace también más relevante justo después de los períodos de avenidas, debido a una disminución de las tensiones de fondo asociadas a una mayor incorporación de sedimento al flujo. Aunque esta metodología permite identificar ciertos mecanismos físicos asociados al transporte, presenta severas limitaciones para predecir el alcance de la intrusión, ya que no recoge la histéresis propia del sistema (e.g. tiempos de recuperación de la salinidad en función del caudal descargado), además de obviar la contribución del viento.

Para incluir esta variabilidad y dotar al modelo de capacidad predictiva, se propone un método estocástico para predecir la intrusión a corto-medio plazo, basado en una generalización del modelo de Ralston *et al*., (2010).

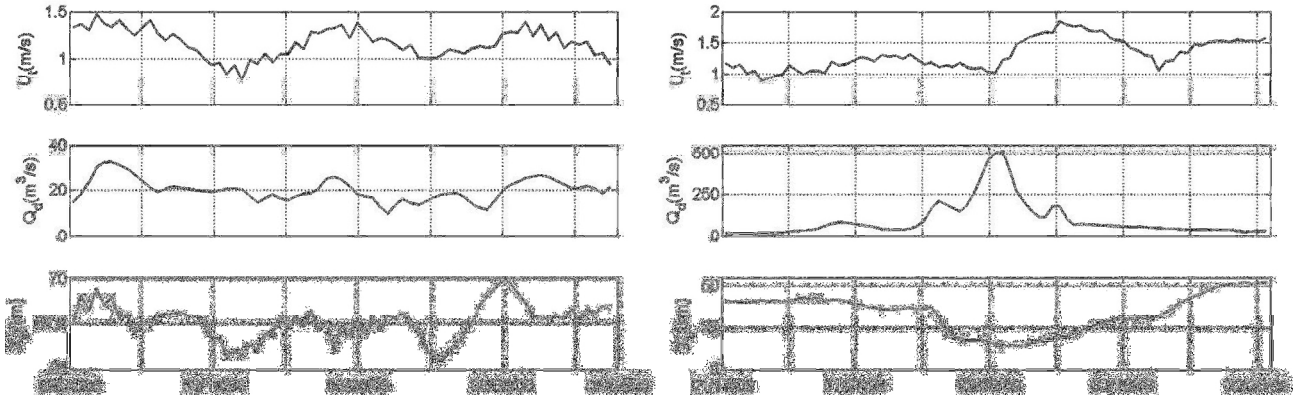


Figura 2. Desde arriba hacia abajo: Amplitud de velocidad, caudal de descarga e intrusión salina durante régimen de aguas bajas (columna izquierda) y avenidas (columna derecha).

La expresión que se ha empleado en este trabajo es la que se expone a continuación:

$$X_2(t_n) = (1-b_1 \cdot \Delta t)\, X_2(t_{n-1}) + \Delta t\, (b_2 \cdot U_t^{b3} Q_d^{b4} + b_5 \cdot W_p |W_p^{b6}|)$$

Por una parte, el modelo incluye un término histerético, necesario para modelar adecuadamente los tiempos de respuesta del sistema (Reyes-Merlo *et al.,* 2013). Esta intrusión, para un determinado ciclo mareal t_n de duración Δt=12.45 horas, se relaciona con su valor en el ciclo M_2 precedente. Por otra parte, incorpora la influencia de la velocidad del viento W_p. Dicha influencia viene determinada por los vientos dominantes y la orientación relativa del estuario respecto al N geográfico. La orientación E-W de la desembocadura propicia que los vientos locales con dirección de procedencia E aumenten la salinidad aguas arriba, reduciéndose así el tiempo de renovación.

Una vez determinados los coeficientes b_1, b_2, b_3, b_4, b_5 y b_6 mediante ajuste paramétrico no lineal, se aplican simulaciones de MCCM que nos capacitan para predecir, estocásticamente, la intrusión salina (Figura 3). La validación del modelo se ha realizado para datos de intrusión procedentes de los tres años de campaña, en donde el valor simulado mediante MCCM es de 49 km; ajustándose notablemente al observado (46 km). Una vez calibrado, se ha puesto a prueba el modelo evaluando un posible escenario en donde las descargas fluviales se reduzcan un 15% en los próximos 15 años. Los resultados de la simulación indican cómo, bajo este escenario, el valor medio de intrusión crecerá un 8%, pasando de 49 a 53 kilómetros.

CONCLUSIONES

En un estuario, la localización de la intrusión salina requiere un enfoque que tenga en cuenta los cambios dinámicos que sufren los distintos agentes forzadores. Basándonos en este principio, se propone una metodología basada en métodos de simulación de Monte Carlo de cadena de Markov. Gracias a esta técnica, se pueden evaluar distintos escenarios que revisten un gran interés desde el punto de vista de la gestión. En este trabajo se analiza, en el estuario del Guadalquivir y a medio plazo, el efecto que puede tener sobre la intrusión una reducción en el caudal de agua dulce. Los resultados de la simulación muestran que esta intrusión crecería un 8% ante una reducción del 15% en los aportes de descarga fluvial.

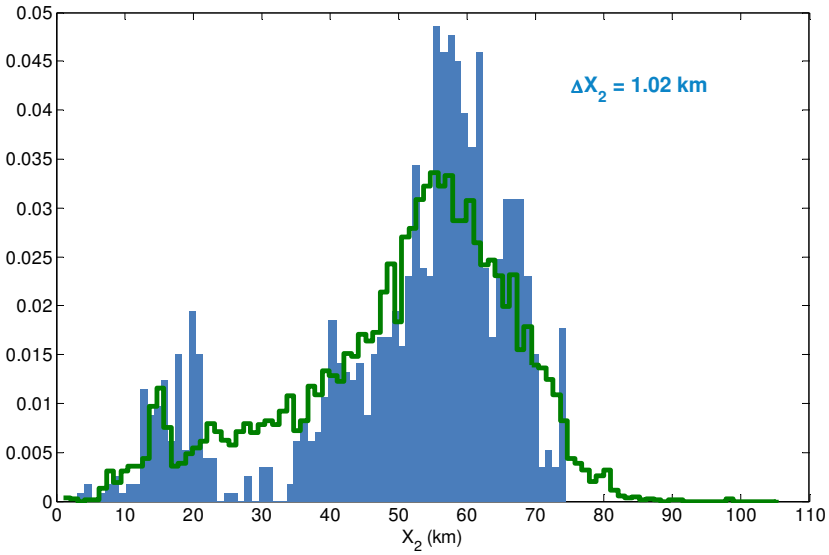


Figura 3. Funciones de densidad para la intrusión salina obtenida a partir de la RMTR (histograma) y simulada mediante MCCM (línea continua). El ancho de barra del histograma se indica en el panel.

AGRADECIMIENTOS

El estudio está financiado por el MICINN (CTM2009-10520) y por la JA (P09-TEP-4630) y por el convenio de colaboración entre el CSIC (Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía) y las Universidades de Granada y Córdoba, bajo los auspicios de la Autoridad Portuaria de Sevilla.

REFERENCIAS

Díez-Minguito, M., Contreras, E., Polo, M.J. and Losada, M.Á., 2013. Spatio-temporal distribution, cross-sectional fluxes, and post-riverflood recovery of salinity in the Guadalquivir estuary (SW Spain).J. Geophys. Res. doi: 10.1002/jgrc.20172.

Díez-Minguito, M., Baquerizo, A., Ortega-Sánchez, M., Navarro, G. and Losada, M.Á., 2012. Tide transformation in the Guadalquivir estuary (SW Spain) and process-based zonation. Journal of Geophysical Research, 117, C03019, doi:10.1029/2011JC007344.

Dyer, Keith. R., 1997. Estuaries: a physical introduction. John Wiley & Son.

Hansen, D.V. and Rattray, M., 1965. Gravitational circulation in straits and estuaries. Journal of Marine Research, 23, 104-122.

Navarro, G., et al. 2011. Temporal and spatial variability in the Guadalquivir estuary: a challenge for real-time telemetry. Ocean Dynamics, 61(6), 753-765.

Ralston, D. K., Geyer, W.R. and Lerczak, J.A., 2010. Structure, variability, and salt flux in a strongly forced salt wedge estuary. Journal of Geophysical Research, 115, C0600, doi: 10.1029/2009JC005806.

Reyes-Merlo, M.Á., Díez-Minguito, M., Ortega-Sánchez, M., Baquerizo A. and Losada, M.Á., 2013. On the relative influence of climate forcing agents on the saline intrusion in a well-mixed estuary: Medium-term Monte Carlo predictions. Journal of Coastal Research, ISSN 0749-0208.

SISTEMA DE PROPAGACIÓN EN TIEMPO REAL DE LAS BOYAS DE PUERTOS DEL ESTADO BASADO EN LOS SISTEMAS SAPOS.

M. Gómez Lahoz

Puertos del Estado. Avd del Partenón 10, 28042 Madrid, marta@puertos.es

INTRODUCCIÓN

Este trabajo consiste en el desarrollo de un sistema de propagación, en tiempo real, de los datos de las boyas de la red exterior hasta un punto de interés de la costa. Para esta propagación se utilizarán los sistemas de predicción SAPOS operativos en Puertos del Estado. A lo largo de la propagación también se tendrá en cuenta la generación por viento en la zona.

Este trabajo es de especial interés para zonas en las que no exista ninguna boya dela red costera.

EL SISTEMA DE PREDICCIÓN DE PUERTOS DEL ESTADO

Puertos del Estado ha desarrollado un sistema de predicción de oleaje, operativo desde 1996. Este sistema consta de dos módulos: el sistema de predicción de escala oceánica y el sistema de predicción de escala portuaria.

El sistema se procesa dos veces al día y tiene un horizonte de predicción de 72 horas.

Ambos sistemas están forzados por campos de viento a 10 m, provenientes del modelo HIRLAM de AEMET, con una resolución espacial de 0.05 grados y temporal de 1 hora.

El sistema de predicción de escala oceánica, está basado en los modelos WAM y WAVEWATCH y cubre el Atlántico Norte y todo el Mar Mediterráneo, incluyendo mallas anidadas en el Estrecho, Cantábrico, Golfo de Cádiz y Canarias con resoluciones de 1, 2.5, 5 y 5 minutos respectivamente.

El sistema de predicción de escala portuaria está basado en el modelo SWAN y cubre un área de unos 25 Kilómetros alrededor de cada puerto, con una resolución que varía entre los 200 y los 500 metros.

LA RED EXTERIOR DE BOYAS DE PUERTOS DEL ESTADO

Puertos del Estado dispone de una red de 15 boyas, 12 seawatch y 3 wavsecan, fondeadas en aguas abiertas y profundas, que envían sus datos en tiempo real, vía satélite, a las oficinas de Puertos del Estado.

Estas boyas miden oleaje y parámetros meteorológicos y la mayoría mide además corrientes, salinidad y temperatura superficial del agua.

La información de oleaje enviada en tiempo real consiste en los parámetros integrados y el espectro de densidad de energía.

DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

El sistema de propagación de los datos de las boyas se basa en la utilización de la implementación del modelo SWAN realizada para los SAPOS.

Habitualmente un SAPO recibe como condiciones de contorno, en el borde, los espectros 2D completos de densidad de energía del modelo WAM, de la aplicación de escala oceánica, para cada hora del horizonte de predicción. Asimismo recibe campos de viento del modelo HIRLAM cada hora.

Para las condiciones de contorno del sistema de propagación en tiempo real se va a utilizar, por una parte, en el punto del borde más cercano a la boya, el espectro de la boya, y por otra, en el resto de los puntos del borde, un espectro que será el que le correspondería del WAM, modificado por el de la boya.

La razón para realizar esta combinación de la información en el borde es porque el espectro de la boya es la medida real en un punto concreto, pero los espectros del WAM tienen en cuenta la variabilidad geográfica, tanto de la batimetría y la línea de costa como de las condiciones del viento y el oleaje.

La direccionalidad del espectro la darán los espectros del WAM ya que se ha comprobado que reproducen muy bien este parámetro y por otro lado, las direcciones de la boya se calculan con una distribución coseno cuadrado y la dispersión angular.

Es importante mencionar que cada vez que se recibe un dato de la boya en tiempo real hay que seleccionar, del último ciclo de predicción que ha funcionado, el juego de condiciones de contorno y campos de viento para alimentar la propagación del dato.

Estas condiciones de contorno y campo de viento serán, por lo tanto de predicción, pero estarán siempre en las primeras horas porque cada 12 horas tenemos un nuevo ciclo disponible.

RESULTADOS

En esta ponencia se presentarán resultados de la propagación de la boya de Bilbao de la red exterior, para la que se ha utilizado el SAPO de Bilbao.

Al existir dos boyas costeras en el entorno del puerto se podrán comparar las propagaciones con estos datos.

ESTUDIO DE LAS DINAMICAS GENERADAS POR UN TIFÓN CON UN MODELO ACOPLADO H2D-SWAN. APLICACIÓN PRACTICA EN KOREA.

Javier Sopelana[1], Gabriel Díaz Hernández[2], Miguel A. Vigo Baz[1]. Fernando Lopez Mera[1]

[1]. Aquática Ingeniería Civil. S.L. C/Areal 42, 2ºDcha 36201 Vigo. jsopelana@aquaticaingenieria.com mvigo@aquaticaingenieria.com
[2]. Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria IH Cantabria" Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres nº 15. Santander, 39011, España; (+34) 942-201810; email: diazg@unican.es

INTRODUCCIÓN.

Se desea llevar a cabo el estudio de los forzamientos medioambientales que condicionan el diseño de un nuevo puerto deportivo a ser construido en la bahía de Jinhae, Corea del Sur. Se trata de una actuación portuaria no convencional, ya que presenta diques flotantes cuyo análisis estructural y funcional, conlleva un tratamiento especial de los agentes que condicionan su diseño.

La bahía de Jinhae, se encuentra ubicada al Oeste de la ciudad de Busan, en donde, al igual que muchas bahías de la costa Surcoreana, se caracteriza por presentar fondos someros (entre 5 y 30 m), y por poseer un complejo patrón de archipiélagos y penínsulas, los cuales brindan efecto de protección natural a estas bahías frente al oleaje del océano exterior, especialmente aquel procedente del Mar de China Oriental.

Al Norte de la bahía de Jinhae se encuentra la ensenada de Haengam (ver figura 1), lugar donde se llevado a cabo un estudio de alternativas para la construcción del mencionado puerto deportivo. Dicha zona es especialmente vulnerable a la acción climática de los tifones que cada año inciden directamente sobre toda la costa Surcoreana, estableciendo oleajes muy peraltados de alta energía y de crecimiento súbito y sobre-elevaciones del nivel del mar o marea meteorológica (*storm surge*), que pueden superar fácilmente los 2-3 m.

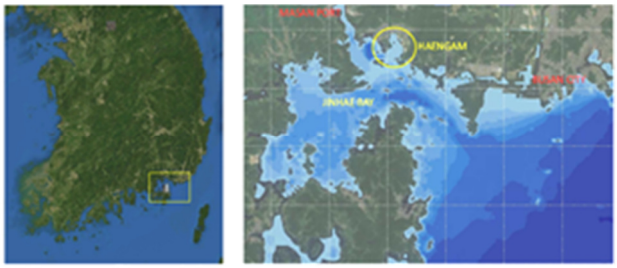


Figura 1. Localización de la zona de estudio.

Este estudio presenta el primer paso dentro del diseño del puerto deportivo, y en especial de las estructuras flotantes, conocer las dinámicas y entender los procesos hidrodinámicos asociados a los eventos de tifón, que van a condicionar el estudio y las alternativas constructivas finales.

OBJETIVOS

La costa Surcoreana está localizada en una de las siete zonas de generación de ciclones tropicales (tifones o huracanes), los cuales de forma anual llevan asociados eventos extremales de oleaje, viento y sobre-elevación del nivel del mar. Dichos eventos se traducen fácilmente en efectos destructivos sobre las infraestructuras costeras. En el año 2003, el tifón Maemi azotó la costa de Surcoreana, causando la muerte de 130 personas y daños materiales por encima de 4 billones de euros (5 billones de dólares). Una de las ciudades mas afectadas fue la de Masan, a 10 km de la zona de estudio, la cual con 33 victimas sufrió una marea meteorológica (surge) de 2.3 metros.

En este contexto y como objetivo del presente estudio, se presenta un resumen de la metodología seguida para el estudio de las dinámicas ambientales, haciendo especial hincapié en el estudio y modelado numérico de los tifones.

METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DE LAS DINÁMICAS

Se ha planteado una metodología híbrida que acopla y emplea distintos modelos numéricos y fuentes de información referentes a la generación de los forzamientos de viento y presión, y su propagación numérica para obtener el oleaje, viento, marea meteorológica y corrientes asociadas a esta. Los pasos propuestos en la presente metodología se pueden resumir a continuación:

- Obtención del *best-track* o trayectorias de los tifones más cercanos a la zona de estudio y más energéticos históricamente desde 1950 a la fecha.
- Obtención paramétrica de los forzamientos de Presión y viento siguiendo la metodología propuesta por Diaz-Hernández et al. (2012).
- Modelación del oleaje usando el modelo SWAN en malla no estructurada Zijlema, M. (2010), diseño de la malla, interpolación batimétrica y adaptación del forzamiento de los mapas de viento obtenidos.
- Modelación del *storm surge* con el modelo H2D desarrollado por el IH-Cantabria, y forzado con los mapas de presión y viento.
- Validación de los datos de oleaje y sobre elevación por marea meteorológica con datos instrumentales (boyas, mareógrafos Kang et al. (2010), y estaciones meteorológicas), recopilados en distintas localizaciones cercanas a la costa de estudio.
- Estudio de oleaje de fondo, se ha realizado un análisis y propagación partiendo de la base de datos de oleaje GOW del IH Cantabria, Reguero et al. (2012).
- Estudio de oleaje local de viento. Se ha realizado la generación y propagación de oleaje local de viento para la zona de estudio siguiendo al metodología de Lopez Mera et al. (2005).
- Asimilación de los resultados obtenidos para la obtención de un régimen extremal de oleaje y de marea meteorológica para el diseño de las nuevas estructural de protección portuaria.

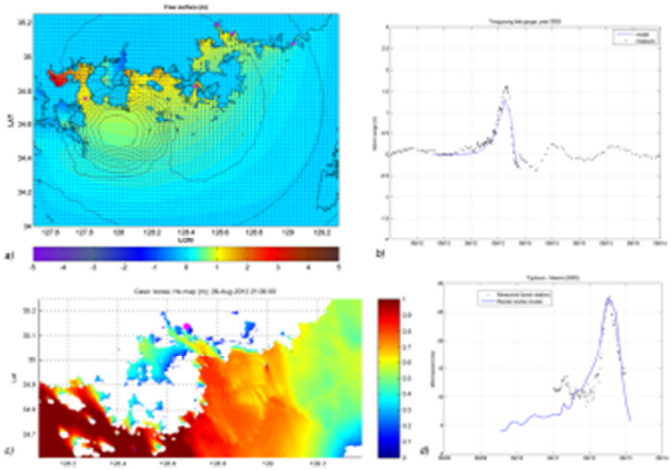


Figura 2. Ejemplo de los resultados d: a) marea meteorológica, b) validación de la sobre-elevación, c) oleaje (modelo SWAN), y d) validación del viento para el tifón Maemi (2003).

REFERENCIAS.

Reguero B.G., Menéndez M., Méndez F.J, Mínguez R., Losada I.J. (2012) “A Global Ocean Wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards”. Coastal Engineering. Volume 65, Pages 38–55.

See-Whan Kang; Kicheon Jun; Kwang-Soon Park; Sung-Dae Han. (2012) “Hindcasting of Storm Surge by Typhoon 0314(Maemi) in Masan Bay, Korea”

Diaz-Hernandez G., Robles L., Appendini C.M., Mendez F.J., Torres-Freyermuth A., Losada I.J., and Salles P. (2012). An Engineering Approach for Modeling Hurricane Extreme Waves Using Analytical and Numerical Tools. Advances in Hurricane Engineering: 765-776.

Zijlema, M. (2010) Computation of wind-wave spectra in coastal waters with SWAN on unstructured grids, Coast. Eng., 57, 267-277.

F. López Mera, M. González, R. Medina (2005). “Incorporación de nuevos modelos de propagación de oleaje hacia playas situadas en rías, estuarios o grandes lagos dentro del SMC”. VII Jornadas Españolas de Costas y Puertos. Sitges.

GESTOR DE RUTAS DE NAVEGACIÓN APLICADO A LA OBRA MARÍTIMA

F. Hermosilla Larrasoaña[1], M. Espino Infantes[2], J. Sabaté Blanco[2]

[1]*Soluciones de Ingeniería Marítima Operacional (SIMO), C/ del Escar 6-8, 08039 Barcelona, fhermosilla@simo.cat*
[2]*Laboratorio de Ingeniería Marítima (LIM-UPC), C/ Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona, manuel.espino@upc.edu, jordasabate@gmail.com*

INTRODUCCIÓN

En el marco de la colaboración entre la empresa Soluciones de Ingeniería Marítima Operacional y el Laboratorio de Ingeniería Marítima se ha desarrollado un modelo de optimización de rutas de navegación en función de las características del buque, las predicciones méteo-oceanográficas y los condicionantes de tiempo y consumo energético

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Históricamente la elección de las rutas de navegación quedaba en manos de los capitanes de barco que basaban sus decisiones en su experiencia, el conocimiento general de la travesía a realizar y el comportamiento de su buque. Posteriormente la existencia de datos históricos sobre el medio marino permitieron trazar los husos óptimos de navegación basados en estudios estadísticos del comportamiento del mar, indicando unos u otros husos en función de la estacionalidad.

La generación de modelos numéricos de optimización de rutas de navegación se ha desarrollado de la mano de la existencia de los modelos operacionales de predicción méteo-oceanográficas.

El modelo desarrollado está basado en el algoritmo de Dijkstra el cual tomando como referencia los nodos de la malla de la predicción oceanográfica obtiene la distancia mínima entre los puertos de partida y llegada. El algoritmo se ha modificado de tal manera que no minimice la distancia recorrida sino el parámetro o el conjunto de parámetros que se quieren tomar como determinantes en la elección de la ruta: tiempo, confort, gasto de combustible. Así, la distancia entre los nodos de la malla se puede “penalizar” en función de cómo las diferentes condiciones méteo-oceanográficas inciden sobre el tipo de travesía. Parámetros como la velocidad y la dirección del viento, la altura, el periodo y la dirección del oleaje, la longitud de onda, la dirección y velocidad de las corrientes tienen diferente importancia en función de las características físicas del buque, (por ejemplo la respuesta de petroleros y portacontenedores frente a los efectos del viento o las corrientes), de la finalidad de la travesía (el confort es fundamental en los cruceros mientras que es secundario en la mayor parte del transporte de mercancías) o del propio consumo y velocidad de avance de los buques. El sistema no sólo permite adaptar en cada simulación los parámetros propios del buque y la diferente combinación de “penalizaciones” sobre las condiciones méteo-oceanográficas, sino que, evidentemente, también tiene en cuenta la evolución de las predicciones a lo largo de la travesía.

En el caso de la obra marítima la principal característica de los medios marinos utilizados (dragas, gánguiles, pontonas, cajoneros,…) no es su navegabilidad sino su funcionalidad y eficacia, siendo así que la mayoría de los traslados de un puerto a otro (de una obra a otra) se hacen mediante navegación costera. Por otro lado algunos de estos medios no son autopropulsados, pero sí de un elevado valor económico y productivo. Lo que implica la necesidad de tener un mayor y mejor conocimiento sobre el medio marino y sobre las mejores opciones para realizar las travesías. En este sentido, y cuando cada vez es más habitual el traslado de los medios marinos de un continente a otro, disponer de herramientas de optimización de rutas que incluyan las características de la flota propia se está convirtiendo en una necesidad.

DETERMINACIÓN DE LINEA BASE EN SERIES TEMPORALES OCEANOGRÁFICAS MEDIANTE LA MINIMIZACIÓN DE FUNCIONES DE COSTE NO-CUADRÁTICAS

J.D. López Maldonado, I. Rodríguez Sánchez-Arévalo

Organismo Público Puertos del Estado, Avda. Partenón 10, 28042 Madrid, jdamian@puertos.es
Organismo Público Puertos del Estado, Avda. Partenón 10, 28042 Madrid, irarevalo@puertos.es

INTRODUCCIÓN

Las señales registradas por varios sensores oceanográficos presentan un importante sesgo respecto de su línea base debido no a la mala adecuación del sensor, sino a la naturaleza física del parámetro registrado. Si le sumamos el hecho de que la magnitud de dicho sesgo y del parámetro físico a registrar es irregular en el tiempo, hace complicado determinar la línea base si no estamos en un entorno controlado como el laboratorio.

Por ejemplo, tendríamos la determinación del nivel del mar a partir de los datos registrados en mareógrafos no situados en lugares protegidos, donde los datos mostrarán la superposición del dato de la marea y los valores de la agitación de la superficie del mar. Dado que en aguas someras, las crestas de las olas son en magnitud mayores que los senos de las mismas, un cálculo basado en el valor medio de la señal producirá errores proporcionales a los valores de la agitación registrada.

Por el contrario, en los datos de presiones registrados por un sensor en el paramento de un dique vertical sometido a la acción del oleaje, mostrará un sesgo debido a efectos no lineales de la interacción entre el oleaje y la estructura, donde las crestas de las presiones dinámicas son en magnitud inferiores a los senos.

En un entorno de laboratorio es posible determinar la línea base con la precisión que se requiera, pero en entornos marinos no es siempre posible realizar medidas con sensores independientes o en lugares donde no se produzca la superposición de magnitudes físicas diferentes.

ALGORITMO EMPLEADO

En la mayor parte de los trabajos se determina la línea base mediante métodos de medias móviles, filtrado en el dominio de las frecuencias, filtrado en el dominio wavelet o el ajuste polinómico de mínimos cuadrados. Sin embargo estos métodos no siempre dan los resultados apetecidos, bien sea porque asumen cierto grado de simetría en la magnitud registrada ignorando o minimizando la contribución debida al sesgo; bien sea porque necesitan que la superposición de la línea base con el resto de la señal sea separable en alguno de los dominios empleados (tiempo, frecuencia, transformado, etc...)

El algoritmo empleado está basado en un ajuste polinómico donde los coeficientes se ajustan mediante la minimización de una función de coste no cuadrática. La línea base de la señal se obtendrá como un polinomio de grado *p* con coeficientes $\mathbf{a}=(a_0 \ldots a_p)$. Si la señal es una señal digital muestreada a una frecuencia dada, es decir, igualmente espaciada en el tiempo, una primera aproximación de la línea base sería $\mathbf{b}=\mathbf{T}\cdot\mathbf{a}$ donde **T** sería la matriz de Vandermonde de los intervalos de tiempo en los que hemos muestreado la serie de datos.

El algoritmo propuesto consiste en encontrar los coeficientes del polinomio **a** que minimizan el criterio definido de la forma:

$$\zeta(a)=\sum_{k=1}^{N}\varphi(y_k-(Ta)_k)$$

Donde $(Ta)_k$ representa el kth elemento del vector b=Ta y, φ() es definida como la función de costo. Las funciones de costo deben ser ajustadas a nuestro problema, descrito con anterioridad.

Si consideramos la estimación clásica de mínimos cuadrados, dicho algoritmo se definiría

como la minimización del error entre la estimación y la señal dada, con una función de coste definida por $\varphi(x)=x^2$. En esta aproximación, valores que estén alejados de la línea base real, afectaran en gran medida la estimación de los coeficientes del polinomio.

Escogiendo adecuadamente nuestra función de coste, podemos hacer que la influencia de los valores alejados de la línea base contribuyan menos que aquellos cercanos a la mencionada línea base. Esta función podría ser cuadrática alrededor de cero pero debería crecer más lentamente para valores separados mas allá de un determinado valor de corte. De este modo las grandes crestas y senos tendrán menos influencia en la estimación de la línea base, pudiendo ajustar nuestro valor de corte a conveniencia.

Las funciones de coste propuestas habitualmente en la literatura son la función de Huber y, la función cuadrática truncada. Estas funciones son simétricas, por lo que penalizarían tanto las crestas como los senos, pero en nuestro caso, al ser nuestra serie de presiones asimétrica, definiremos dos funciones asimétricas a partir de la función de Huber y dos funciones asimétricas a partir de la función cuadrática truncada.

Como puede observarse en las gráficas siguientes las funciones SH y STQ penalizan tanto los senos como las crestas. Las funciones asimétricas AH y ATQ penalizan únicamente a las crestas. Por contra las funciones AHI y ATQI penalizan a los senos mientras las crestas contribuirían de forma cuadrática a la minimización de la función de coste.

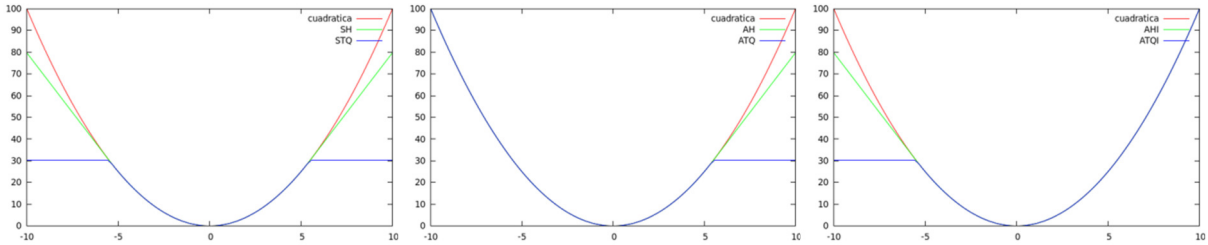


Tabla 1: Representación gráfica de las diferentes funciones de coste estudiadas

Si el valor de corte se escoge demasiado grande respecto a las variaciones de magnitud de los senos y crestas, la aproximación tiende a la aproximación cuadrática no truncada. Si se escoge demasiado pequeño tendería al valor medio (o un valor constante en cualquier caso) de los senos únicamente o, de las crestas únicamente si escogemos funciones de coste asimétricas y, hacia el valor medio de las oscilaciones más pequeñas (ruido, por ejemplo) que existan en nuestra serie de presiones.

APLICACIONES

Se ha aplicado el algoritmo tanto en casos de determinación de la línea base en señales procedentes de mareógrafos, como en sensores de presión situados en el paramento de diques verticales. Se compararán los resultados con los métodos tradicionales y se evalúan los márgenes de error del algoritmo en función de la magnitud del sesgo de la señal analizada.

REFERENCIAS

- Mazet V, Carteret C, Brie D, Idier J, Humbert B (2005) Background removal from spectra by designing and minimizing a non-quadratic cost function. *Chemometr. Intell. Lab. Syst. 76*: 121-133.
- Paredes, José L. y Sosa, Enedina. (2009) Corrección de línea base en datos electroforéticos usando optimización local del algoritmo legend en el dominio wavelet. *INCI* [online]., vol.34, n.8, pp. 556-562. ISSN 0378-1844.

CARACTERIZACIÓN HIDRODINÁMICA DE LA BAHÍA DE CÁDIZ MEDIANTE MEDIDAS DE CAMPO

C. Zarzuelo Romero[1], M. Ortega Sánchez[1], M. Díez Minguito[1], A. Ruiz Vega[2], M.A. Losada Rodríguez[1]

[1]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA) - Universidad de Granada. Edificio CEAMA, Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. zarzueloc@gmail.com, miguelos@ugr.es, mdiezm@ugr.es, mlosada@ugr.es
[2]Autoridad Portuaria Bahía de Cádiz. Plaza de Sevilla, s/n. 11006 Cádiz. apardoamruiz@puertocadiz.com

INTRODUCCIÓN. MOTIVACIÓN

La Bahía de Cádiz constituye una región donde conviven espacios naturales de alto valor ecológico y actividades industriales de elevado impacto económico comarcal y regional, de las cuales, las relacionadas con la actividad portuaria tienen un peso relevante. En la zona se están actualmente llevando a cabo intervenciones humanas de importancia, en concreto, la construcción del nuevo puente sobre la Bahía y la construcción de una nueva terminal de contenedores en el Puerto.

Hasta el momento no se han llevado a cabo mediciones intensivas de larga duración (meses) que permitan caracterizar la hidrodinámica de la Bahía. Los principales trabajos previos se han centrado en analizar las constantes mareales y la influencia de la estacionalidad en la variabilidad mareal (Álvarez et al., 2003), así como la influencia de los caños sobre la Bahía. El objetivo de este trabajo es caracterizar la hidrodinámica de la Bahía de Cádiz empleando medidas de larga duración (figura 1).

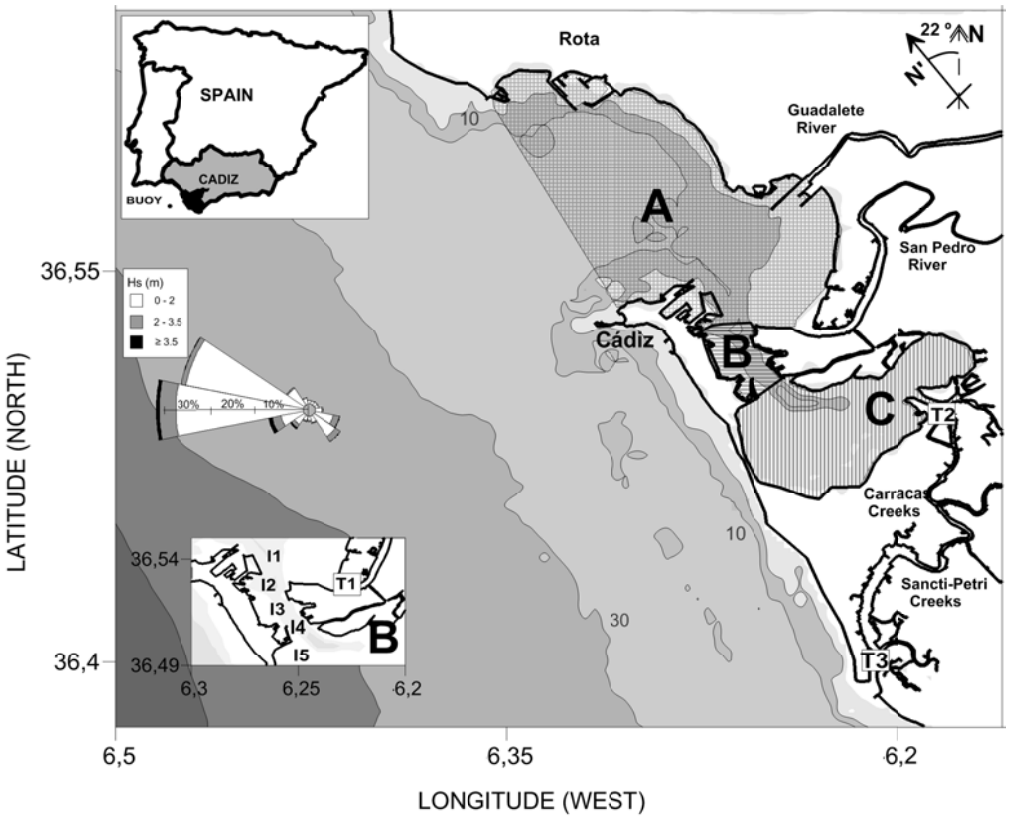


Figura 1. Zona de estudio y ubicación de la instrumentación de medida empleada en la campaña de campo (I1-I5 y T1 en panel inferior y T2-T3 en figura principal). También se muestra la rosa de oleaje en el panel central.

CAMPAÑA DE CAMPO

Entre los meses de Diciembre de 2011 y Mayo de 2012 se realizó una campaña de campo en la Bahía de Cádiz y su entorno empleando un total de 13 instrumentos. Se instalaron 5 perfiladores de corriente a lo largo de los sacos interno y externo, con sensores de conductividad y turbidez en algunos puntos (I1,I2 e I3), y tres mareógrafos en los Caños de Sancti Petri y en el Río San Pedro (figura 1). Para la realización de la campaña se contó con la colaboración de la Autoridad Portuaria Bahía de Cádiz.

RESULTADOS PRELIMINARES

La figura 2 muestra las variables medidas durante la campaña en uno de los instrumentos. Durante el periodo de medida las alturas de ola significantes medias fueron de 1.5 m con periodos de pico de 10s. La carrera de marea osciló entre los 2 y los 4m, y predominaron los vientos del SE-SW con velocidades de 6-7m/s. A finales de Marzo del 2012 se produjo una tormenta en la que se alcanzaron altura de ola significantes de 3.5 m. En este periodo los vientos más frecuentes procedieron del SSW y SSE, con velocidades de hasta 12 m/s.

La carrera de marea muestra valores menores saco externo (equipo I1) creciendo hacia el saco interior (I5).Las corrientes residuales aumentan en el sector central (0.36m/s, I3), y disminuyen tanto en el saco externo como el interno (I1, I5), 0.26 y 0.24 m/s respectivamente.

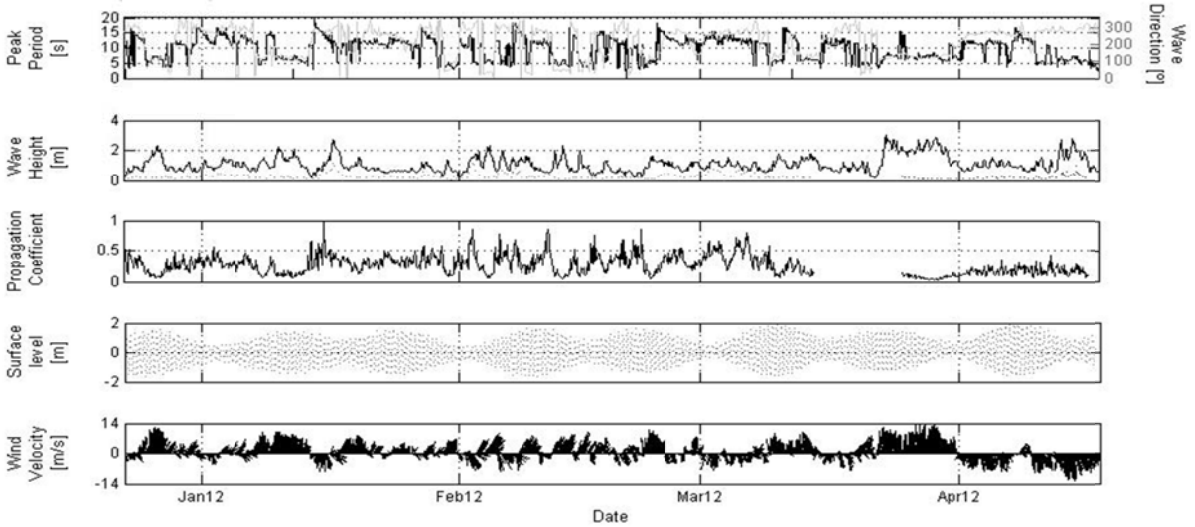


Figura 2. De arriba hacia abajo: periodo de pico-dirección del oleaje, altura de ola, coeficiente de propagación nivel medio del mar y viento medido durante la campaña. En el primer panel la línea negra corresponde a los datos de la Boya Golfo de Cádiz y la línea de puntos al instrumento ubicado en el Saco Exterior (I1).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Autoridad Portuaria Bahía de Cádiz, así como por los proyectos RNM-6352, P09-TEP-4630 y CTM2009-10520/MAR.

REFERENCIAS

Álvarez, O., Tejedor, B., Tejedor, L., Kagan, B.A., 2003. A note on sea-breeze-induced seasonal variability in the K1 tidal constants in Cádiz Bay, Spain. Est., Coast. Shelf Sci. 58

PREDICCIÓN DE OLEAJE CON MALLAS DESESTRUCTURADAS. COMPARACIÓN CON MALLAS REGULARES.

C. Toledano Lozano [1], M. Gómez Lahoz [2], A. Martínez Ferrer [1]

1. Agencia Estatal de Meteorología, c/Leonardo Prieto Castro 8, 28040 Madrid, ctoledanol@aemet.es, amartinezf@aemet.es

2. Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 10, 28042 Madrid, marta@puertos.es

PROYECTO MYWAVE

Aemet colabora junto a Puertos del Estado (PdE) y otras 13 instituciones europeas en el proyecto MYWAVE (http://mywave.eu/en/), financiado por la Unión Europea dentro del 7º Programa Marco de Investigación y Desarrollo (FP7). Su objetivo consiste en establecer un sistema paneuropeo de predicción de oleaje integrado en el Núcleo de Servicios Marinos del Programa europeo GMES (Global Monitoring for the Environment and Security). GMES es una iniciativa conjunta de la Unión Europea y la Agencia Espacial Europea, que pretende hacer un uso intensivo de observación satelital para suministrar servicios para la vigilancia mundial del medio ambiente y la seguridad.

La propuesta ha identificado cuatro áreas donde la investigación es necesaria para establecer una alta calidad:

- Mejorar el proceso y la asimilación de datos.
- Mejorar los modelos de predicción de oleaje actuales.
- Establecer nuevos criterios probabilísticos para las predicciones de oleaje por conjuntos.
- Establecer protocolos estándar para los productos de validación.

La mejora de los modelos de predicción de oleaje actuales (WP2), se divide a su vez en tres tareas a realizar:

1. Estudio de las nuevas metodologías en asimilación de datos.
2. Mejora de los datos de satélite cerca de la costa.
3. Mejora de la anidación de los modelos de escala local con modelos regionales.

La tercera incluye el estudio de resultados de la predicción utilizando mallas desestructuradas con el modelo local SWAN comparándolo con los resultados del mismo modelo con una malla regular en la región de Canarias.

CONFIGURACIÓN SISTEMAS PREDICCIÓN DE OLEAJE

Actualmente PdE tiene implementado un sistema autónomo de predicción de oleaje en 21 puertos. El sistema consta de dos etapas: un sistema oceánico y un sistema local de predicción a 72 horas desarrollado específicamente para los puertos y su entorno más próximo.

Existen 2 mallas de escala oceánica operativas en PdE: la malla del Mediterráneo, con una resolución de 10 a 5 minutos, y la malla del Atlántico, con una resolución de 1º a 0.25º. El modelo utilizado para la predicción del oleaje a escala oceánica es el WAM.

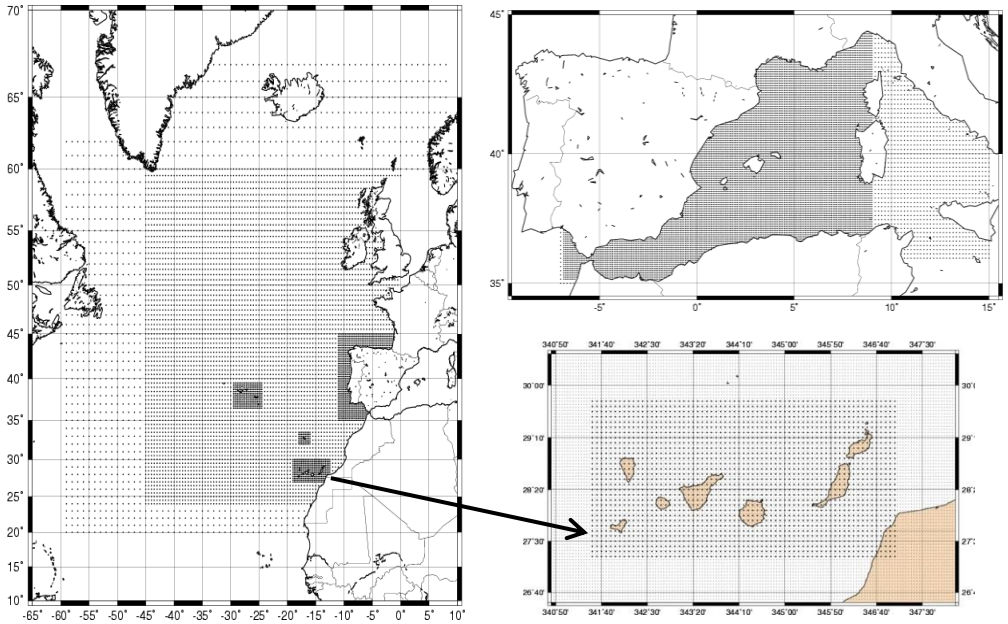


Figura1: Mallas de las aplicaciones escala oceánica operativas en PdE

Anidada a la malla del Atlántico está la malla del archipiélago canario, con una resolución de 5 minutos, y que también utiliza el modelo WAM.

Para el estudio de las mallas desestructuradas y su comparación con mallas regulares vamos a utilizar esta región con la misma resolución espacial, en el caso de la malla regular, pero utilizando el modelo SWAN, que tiene en cuenta las transformaciones del oleaje sufridas al aproximarse a la costa.

El SWAN es el modelo que funciona operativamente en PdE como sistema local de predicción de oleaje en 21 puertos. Todas las mallas de cálculo utilizadas para estos sistemas de predicción son regulares excepto en el modelo local de la Bahía de Algeciras.

CASO MALLA DESESTRUCTURADA ALGECIRAS

Puertos del Estado tiene una aplicación específica para el Estrecho de Gibraltar, que recibe condiciones de contorno simultáneamente de la aplicación del golfo de Cádiz, anidada a la del atlántico, y a la del Mediterráneo.

La resolución espacial es de 1’x1’ y está basada en el modelo WAVEWATCH.

Como esta resolución no era suficiente para resolver la Bahía de Algeciras, se desarrolló una aplicación específica basada en el modelo SWAN de oleaje.

La Bahía de Algeciras supuso un gran reto para la predicción del oleaje debido a que se partía de la predicción del Estrecho, que ya era un reto en sí, y los gradientes de profundidad son muy fuertes: la bahía no llega a medir 10km de costa a costa y en el centro se alcanzan profundidades de más de 400 metros.

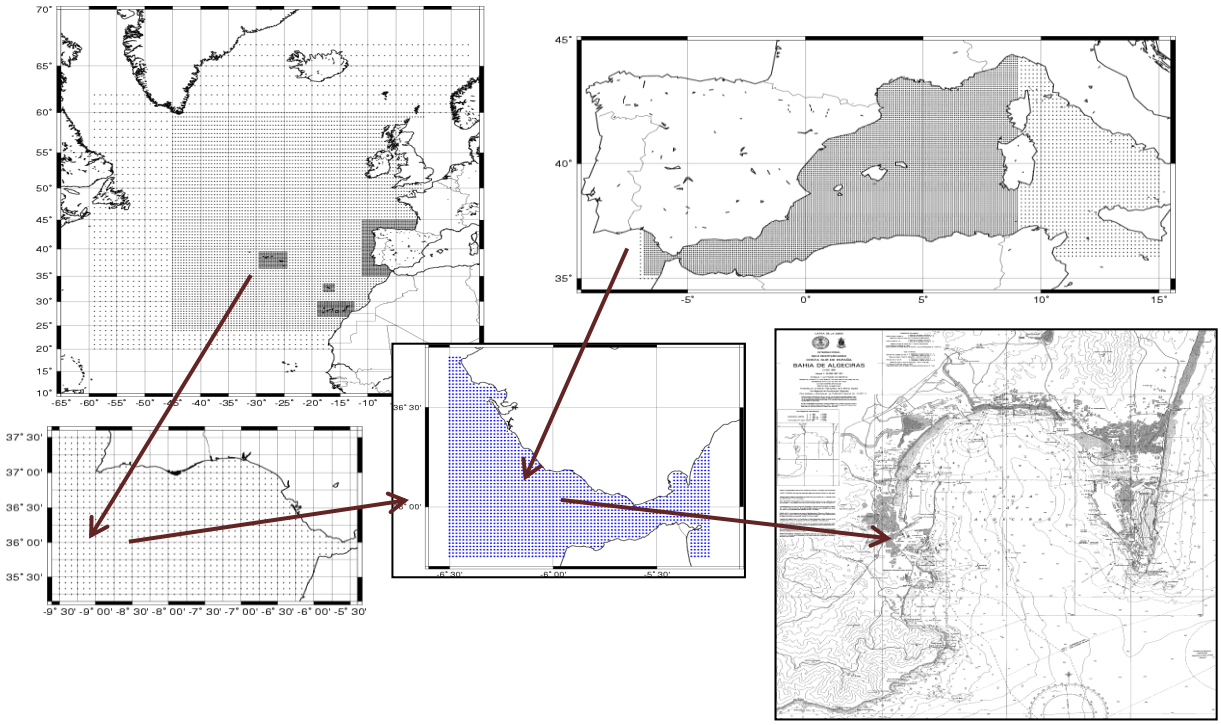


Figura 2: Mallas de las aplicaciones operativas Bahía de Algeciras y batimetría.

La aplicación de la Bahía de Algeciras recibe las condiciones de contorno de la malla del estrecho con resolución temporal de 1h y espacial de 1'. Está alimentada con los campos de vientos del Hirlam (Aemet), con resolución temporal de 1h y espacial de 3'.

Implementando en esta región el SWAN con las mismas características que en el resto de aplicaciones locales de PdE, se producían inestabilidades debido al gradiente de profundidad. Para solucionar el problema, se hicieron tres aproximaciones:

- Primera aproximación (con la malla regular): se incrementa la resolución de la malla de cálculo hasta 50mx50m, lo que hace que la aplicación consuma un elevado tiempo de cálculo y se siguen produciendo inestabilidades.
- Segunda aproximación (malla desestructurada): se calcula que las celdas cumplan $\frac{\Delta h}{h} < 0.8$. Esta aplicación es mucho menos costosa en tiempo de cálculo e inestable en muy pocos casos.
- Tercera aproximación con el limitador de crecimiento: El modelo SWAN tiene la opción de establecer un limitador del cambio de energía de cada componente del espectro en cada paso de tiempo. Este limitador, por defecto, 0.1, se establece en 0.05 y todos los casos de inestabilidad quedan resueltos.

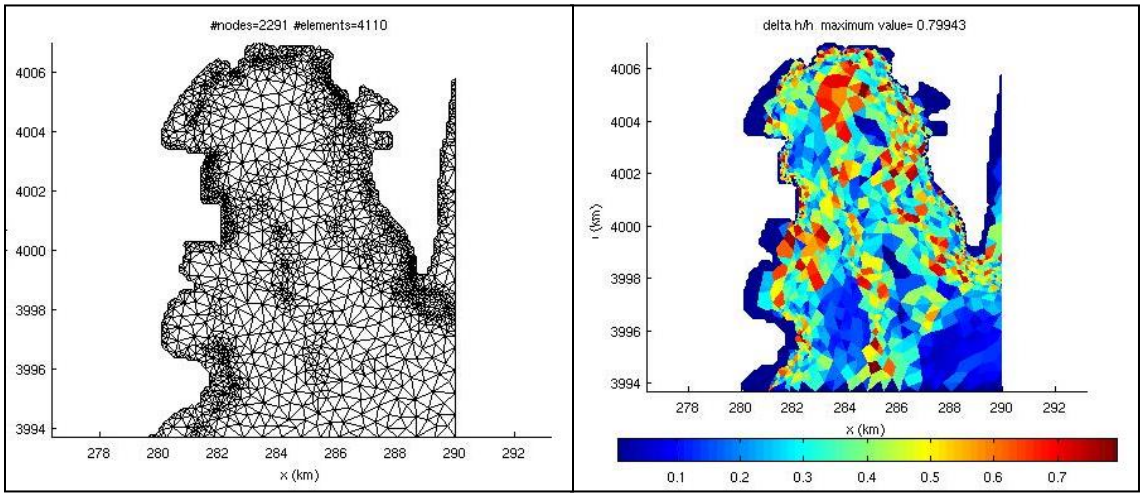


Figura 3: Malla desestructurada utilizada en la solución de las inestabilidades de la aplicación de la Bahía de Algeciras.

El sistema está funcionando dos veces al día, a las 00h y 12h GMT. Toda la información se publica en abiertos en www.puertos.es en forma de mapas, tablas y series temporales.

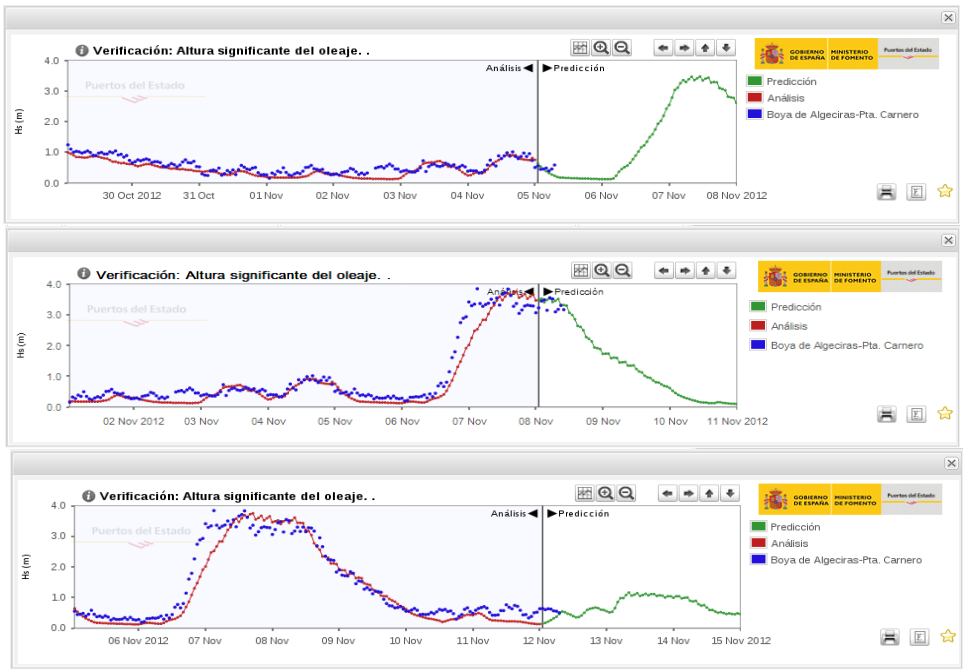


Figura 4: Verificación a tiempo real de altura significativa de oleaje en la boya de Punta Carnero con el SWAN desestructurado para los días 5,8 y 12 de octubre. El sistema de predicción de oleaje ha reproducido bien tanto en su intensidad como en su localización en el tiempo.

ESTUDIO MALLA DESESTRUCTURADA CANARIAS

Con la misma configuración de la malla de cálculo que PdE tiene funcionando operativamente en el archipiélago canario, se ha implementado el modelo SWAN para compararlo con el desestructurado.

La resolución del SWAN con malla regular es de 5'x5', con las condiciones de contorno del WAM de Atlántico de 15'x15' y campos d viento del Hirlam proporcionados por Aemet de 3'x3'. La batimetría utilizada es de 5'x5'.

Para la malla desestructurada hemos utilizado la interfaz del Matlab BatTri. BatTri crea mallas de elementos finitos incorporando la batimetría e interpolándola.

Una de las entradas principales es la línea de costa. Hemos utilizado el extractor de la NOAA para obtenerla. También añadimos los puntos de las condiciones de contorno para asegurar que la malla sea lo más parecida posible a la regular.

Para la primera malla producida por el BatTri impusimos a los elementos un ángulo mínimo de 25º y un área máxima de 500 km^2.

El refinamiento de la malla se hizo imponiendo

$$\frac{h}{area} \geq \max(profundidad) / \max(area) = \alpha = 0.005$$

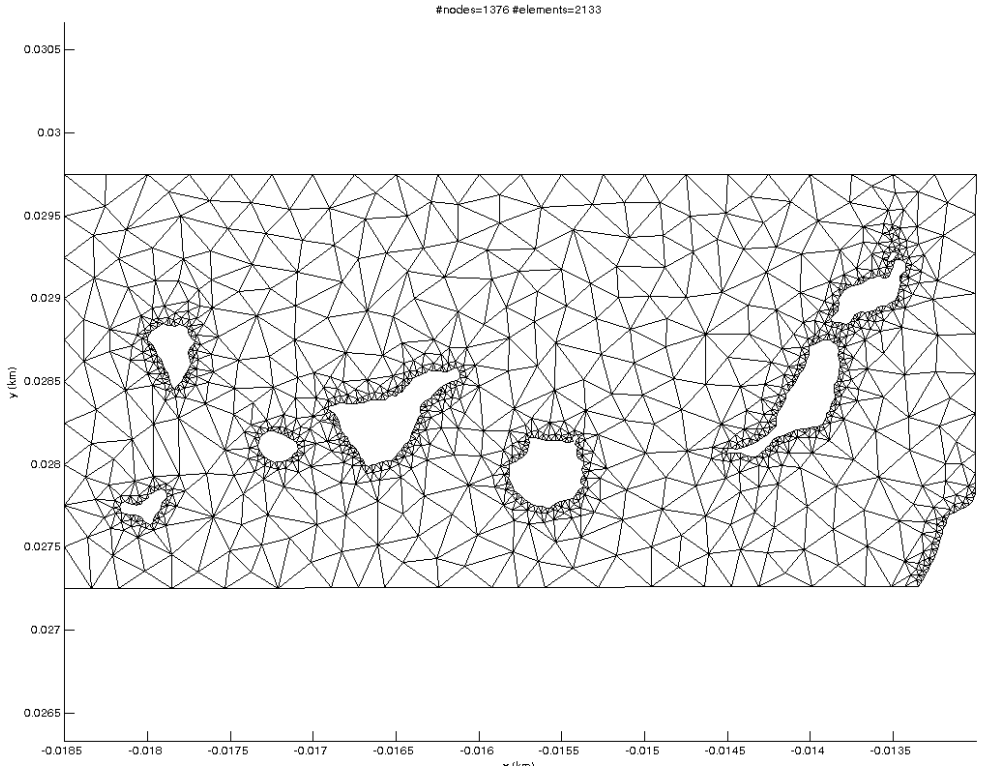


Figura 5. Malla desestructurada archipiélago canario.

Debido a que prácticamente no existen aguas someras en esta región, la batimetría no ha influido en la creación de la malla.

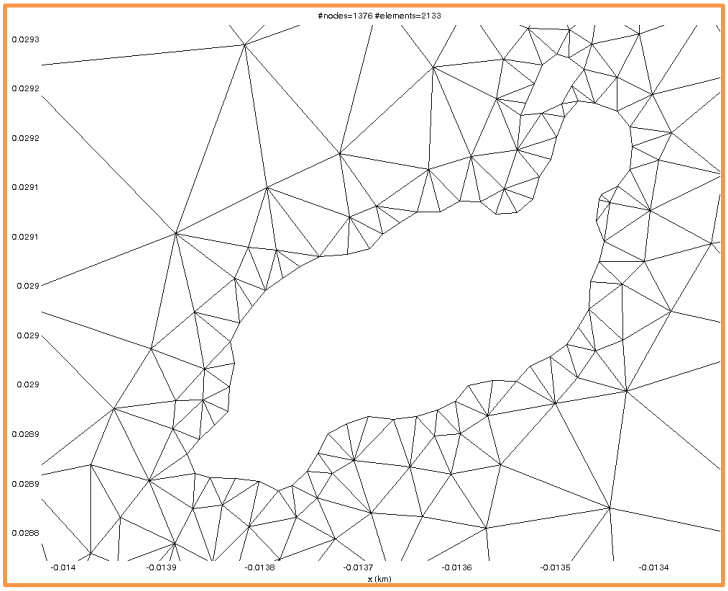


Figura 6. Zoom de la malla desestructurada. Se puede observar cómo la resolución aumenta alrededor de la línea de costa.

MyWave termina a finales del 2014. El estudio y comparación de resultados entre mallas desestructuradas y regulares está sin terminar y aún no está funcionando el SWAN con la nueva malla, por ahora sólo podemos observar que la cantidad nodos de cálculo del modelo desestructurado es inferior al del modelo regular definido en la misma región (1376 nodos la malla desestructurada, 1980 la malla regular).

Cuando las 2 aplicaciones SWAN estén operativas serán comparadas y validadas con la red de boyas de Puertos del Estado.

REFERENCIAS

- Zilema, M. (2010).Computation of wind-wave spectra in coastal waters with SWAN on unstructured grids, Coast.Eng., 57, 267-277.
- Gómez M., Toledano C.,Garau B.,de los Santos, F.J (2012).Desarrollo de un sistema de predicción de oleaje en la bahía de Algeciras utilizando una malla de densidad variable en función de los gradientes de profundidad. II Encuentro de Oceanografía Física Española.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INTERACCIÓN ATMÓSFERA-OCÉANO

M. Clavero Gilabert[1], L. Aguilera Jiménez[1], S. Nieto Liñán[1], S. Longo[2] y M. A. Losada Rodríguez[1]

[1] Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada. mclavero@ugr.es, laguilerajimenez@ugr.es, chechonieto@correo.ugr.es, mlosada@ugr.es
[2] Universitá di Parma, Parco Area delle Scienze, 181/A, 43124 Parma – Italia. sandro.longo@unipr.it

INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas numerosos estudios se han centrado en el conocimiento de la interacción entre los flujos de aire y agua en la interfaz atmósfera-océano, a fin de encontrar modelos de predicción de la dinámica del flujo y los mecanismos de generación de oleaje por viento. Ya en los años 50 Phillips y Miles propusieron sendas teorías de generación de oleaje por viento, basándose en la excitación provocada por las fluctuaciones de la presión. Posteriormente se introdujo el concepto de turbulencia en los modelos de generación. Actualmente se está avanzando en el estudio de la turbulencia en la capa límite del aire y del agua (Longo et al, 2012).

El flujo de viento sobre la superficie del océano genera transferencia de momento al agua, generando oleaje, corrientes y turbulencia (Longo y Losada, 2012). La interacción aire-agua está relacionada con el intercambio de calor, momento y gases en la interfase atmósfera-océano, involucrando materias como la meteorología, oceanografía, dinámica de ondas, etcétera. Actualmente es de vital importancia el avanzar en un conocimiento profundo de los flujos de calor, momento y gases entre el océano y la atmósfera, para poder avanzar en campos tan determinantes como la predicción del cambio climático o del avance de contaminantes.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

El Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales ha llevado a cabo un programa experimental para el estudio de la generación de oleaje por viento. Los ensayos se han desarrollado en el Túnel de Viento de Capa Límite II del Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IIISTA), en el que se ha introducido un tanque de agua (Figura 1). Los perfiles de velocidad se han medido con un velocímetro láser doppler LDV.

El oleaje generado por el viento muestra la esperada tendencia de crecimiento con el fetch y la velocidad de viento, con crestas más pronunciadas que los senos. Se han medido los perfiles de velocidad horizontal tanto en el aire como en el agua, como puede verse en la Figura 2.

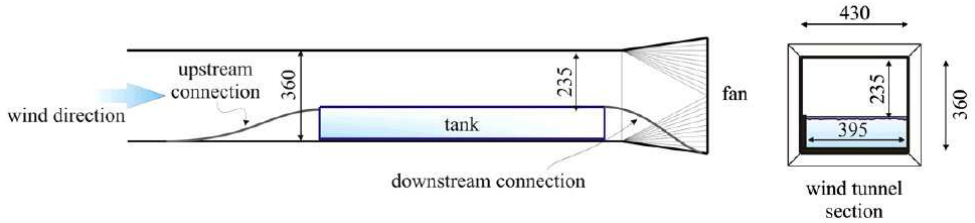


Figura . Vistas en perfil y sección del túnel de viento y el dispositivo experimental

Comparando los perfiles de velocidad en el aire al generarse viento sobre el agua o sobre una superficie rígida y lisa, se puede comprobar que la transición a flujo turbulento ocurre en un estado más temprano en el caso del agua. La anchura de la capa límite sobre el oleaje crece a un ritmo más rápido que la anchura de la capa límite sobre la superficie rígida y plana (Figura 3).

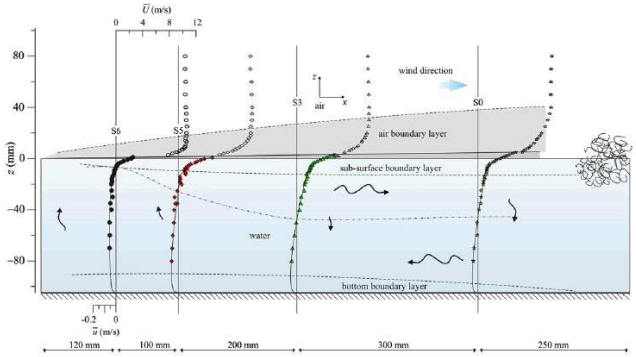


Figura . Perfiles de velocidad horizontal medidos en el aire (sobre z=0) y en el agua (bajo z=0).

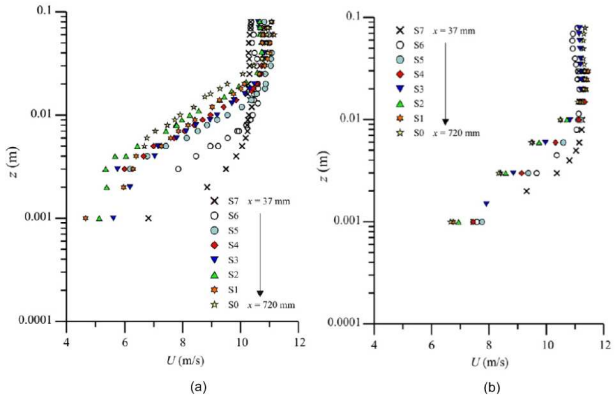


Figura . Perfiles de velocidad horizontal del viento sobre el agua (a) y sobre una superficie rígida (b).

EL CANAL DE OLEAJE-VIENTO-CORRIENTES (COVC) DEL IIISTA

A la luz de la experiencia de los trabajos que se han mostrado en el apartado anterior, se ha iniciado en el GDFA una línea de investigación que ha conducido al diseño de un equipo experimental que permita estudiar los fenómenos involucrados en la interacción atmósfera-océano. La instalación va a consistir en un túnel de viento sobre un canal de oleaje con sistema doble de corrientes. Todos los sistemas serán reversibles e independientes por lo que podrán generarse oleaje, viento o corrientes por separado, o bien simultáneamente, tanto a favor como en contra. Además, poseerá un sistema de control para la temperatura y la humedad del aire y la temperatura del agua, así como un sistema de generación de lluvia dentro del canal.

Actualmente en fase de diseño, en la ponencia oral que se presente en las Jornadas se mostrarán los detalles de la instalación.

AGRADECIMIENTOS

La instalación del COVC ha sido financiada por el Ministerio de Economía y Competitividad a través del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011, expediente UNGR08-1E-007.

REFERENCIAS

Longo, S. y Losada, M.A., 2012. *Turbulent structure of air flow over wind-induced gravity waves*. Experiments in Fluids, Springer, 53, 369–390

Longo, S., Chiapponi, L., Clavero, M., Mäkelä, T., Liang, D., 2012. *Study of the turbulence in the air-side and water-side boundary layers in experimental laboratory wind induced surface waves*. Coastal Engineering, Elsevier, 69, 67–81.

PROYECTO TRADE (TRANS-REGIONAL RADARS FOR ENVIRONMENTAL APPLICATIONS). MONITORIZACIÓN DEL CAMPO DE CORRIENTES SUPERFICIALES Y OLEAJE EN EL ESTRECHO DE GIBRALTAR Y GOLFO DE CÁDIZ MEDIANTE RADAR AF

M.I. Ruiz [1], E. Álvarez[2], P. Lorente[3], C. Fernandes[4], M. Bruno[5], C. Dastis[6], A. Alonso-Martirena[7]

[1] *Puertos del Estado, Avda del Partenón, nº 10, 28042 Madrid, enrique@puertos.es*
[2] *Puertos del Estado, Avda del Partenón, nº 10, 28042 Madrid, maribel@puertos.es*
[3] *Puertos del Estado, Avda del Partenón, nº 10, 28042 Madrid, plorente@puertos.es*
[4] *Instituto Hidrográfico, Rua das Trinas, nº 49, 1249-093 Lisboa, Santos.Fernandes@hidrografico.pt*
[5] *Universidad de Cádiz, Avda República Saharaui, 11510 Puerto Real, Cádiz, miguel.bruno@uca.es*
[6] *Universidad de Cádiz, Avda República Saharaui, 11510 Puerto Real, Cádiz, carlos.dastis@uca.es*
[7] *Qualitas Remos, S.A., C/Toronga,31, 28043 Madrid, andres.alonso-martirena@qualitasremos.com*

El proyecto TRADE (Trans-regional RADars for Environmental applications) ha sido aprobado en la Segunda Convocatoria del Programa de Cooperación Transfronteriza España-Portugal (POCTEP) siendo cofinanciado con FEDER. Está prevista su finalización en julio de 2013. En el proyecto participan Puertos del Estado, el Instituto Hidrográfico de Portugal y la Universidad de Cádiz.

En el marco del proyecto se ha realizado el despliegue de dos sistemas de radar AF (SeaSonde, CODAR) para la monitorización del campo de corrientes superficiales y oleaje. El primero de ellos, el Sistema del Estrecho de Gibraltar, está compuesto por tres antenas: Ceuta, Punta Carnero y Tarifa. Su resolución es de 1 Km y la cobertura geográfica es el área del Estrecho, desde Tarifa hacia el Este, aproximadamente una malla de 40 Km x 15 Km. Pretende contribuir al conocimiento de la hidrodinámica de esta zona tan compleja que condiciona los patrones de circulación de las áreas adyacentes. El segundo de los sistemas, Huelva-Algarve, monitoriza el área fronteriza España-Portugal. Las antenas están situadas en Mazagón y en Vila Real de San Antonio y su resolución espacial es de 2 Km. Han concluido los trabajos de puesta en servicio y se ha iniciado la fase pre-operacional.

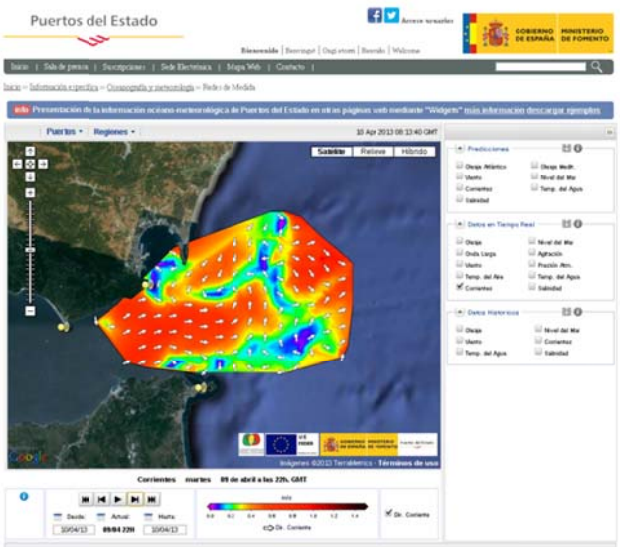


Figura 1. Sistema Estrecho de Gibraltar

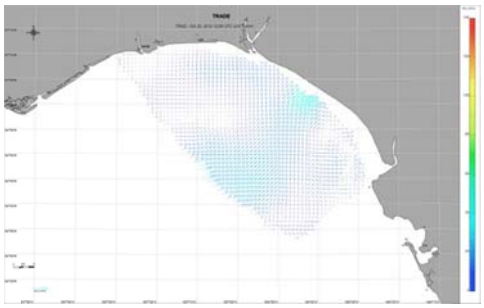


Figura 2.. Sistema Huelva-Algarve

Como queda dicho, la hidrodinámica regional del Golfo de Cádiz no puede aislarse de los patrones de circulación en el Estrecho de ahí que sea primordial una correcta monitorización. Uno de los principales problemas para abordar este tipo de estudios de la zona es la falta de medidas de parámetros océano-meteorológicos representativos que permitan alimentar y validar los modelos numéricos desarrollados. Por ello, los radares de alta frecuencia resultan ser una tecnología de observación muy adecuada para la oceanografía física ya que permiten obtener resultados, en tiempo real, de amplias zonas marítimas desde una estación costera, con la consiguiente eliminación de riesgos por accidentes que causarían una falta de datos, frente a un equipo instalado en el mar.

El área global de estudio es de especial interés ya que soporta uno de los tráficos más elevados de mercancías peligrosas del mundo con los consiguientes riesgos asociados de accidentes tanto en la navegación como en la actividad de los puertos comerciales y deportivos existentes en la zona. Por otro lado, en esta zona geográfica se encuentran áreas protegidas de alto valor ecológico: Parque Nacional de Doñana, Parque de Formosa y Parque Natural del Estrecho, entre otras. Con estos sistemas se pretende mejorar el conocimiento de la hidrodinámica de la zona y con ello contribuir a la correcta planificación, protección y gestión portuaria y costera.

Finalmente, el proyecto ambiciona la creación de una plataforma de interoperabilidad transfronteriza para la gestión y distribución de datos.

MODELADO HIDRODINÁMICO DE ALTA RESOLUCIÓN EN EL SURESTE DEL GOLFO DE VIZCAYA: LA EVOLUCIÓN DE MYOCEAN A MYCOAST

L. Ferrer[1], M. García-Sotillo[2], A. Del Campo[1], E. Álvarez-Fanjul[2], M. Colominas[1], Y. Sagarminaga[1], A. Rubio[1], P. Liria[1], M. González[1], J. Mader[1]

[1]AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia s/n, Portualdea, 20110 Pasaia, Gipuzkoa, lferrer@azti.es, adelcampo@azti.es, mcolominas@azti.es, ysagarminaga@azti.es, arubio@azti.es, pliria@azti.es, mgonzalez@azti.es, jmader@azti.es
[2]Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 10, 28042 Madrid, marcos@puertos.es, enrique@puertos.es

INTRODUCCIÓN

Uno de los principales objetivos de la oceanografía operacional es el de obtener medidas, tanto a corto como a largo plazo, de las variables que describen los mares y la atmósfera, y ofrecer una rápida interpretación y difusión de las mismas. Variables como las corrientes marinas, la temperatura y salinidad del agua de mar, la altura y periodo de ola, la tensión tangencial del viento, los flujos de calor entre la atmósfera y el océano, la evaporación y precipitación, y las descargas de ríos son fundamentales para obtener una precisa descripción del medioambiente marino y atmosférico, y por lo tanto para el funcionamiento eficiente de un sistema de oceanografía operacional. Esta información puede ser obtenida con la combinación de instrumentación adecuada y modelos numéricos de predicción. En este sentido, MyOcean (www.myocean.eu.org) supone un salto cualitativo en cuanto a las capacidades operacionales de predicción oceanográfica y su servicio a usuarios a nivel europeo. Puertos del Estado (PdE) junto con MERCATOR-Ocean son responsables del desarrollo y funcionamiento del MFC (Monitoring and Forecasting Center) encargado de dar cobertura y servicio de predicción diaria a la zona IBI (fachada Atlántica Europea; Iberian-Biscay-Ireland), ofreciendo información que posee un elevado impacto socio-económico ya que puede ser utilizada de forma práctica en múltiples sectores: Actividad portuaria, rescate en el mar y lucha contra la contaminación, ingeniería marítima, pesquerías, acuicultura, gestión integrada de la zona costera, estudios en ecología y biología marina, navegación y turismo.

El servicio de predicción MyOcean IBI-MFC representa una evolución respecto al estado del arte de los sistemas operacionales de predicción existentes en aguas españolas. Dicha estructura operacional tuvo un avance importante durante el proyecto ESEOO (www.eseoo.org), aprobado tras la crisis del *Prestige*. Este proyecto concluyó con un sistema de oceanografía operacional a escala regional de la Península Ibérica, mantenido por PdE, y diversos sistemas locales costeros anidados, mantenidos por las instituciones participantes en el proyecto. El sistema regional ESEOAT, desarrollado en ESEOO, fue la versión cero del actual sistema MyOcean IBI-MFC. En este trabajo se hace uso de las predicciones de corrientes marinas, nivel del mar, temperatura y salinidad obtenidas con el sistema MyOcean IBI-MFC, mediante el modelo hidrodinámico NEMO (Nucleus for European Modelling of the Ocean), para ofrecer una predicción mejorada de alta resolución en la zona del sureste del golfo de Vizcaya y más en concreto en la franja costera.

MODELOS NUMÉRICOS

El golfo de Vizcaya se extiende aproximadamente desde la latitud 43,4ºN hasta la 48,5ºN, y en longitud desde cabo Ortegal, al noroeste de España (8ºW), hasta la costa francesa (1ºW). Las principales pautas de la circulación marina en esta zona están resumidas en la Figura 1. En general, la circulación oceánica del golfo de Vizcaya es débil y en sentido anticiclónico, mientras que en el talud se observa una corriente persistente en sentido contrario que parece ser la generadora de frecuentes eddies (Koutsikopoulos y Le Cann, 1996; Ferrer y Caballero, 2011).

Más concretamente, diversos estudios han demostrado que en la plataforma del País Vasco la circulación superficial está controlada principalmente por el viento, las mareas y las corrientes de densidad inducidas por descargas fluviales (González et al., 2004; Fontán et al., 2006; Ferrer et al., 2009). Por consiguiente, estos mecanismos deben ser tenidos en cuenta en el modelo hidrodinámico a utilizar.

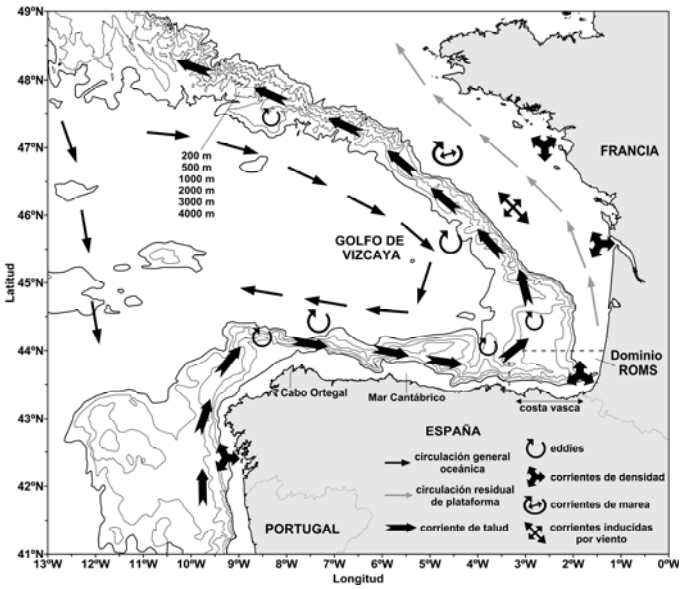


Figura 1. Circulación general en el golfo de Vizcaya y dominio utilizado en el modelo hidrodinámico ROMS (adaptado de Ferrer et al., 2009).

Las predicciones horarias de alta resolución espacial sobre la circulación del sureste del golfo de Vizcaya se están obteniendo actualmente mediante el modelo hidrodinámico ROMS (Regional Ocean Modeling System), desarrollado por la Universidad de Rutgers (Shchepetkin y McWilliams, 2005). En este caso se hace uso de la versión ROMS_AGRIF (Debreu et al., 2011), desarrollada por el instituto francés IRD (Institut de Recherche pour le Développement), ya utilizada durante el proyecto ESEOO (Ferrer et al., 2007). El dominio utilizado en el modelo ROMS se extiende en latitud y longitud desde la costa hasta 44ºN-3,4ºW, con una media de resolución horizontal de 670 m. Verticalmente, la columna de agua está dividida en 32 niveles sigma, concentrados en las capas superficiales. El forzamiento atmosférico utilizado por el modelo proviene de la base de datos horarios y de resolución espacial de 12 km que ofrece MeteoGalicia. Dicho forzamiento es generado mediante el modelo WRF (Weather Research and Forecasting), cuyas características de configuración para el golfo de Vizcaya están descritas en Ferrer et al. (2010). La información utilizada del modelo WRF corresponde a los campos de viento y temperatura del aire a 10 y 2 m sobre el nivel medio del mar, respectivamente, la tasa de precipitación, la humedad relativa, y los flujos de radiación de onda corta y larga. El uso de estas variables permite el cálculo de los flujos de momento y calor entre la atmósfera y el océano (Fairall et al., 1996, 2003). Las condiciones medias diarias de corrientes marinas, nivel del mar, temperatura y salinidad obtenidas con el modelo hidrodinámico NEMO, con aproximadamente 2 km de resolución espacial para la zona IBI, son utilizadas en los contornos abiertos de la malla del modelo ROMS. Una de las mejoras a nivel local del modelo ROMS con respecto al modelo NEMO que lo alimenta en los contornos es que introduce predicciones de las descargas fluviales de los principales ríos del sureste del golfo de Vizcaya, obtenidas con el modelo E-HYPE (versión 2.1).

RESULTADOS

Desde la Figura 2 a la Figura 4 se muestran los campos superficiales de salinidad, temperatura y corrientes obtenidos mediante el modelo hidrodinámico NEMO para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18. Desde la Figura 5 a la Figura 7 se muestran, para los mismos días, los campos superficiales de la diferencia de salinidad, temperatura y corrientes obtenidos mediante el modelo hidrodinámico ROMS a partir de dos simulaciones: 1) sin la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour; y 2) con la incorporación de dichas descargas fluviales. Finalmente, desde la Figura 8 a la Figura 10 se muestran los campos superficiales de salinidad, temperatura y corrientes obtenidos mediante el modelo ROMS con la incorporación de las descargas fluviales de los ríos anteriormente mencionados. En todos los casos se muestran las medias diarias.

En el periodo analizado (entre el 15 y el 18 de enero de 2013) se registraron lluvias moderadas persistentes que ocasionaron incrementos substanciales de los caudales. Las descargas fluviales máximas reales de estos cuatro días fueron de 1724 $m^3 \cdot s^{-1}$ para el río Adour (el día 17 de enero) y 504 y 385 $m^3 \cdot s^{-1}$ para los ríos Oria y Nervión, respectivamente (el día 15 de enero). Debido a que no se disponen de los caudales para el río Bidasoa, se han utilizado los mismos caudales que en el caso del río Oria, ya que ambos presentan un caudal medio anual similar. En las simulaciones presentadas se han incorporado los caudales reales en vez de los predichos por el modelo E-HYPE. En los resultados del modelo NEMO se puede observar el efecto que tiene la incorporación de las descargas fluviales del río Adour en la salinidad, temperatura y corrientes superficiales. En la zona de influencia del río Adour la salinidad y temperatura llegan a valores por debajo de 32 UPS y 12 ºC, respectivamente. También queda patente el efecto sobre las corrientes superficiales, especialmente el día 17 de enero, en donde el caudal del río alcanzó su mayor valor. No obstante, en los resultados del modelo NEMO no se observan otras pequeñas plumas que se desarrollan debido a la existencia de otros ríos de menor caudal como son el Nervión, el Oria y el Bidasoa.

En los resultados del modelo ROMS se pueden observar las diferencias entre la no incorporación de los caudales de estos ríos en las simulaciones y el hecho de incorporarlos. Como se puede apreciar desde la Figura 5 a la Figura 7, las diferencias en los campos superficiales de salinidad, temperatura y corrientes pueden llegar a ser de 16 UPS, 2 ºC y unos 25 $cm \cdot s^{-1}$. Evidentemente, estos cambios afectan a los procesos biológicos y fisicoquímicos que tienen lugar en las zonas afectadas por las plumas de los ríos. La localización de dichas zonas va evolucionando en función de los caudales particulares que los ríos presentan cada día, como se puede apreciar desde la Figura 8 a la Figura 10. Por consiguiente, el efecto que los ríos tienen sobre la circulación y la hidrografía de la franja costera puede llegar a ser muy importante, por lo cual la incorporación de las descargas fluviales en los modelos numéricos se hace necesaria, especialmente en periodos de intensas lluvias y nevadas. Actualmente se está finalizando el trabajo para el establecimiento del sistema operacional comentado anteriormente, para la obtención de resultados con un horizonte de predicción de 96 horas. Este trabajo incluye una mejor definición de los límites finales del dominio de estudio, así como la programación necesaria para el pre y post-procesamiento de los datos obtenidos con los modelos numéricos NEMO, WRF y ROMS.

CONCLUSIONES

El presente trabajo muestra resultados del modelo hidrodinámico ROMS obtenidos utilizando una configuración de alta resolución para la zona del sureste del golfo de Vizcaya y los datos ofrecidos por el modelo NEMO a mayor escala como condiciones de contorno. Los resultados demuestran la necesidad de modelos locales de este tipo con el fin de obtener una mejora de las predicciones de salinidad, temperatura y corrientes, especialmente en aquellas zonas influenciadas por las descargas fluviales de los ríos.

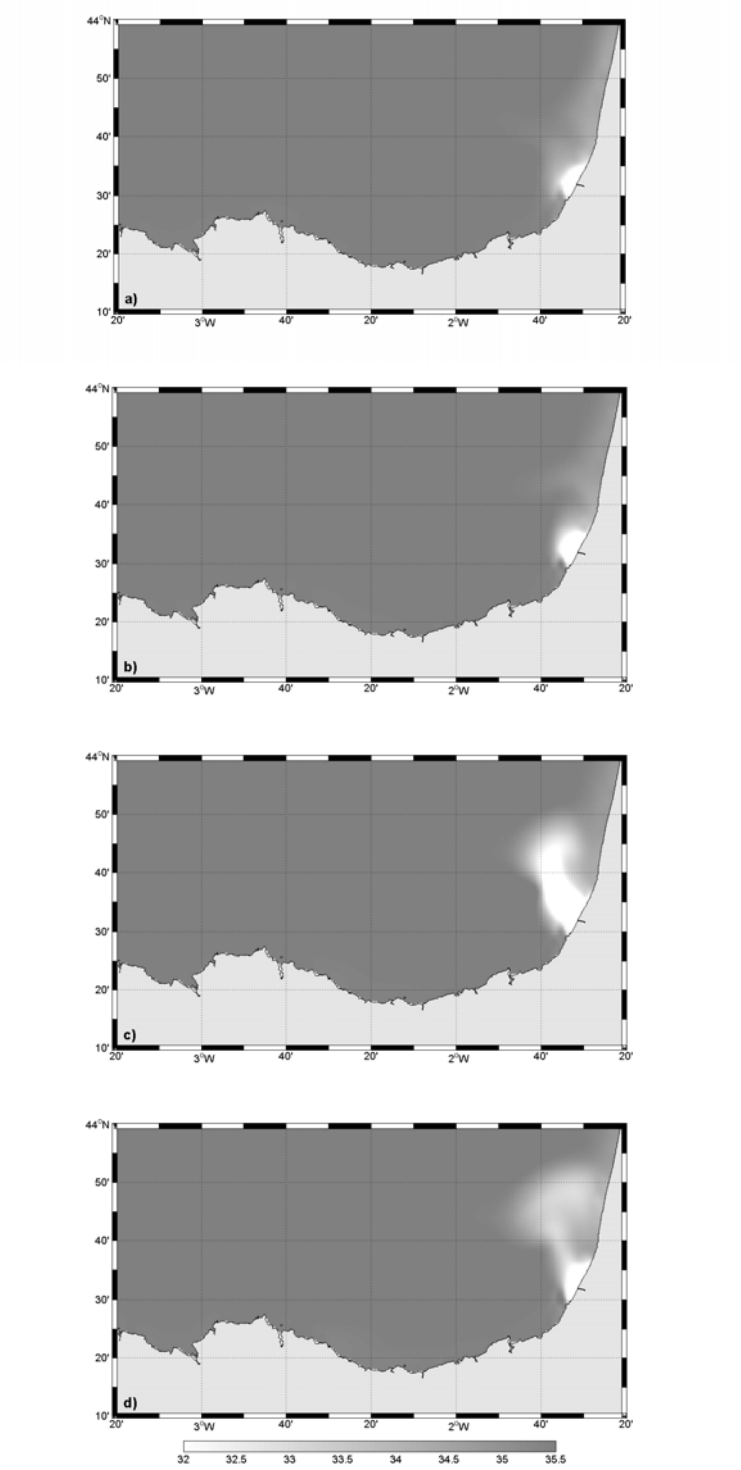


Figura 2. Salinidad superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo NEMO para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18.

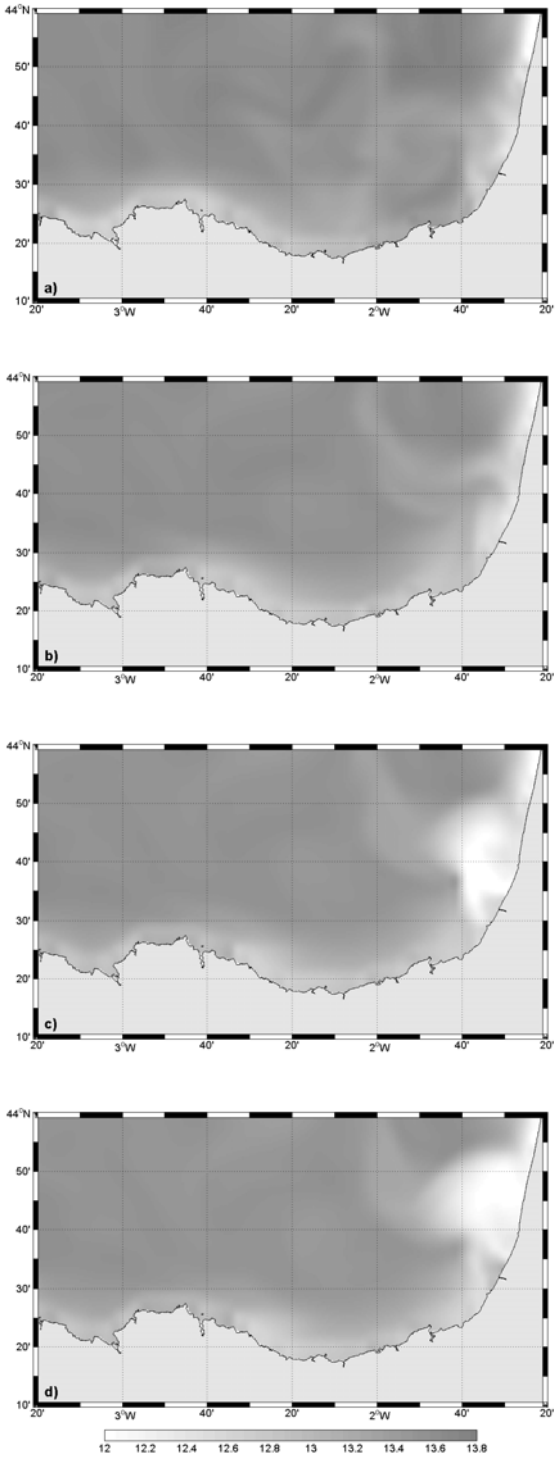


Figura 3. Temperatura superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo NEMO para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18.

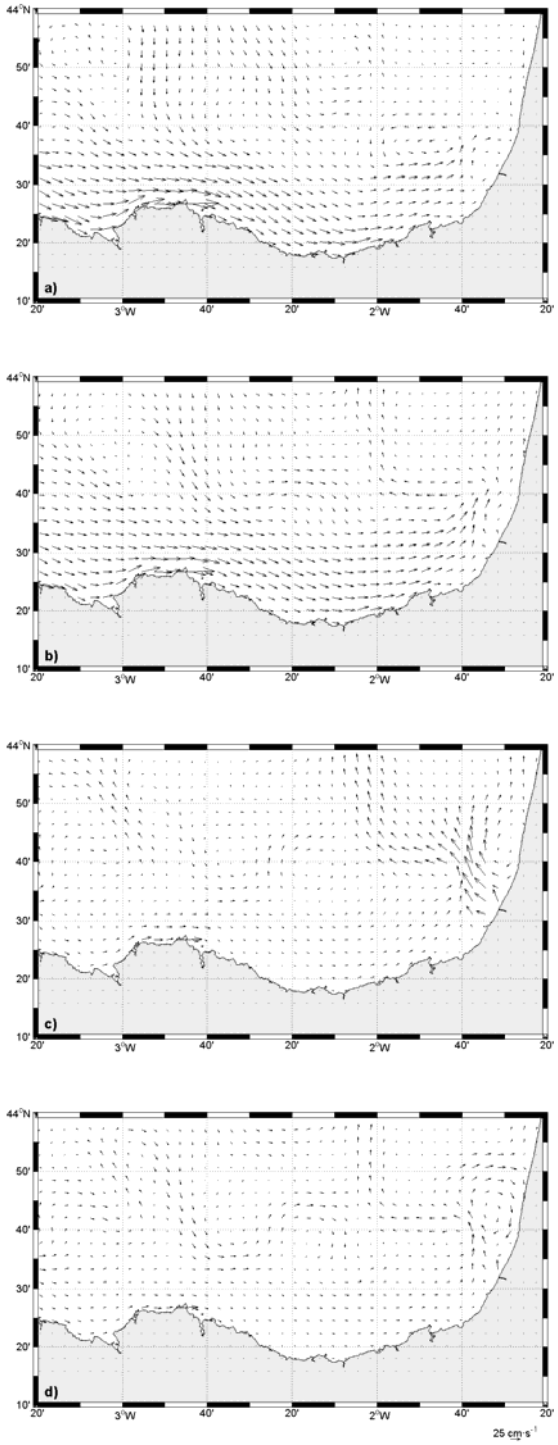


Figura 4. Corrientes superficiales (medias diarias) obtenidas mediante el modelo NEMO para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18.

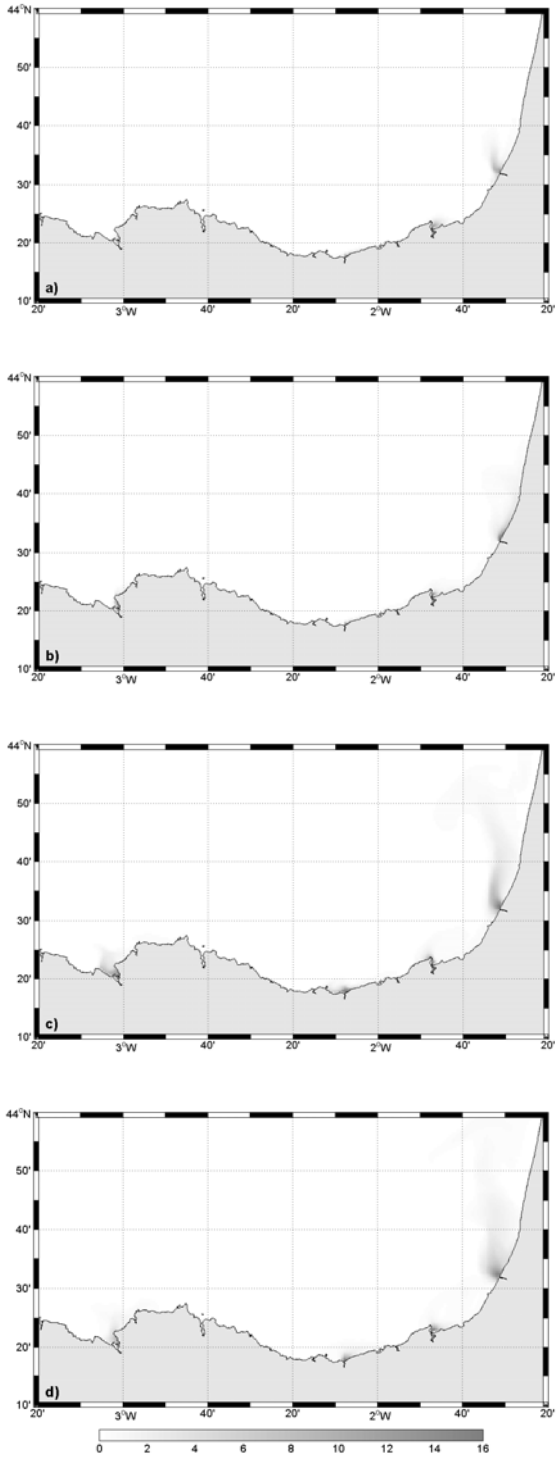


Figura 5. Diferencia de salinidad superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de los resultados de dos simulaciones: 1) sin la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour; y 2) con la incorporación de dichas descargas fluviales.

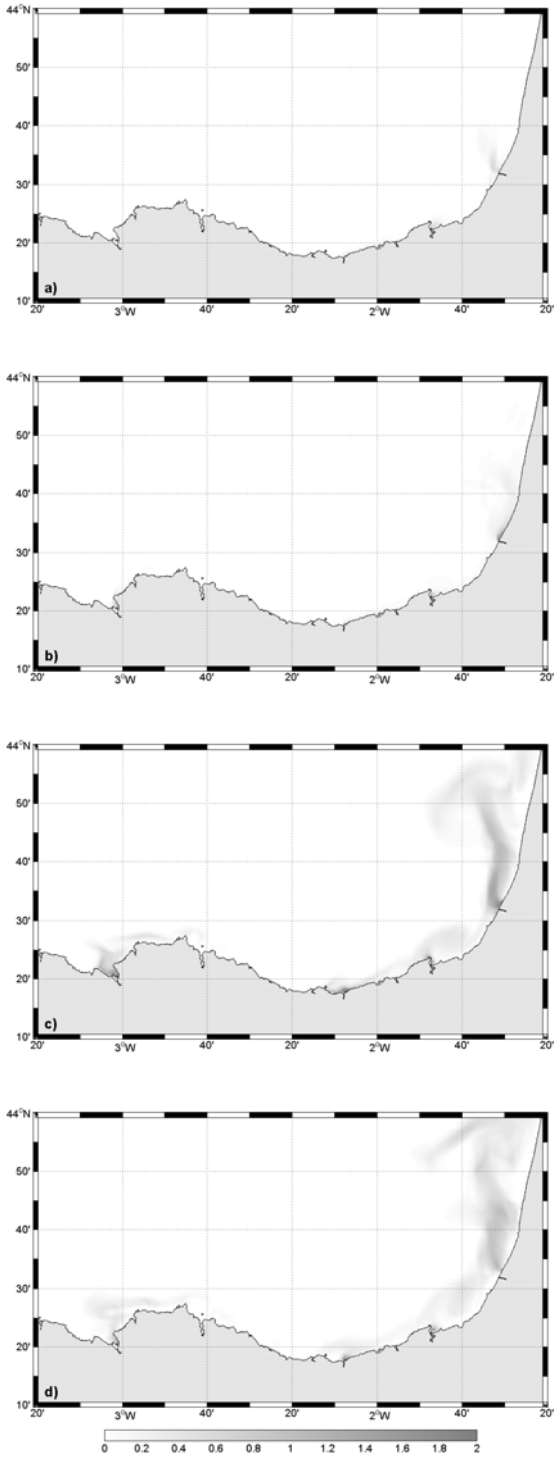


Figura 6. Diferencia de temperatura superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de los resultados de dos simulaciones: 1) sin la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour; y 2) con la incorporación de dichas descargas fluviales.

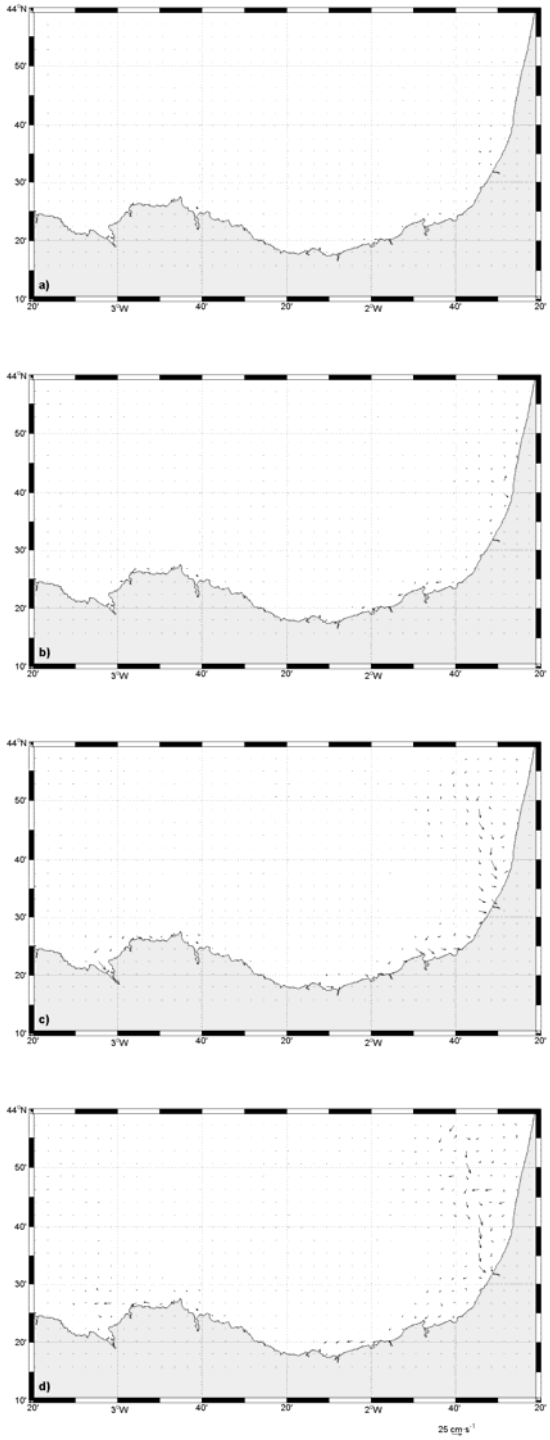


Figura 7. Diferencia de corrientes superficiales (medias diarias) obtenida mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de los resultados de dos simulaciones: 1) sin la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour; y 2) con la incorporación de dichas descargas fluviales.

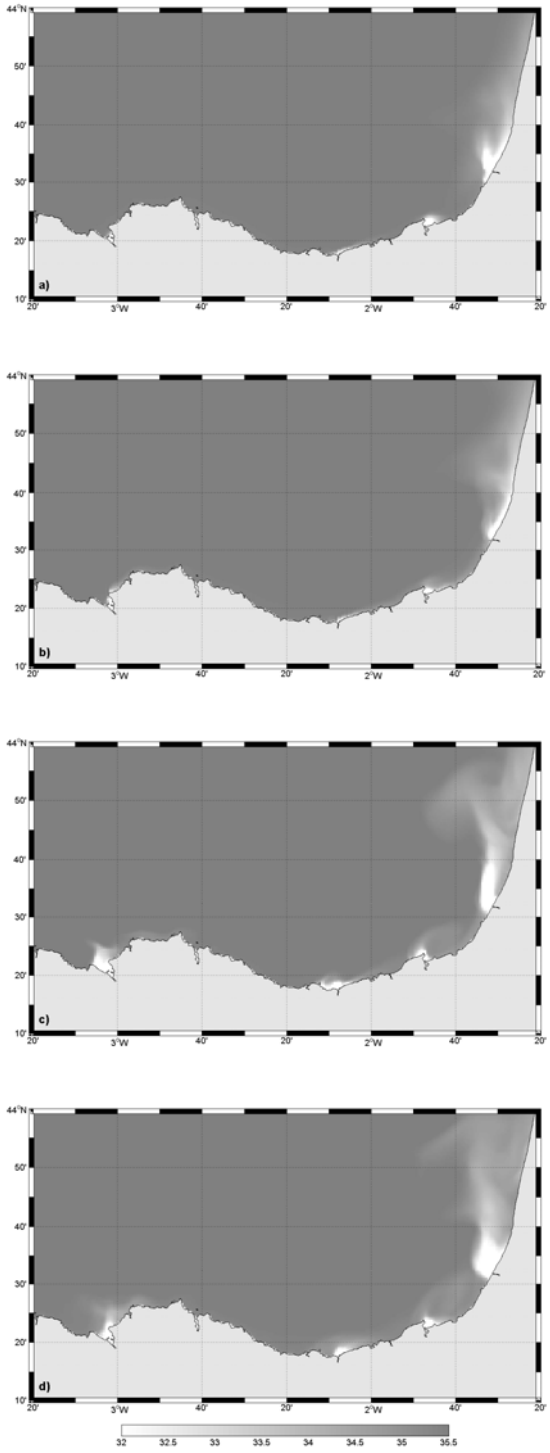


Figura 8. Salinidad superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de una simulación con la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour.

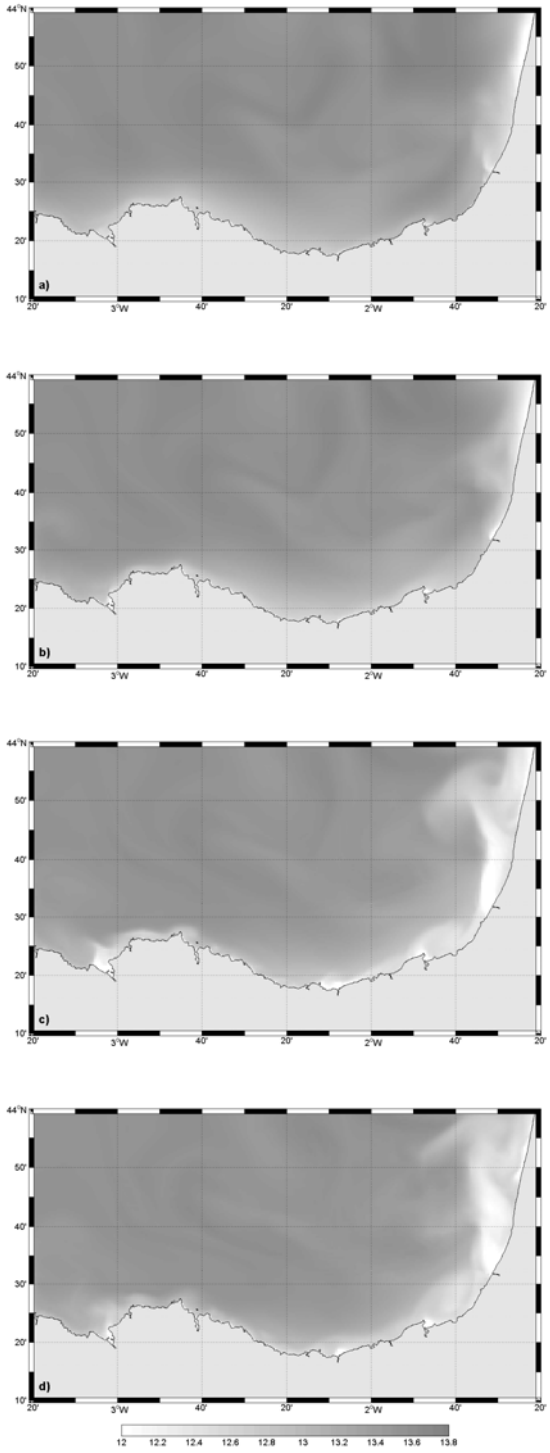


Figura 9. Temperatura superficial (media diaria) obtenida mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de una simulación con la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour.

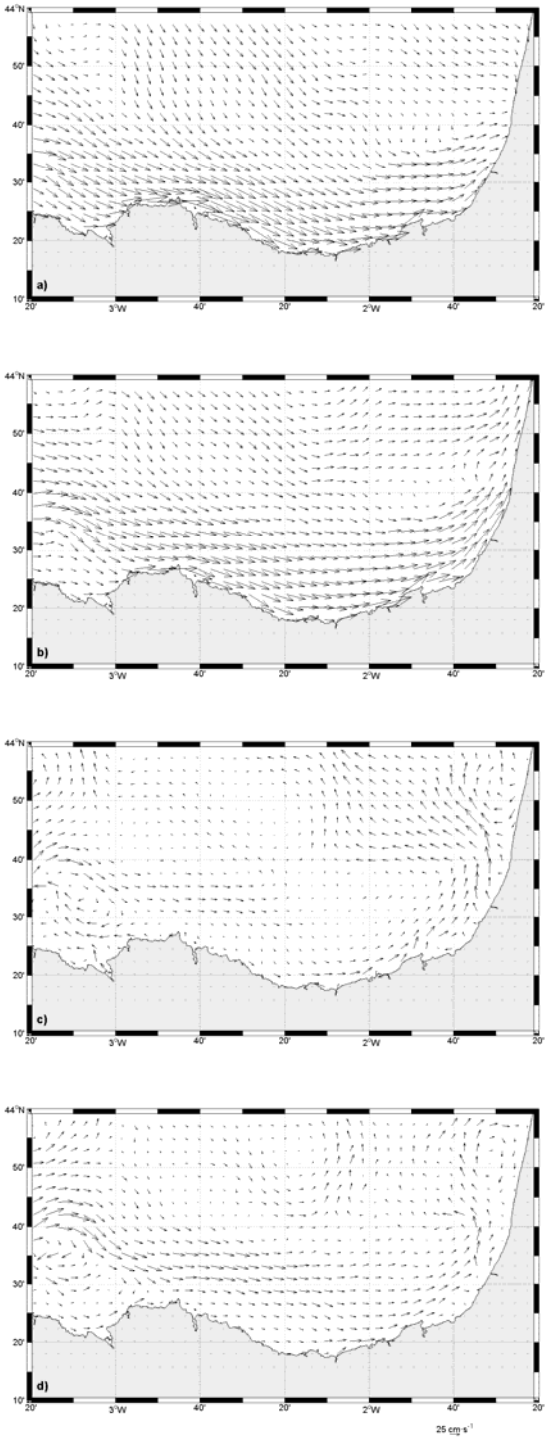


Figura 10. Corrientes superficiales (medias diarias) obtenidas mediante el modelo ROMS para el sureste del golfo de Vizcaya, para cuatro días de enero de 2013: a) 15; b) 16; c) 17; y d) 18, a partir de una simulación con la incorporación de las descargas fluviales (medias diarias) de los ríos Nervión, Oria, Bidasoa y Adour.

AGRADECIMIENTOS

Los autores queremos agradecer a Puertos del Estado y a MeteoGalicia el proveer de predicciones de modelos de circulación de océano y atmósfera, respectivamente, así como a los desarrolladores del modelo hidrodinámico ROMS (www.romsagrif.org) del instituto francés IRD (Institut de Recherche pour le Développement). Este estudio fue llevado a cabo con soporte financiero del Departamento de Educación, Política Lingüística y Cultura del Gobierno Vasco a través del programa "Proyectos de investigación básica y/o aplicada y proyectos en cooperación para el periodo 2013-2015", dentro del proyecto PI2013-01. También queremos agradecer el soporte financiero recibido en el pasado del Departamento de Industria, Innovación, Comercio y Turismo del Gobierno Vasco (programa ETORTEK, proyecto ITSASEUS); y a la Unión Europea por las ayudas dentro de la cooperación transnacional Aquitania-Euskadi (programa INTERREG IVa, proyecto LOREA). Este trabajo es la contribución no. 651 de AZTI-Tecnalia (Unidad de Investigación Marina).

REFERENCIAS

Debreu, L., Marchesiello, P., Penven, P., Cambon, G., 2011. Two-way nesting in split-explicit ocean models: Algorithms, implementation and validation. Ocean Model., 49-50, 1-21.

Fairall, C.W., Bradley, E.F., Rogers, D.P., Edson, J.B., Young, G.S., 1996. Bulk parameterization of air-sea fluxes for Tropical Ocean-Global Atmosphere Coupled-Ocean Atmosphere Response Experiment. J. Geophys. Res., 101 (C2), 3747-3764.

Fairall, C.W., Bradley, E.F., Hare, J.E., Grachev, A.A., Edson, J.B., 2003. Bulk parameterization of air-sea fluxes: Updates and verification for the COARE algorithm. J. Climate, 16 (4), 571-591.

Ferrer, L., González, M., Valencia, V., Mader, J., Fontán, A., Uriarte, Ad., Caballero, A., 2007. Operational coastal systems in the Basque Country region: modelling and observations. Proceedings of the 17th International Offshore (Ocean) and Polar Engineering Conference (ISOPE), Chung, J.S., Kashiwagi, M., Losada, I.J. & Chien, L.-K. (Eds.), 1-7 July 2007, Lisbon, Portugal, 3, 1736-1743.

Ferrer, L., Fontán, A., Chust, G., Mader, J., González, M., Valencia, V., Uriarte, Ad., Collins, M.B., 2009. Low salinity plumes in the oceanic region of the Basque Country. Cont. Shelf Res., 29 (8), 970-984.

Ferrer, L., Liria, P., Bolaños, R., Balseiro, C., Carracedo, P., González-Marco, D., González, M., Fontán, A., Mader, J., Hernández, C., 2010. Reliability of coupled meteorological and wave models to estimate wave energy resource in the Bay of Biscay. Proceedings of the 3rd International Conference on Ocean Energy (ICOE), 6-8 October 2010, Bilbao, Spain, 6 pp.

Ferrer, L., Caballero, A., 2011. Eddies in the Bay of Biscay: A numerical approximation. J. Mar. Syst., 87 (2), 133-144.

Fontán, A., Mader, J., González, M., Uriarte, Ad., Gyssels, P., Collins, M.B., 2006. Marine hydrodynamics between San Sebastián and Hondarribia (Guipúzcoa, northern Spain): field measurements and numerical modelling. Sci. Mar., 70S1, June 2006, Barcelona, Spain, 51-63.

González, M., Uriarte, Ad., Fontán, A., Mader, J., Gyssels, P., 2004. Marine dynamics. In: Borja, A. & Collins, M. (Eds.), Oceanography and Marine Environment of the Basque Country, Elsevier Oceanography Series, 70, 133-157.

Koutsikopoulos, C., Le Cann, B., 1996. Physical processes and hydrological structures related to the Bay of Biscay anchovy. Sci. Mar., 60 (Supl. 2), 9-19.

Shchepetkin, A.F., McWilliams, J.C., 2005. The regional oceanic modeling system (ROMS): a split-explicit, free-surface, topography-following-coordinate oceanic model. Ocean Model., 9 (4), 347-404.

APLICACIÓN DE REDES NEURONALES AL ESTUDIO DE LAS ONDAS LARGAS

M. López[1], G. Iglesias[2], M. Veigas[1], E. García[3], A Rey[3]

[1] Universidad de Santiago de Compostela, Área de Ingeniería Hidráulica, Campus Universitario, s/n, 27002, Lugo, Lugo, mario.lopez@usc.es, josemiguel.veigas@usc.es
[2] School of Marine Science and Engineering, University of Plymouth, PL4 8AA, Reino Unido, gregorio.iglesias@plymouth.ac.uk
[3] Autoridad Portuaria de Ferrol San-Cibrao, Muelle Curuxeiras, s/n, 15401 Ferrol, A Coruña, egarcia@apfsc.es, arey@apfsc.es

RESUMEN

Las ondas largas representan un problema en ciertos puertos por su capacidad para excitar los principales modos naturales de oscilación de sus dársenas. Cuando esto sucede, las oscilaciones amplificadas que se originan pueden inducir movimientos en los buques que dificulten o incluso imposibiliten las operaciones de carga y descarga en los muelles.

Entre los diferentes mecanismos que generan ondas largas se encuentran los terremotos, los deslizamientos de laderas, los procesos atmosféricos o la interacción entre las ondas cortas. Este último mecanismo origina las ondas que suelen ser más problemáticas, puesto que sus menores periodos coinciden con mayor probabilidad con los modos propios de las dársenas.

Los modelos basados en la Inteligencia Artificial y, especialmente, en las Redes Neuronales se han empleado últimamente en la solución de diferentes problemas de ingeniería de puertos y costas como son: la determinación de la estabilidad de diques en talud (e.g. Iglesias et al., 2008), la reflexión en diques sumergidos (e.g. Castro et al., 2011), la estimación de las condiciones del oleaje en regiones costeras (e.g. Browne et al., 2007) o el análisis de la morfología de playas (e.g. Iglesias et al. 2010).

En este trabajo se plantea la aplicación de un modelo de red neuronal retroalimentada que determine la energía de onda larga en el interior de un puerto en base a los parámetros de onda corta en el exterior del mismo. Para entrenar y validar los modelos neuronales se parte de las medidas realizadas en el Puerto Exterior de Ferrol entre febrero y abril de 2011 (para más información consultar López et al., 2012), resultando un total de 335 casos. Se utiliza un método de validación cruzada tipo *k-fold* para determinar la mejor arquitectura y para estimar el error 'real' de la red seleccionada. Para evitar el sobre-aprendizaje se empleó el método de regularización Bayesiana.

Una vez seleccionada la mejor arquitectura, los resultados obtenidos mejoran los obtenidos con la formulación empírica propuesta por Bowers, 1992. Con este trabajo se demuestra la validez de los modelos basados en redes neuronales para el estudio y análisis de las ondas largas.

REFERENCIAS

Castro, A., Pinto, F.T., Iglesias, G., 2011. Artificial intelligence applied to plane wave reflection at submerged breakwaters. J. Hydraul. Res. 49 (4), 465–472.

Bowers, E.C., 1992. Low frequency waves in intermediate water depths. Proceed- ings of the 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Venice, Italy (1992), 832–845.

Browne, M., Castelle, B., Strauss, D., Tomlinson, R., Blumenstein, M., Lane, C., 2007. Near-shore swell estimation from a global wind-wave model: Spectral process, linear, and artificial neural network models. Coast. Eng. 54 (5), 445–460.

Iglesias, G., Diz-Lois, G., Pinto, F.T., 2010. Artificial Intelligence and headland-bay beaches. Coast. Eng. 57 (2), 176–183.

Iglesias, G., Rabuñal, J., Losada,M.A., Pachón, H., Castro,A., Carballo,R., 2008.A virtual laboratory for stability tests of rubble-mound breakwaters. Ocean Eng. 35 (11–12), 1113–1120.

López, M., Iglesias, G., Kobayashi, N., 2012. Long period oscillations and tidal level in the Port of Ferrol. Appl. Ocean Res. 38(0), 126-134.

HARBOR PARADOX: ESTUDIO INTEGRAL DE AGITACIÓN EN EL PORTO DO SON.

Fernando Lopez Mera[1] , Miguel A. Vigo Baz[1], Javier Sopelana[1], Gabriel Díaz Hernández[2], Jorge Álvarez Couceiro[3], Pedro Urquijo Gómez[3].

[1]. Aquática Ingeniería Civil. S.L. C/Areal 42, 2ºDcha 36201 Vigo. España; (+34) 981-116216; flopezmera@aquaticaingenieria.com,mvigo@aquaticaingenieria.com;jsopelana@aquaticaingenieria.com
[2]. Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria IH Cantabria" Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres nº 15. Santander, 39011, España; (+34) 942-201810; email: diazg@unican.es
[3] Portos de Galicia. Alférez provisional 5- 1º A Coruña. 15006, España; (+34) 981-182625; pedro.urquijo@xunta.es; jorge.alvarez.couceiro@xunta.es

INTRODUCCIÓN.

Esta ponencia constituye un ejemplo de aplicación y aprovechamiento práctico de los resultados obtenidos en el proyecto MARUCA (E17/08) "Acción estratégica en Energía y Cambio Climático", Ministerio de Fomento, con el objetivo de transferir la información del oleaje y ondas largas al interior de infraestructuras portuarias, en concreto para el estudio de alternativas de diseño del puerto de PortodoSon, A Coruña.

OBJETIVOS

El objetivo del trabajo es la realización de un estudio integral de agitación portuaria, para poder plantear diferentes alternativas que logren maximizar el abrigo en el puerto de PortodoSon, A Coruña.

Para conseguir estos objetivos se han asimilado las series de oleaje y ondas infragravitatorias, que el proyecto MARUCA aporta frente a la bocana de las Autoridades Portuarias a lo largo del litoral Español. Dicha base de datos, denominada DOW (Camus et al., 2013), consiste en series reconstruidas de los parámetros de oleaje espectral y formas espectrales reales, que han sido modificadas para la obtención de las ondas infragravitatorias vinculadas a cada estado de mar horario de 60 años de duración, siguiendo la técnica propuesta por Diaz et al (2011), que el presente estudio emplea como forzamiento principal de un modelo de agitación portuaria basado en la aproximación elíptica de la ecuación de la pendiente suave, tal y como se establece en Diaz et al. (2012).

Por lo tanto, este estudio demuestra la capacidad de propagar espectros dentro de los puertos que tienen la información de onda larga incluida para el diseño y mejora de una instalación portuaria Real.

METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DE LAS DINÁMICAS

La metodología que el presente estudio de agitación portuaria se basa en las recomendaciones de Diaz-Hernández et al. (2013), estableciendo algoritmos propios para adaptar dicha metodología al análisis del puerto de PortodoSon en A Coruña, cuya dársena exterior presenta problemas de agitación que no permiten el amarre de los barcos pesqueros y dificultan las maniobras de carga y descarga. Los pasos seguidos son los siguientes:

1. Adaptación de los espectros de oleaje y onda larga aportados por el proyecto MARUCA hacia la modelación numérica, identificación de los límites de periodos y direcciones y selección de los casos representativos a propagar siguiendo la técnica de Máxima Disimilitud propuesta por Camus et al., (2011a&b).
2. Propagación numérica de casos seleccionados con onda larga vinculada a varios niveles del mar, para obtener el coeficiente y el ángulo de propagación en cualquier punto dentro y fuera del puerto de estudio.
3. Obtener los regímenes medios anuales de agitación y resonancia portuaria para distintas alternativas y actuaciones geométricas propuestas al o largo del estudio.

RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos en las tres alternativas estudiadas demuestran que:

1. La distinta naturaleza de las dinámicas incidentes provoca que cada una de las alternativas se comporte de forma distintas ante las tres dinámicas estudiadas (sea, swell, onda larga).

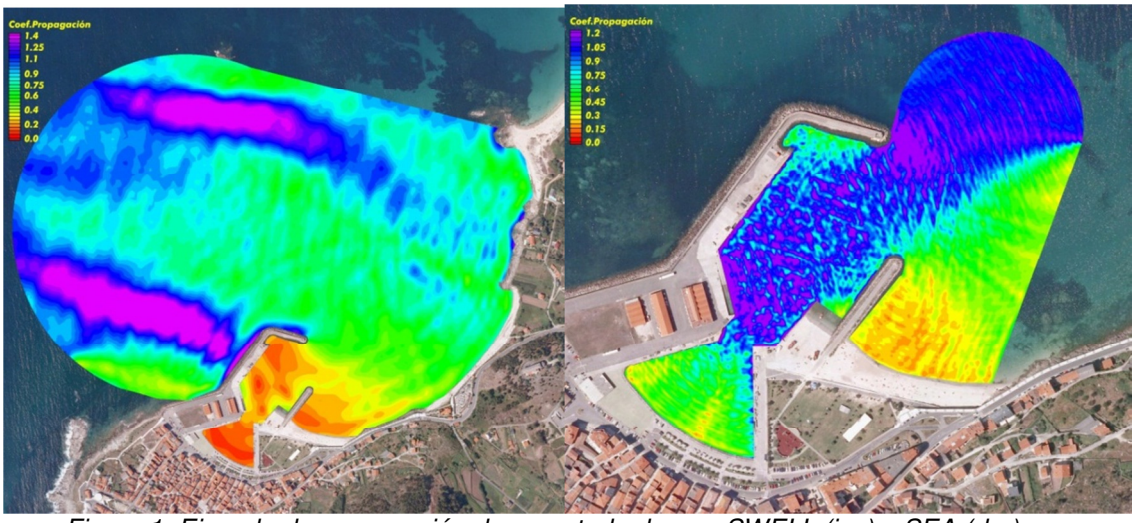


Figura 1. Ejemplo de propagación de un estado de mar SWELL (izq) y SEA (der)

2. Los efectos resonantes en la dársena provocan que las alternativas con menor agitación por oleaje de fondo (metodología tradicional de cálculo) no coinciden con las alternativas con menor agitación total.

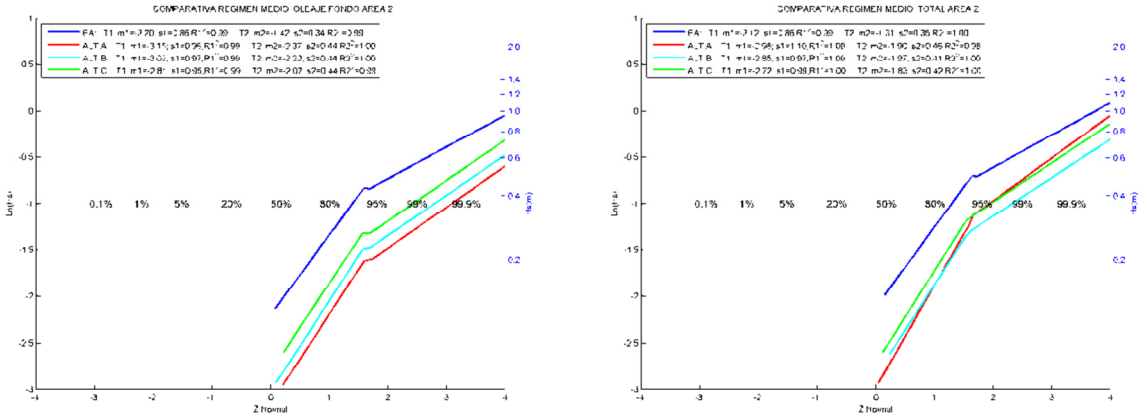


Figura 2. Regimenes de agitación por oleaje de fondo (izquierda) y oleaje total en un área.

REFERENCIAS.

Miles J., Munk W. 'Harbor paradox', Proc. Amer. Soc. civ. Engrs, J. Waterways and Harbor Divn 1961 87 (WW3), 111

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Cofiño A.S. (2011). Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 6, Pages 453-462.

Camus P., Mendez F.J., Medina R.. (2011) A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 9, Pages 851-862

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Tomas A., Izaguirre C. (2013), High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas, Coastal Engineering, Volume 72, February 2013, Pages 56-68, ISSN 0378-3839

Díaz G., Armesto J. A. Méndez F. J., Medina R., Losada I. J., Mera F. L., Vigo M. A. (2011) Metodología para la caracterización numérica de las ondas infra-gravitatorias en el litoral español. XI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Las Palmas de Gran Canaria.

Díaz G., Tomas A.. Lara J., Méndez F. Losada I.J. (2012) Caracterización histórica del oleaje y las ondas ifragravitatorias en el litoral español, aplicada a estudios integrales de agitación y resonancia portuaria. XII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Cartagena, del 7 al 8 de mayo de 2013 (en revisión).

Díaz-Hernandez G., Losada I.J., Medina R., Méndez F. (2013). Numerical estimation of infragravity waves from deep to shallow waters, applied to harbour disturbance studies. Coastal Engineering (en prparación).

METODOLOGÍA PARA LA PREDICCIÓN DEL OLEAJE BASADA EN PATRONES DE CIRCULACIÓN ATMOSFÉRICA

P. Camus Braña, M. Menéndez García, F.J. Méndez Incera, R. Medina Santamaría, I.J. Losada Rodríguez, R. Mínguez Solana, J. Pérez García, C. Izaguirre Lasa, A. Espejo Hermosa, V. Cánovas Losada, Y. Guanche García, A. C. Rueda Zamora

Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria Universidad de Cantabria C/Isabel Torres Nº15 39015. Santander. (camusp@unican.es)

INTRODUCCIÓN

El conocimiento del clima de oleaje del pasado y la estimación de cómo va a evolucionar en el futuro es esencial para un mejor diseño de las infraestructuras oceánicas y costeras. Tradicionalmente, la caracterización del clima marítimo se ha realizado a partir de información instrumental (boyas y altímetro de satélite), observaciones de barcos en ruta, y recientemente, reconstrucciones numéricas (hindcast o reanálisis) a partir de los reanálisis atmosféricos.

Actualmente se dispone de bases de datos de reanálisis atmosférico a escala global que se remontan hasta 1871 (20CR, Compo et al. 2011) y predicciones hasta 2100 para distintos escenarios de cambio climático, que suponen una valiosa información para mejorar el conocimiento de la variabilidad climática del oleaje. La proyección del oleaje a escala local, tanto a pasado como futuro, a partir de forzamientos atmosféricos se puede realizar mediante modelos numéricos (downscaling dinámico) o técnicas estadísticas (downscaling estadístico). El modelo estadístico permite una rápida proyección de las condiciones atmosféricas, frente al enorme esfuerzo computacional del downscaling dinámico. En este trabajo se presenta una metodología de downscaling estadístico para la predicción del oleaje basada en patrones de circulación atmosférica.

METODOLOGÍA

El modelo estadístico relaciona el clima marítimo a escala local (predictando) con la situación atmosférica generadora del oleaje a escala global (predictor). El modelo propuesto está basado en patrones atmosféricos, de tal manera, que cada dato de oleaje a escala local se asocia con el patrón más parecido a la situación atmosférica real que produjo dicho oleaje. Por tanto, para cada patrón atmosférico, se dispone de la colección de estados de mar asociados. El primer paso de la metodología consiste en definir el predictor más representativo en la generación del oleaje, tanto en el dominio espacial como en la escala temporal. En base al análisis de la energía del oleaje, se identifica el área de generación y el tiempo que tarda esa energía en alcanzar la localización donde se quiere predecir el oleaje. El siguiente paso consiste en la clasificación del predictor en una serie de tipos de tiempo (weather types), representativos de todas las posibles situaciones atmosféricas, mediante la técnica de agrupamiento k-medias (Camus et al., 2011). Por tanto, a partir de las probabilidades de ocurrencia de los distintos tipos de tiempo, bien en el pasado o en el futuro, y el oleaje asociado a cada patrón, se puede estimar el oleaje en el periodo de interés.

RESULTADOS

Se muestran los resultados de la metodología para la predicción del oleaje en la costa de Perú, por presentar unas características muy particulares. Se ha identificado un área de generación del oleaje tipo swell que abarca ambos hemisferios del Pacífico, con un tiempo propagación de la energía hasta la costa del orden de los 12 días, además del oleaje sea, generado localmente. Por tanto, el predictor se ha definido a partir de los gradientes medios

al cuadrado de las presiones al nivel medio del mar (directamente relacionada con la energía del viento) en los 12 días previos al predictando, en un área que abarca todo el Pacífico, y los gradientes medios diarios en un área local. El modelo estadístico se ha calibrado utilizando los datos de reanálisis atmosférico NCEP/NCAR (Kalnay et al., 1996) para el periodo 1948-1999 y el oleaje correspondiente de la base de datos GOW (Reguero et al., 2012). El modelo ha sido validado a escala mensual para el periodo 2000-2008.

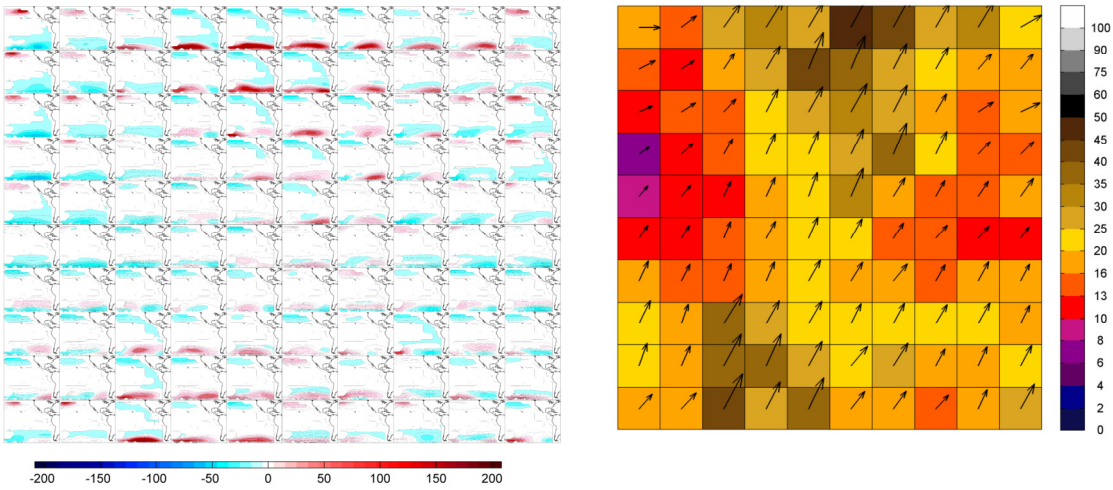


Figura 1. Patrones de circulación atmosférica (cuadrado de los gradientes de presión) para la predicción del oleaje en la costa de Perú. Flujo de energía (magnitud en Kw/m y dirección) asociado a cada tipo de tiempo.

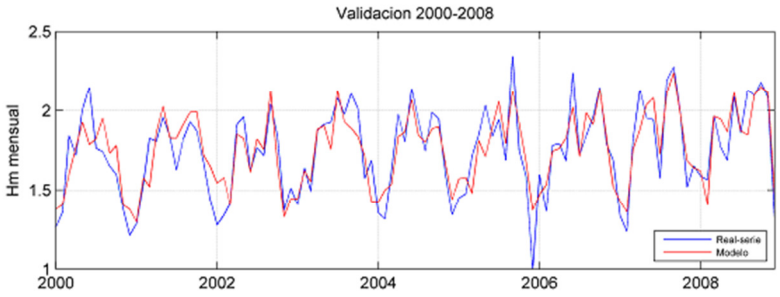


Figura 2. Validación de la altura de ola media mensual en la costa de Perú.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por los proyectos IMAR21 (BIA2011-2890) y PLVMA (TRA2011-28900) del Ministerio de Ciencia e Innovación.

REFERENCIAS

Camus, P., Méndez, F.J., Medina, R., 2011. Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. Coastal Engineering, (58) pp 453-462.

Compo, G.P., et al, 2011: The Twentieth Century Reanalysis Project. Quarterly J. Roy. Meteorol. Soc., 137, 1-28. DOI: 10.1002/qj.776

Kalnay, E., et al., 1996. The ncep/ncar reanalysis project. Bulletin of the American Meteorology Society 77, 437-471.

Reguero, B., Menéndez, M., Méndez, F.J., Mínguez, R. Losada, I. 2012. A Global Ocean Wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards. Coastal Engineering, (65) pp 38-55.

SISTEMAS DE OCEANOGRAFÍA OPERACIONAL DE ALTA RESOLUCIÓN: BAHÍA DE SANTANDER Y BAHÍA DE ALGECIRAS, DOS APROXIMACIONES DIFERENTES

S. Castanedo[1], A.J. Abascal[1], B. Pérez[1], M. Cárdenas[1], P. Camus[1], M. Olabarrieta[1], R. Medina[1], A. Tomás[1], I. Silanes[1], E. Cruzado[2], M. Pardo de Santayana[2]

[1]Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. C/ Isabel Torres nº 15, 39011 Santander (Cantabria), España. castanedos@unican.es

[2]CEPSA, Ribera del Loira, 50, 20042 Madrid, España

INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

Resulta evidente, en estos últimos años, el incremento de interés por parte de la sociedad y como reflejo, de las administraciones, en la prevención y respuesta ante derrames accidentales en el mar de hidrocarburos o cualquier sustancia nociva para el medioambiente, así como en el seguimiento de la calidad de las masas de agua. Esto se refleja en la promulgación de diferentes normativas nacionales e internacionales (Directiva 2000/60/CE, RD 253/2004 y RD 1695/2012), que establecen, entre otros aspectos, que el plan interior de contingencias de un puerto deberá incluir un estudio sobre la influencia de las condiciones meteorológicas y oceanográficas de la zona, en la evolución de posibles derrames de hidrocarburos y de sustancias nocivas y potencialmente peligrosas.

Para cumplir con estas normativas, es necesario disponer de aplicaciones numéricas que proporcionen tanto la predicción diaria de variables meto-oceánicas como la predicción de deriva de un posible vertido, con una adecuada resolución espacial y temporal. Por este motivo, en los últimos años se ha fomentado el desarrollo de sistemas de oceanografía operacional (OOS) (Olabarrieta et al., 2007). Sin embargo, la mayor parte de estos sistemas proporcionan información a escala regional (decenas de kilómetros) que es necesario transferir a la escala local (centenas de metros) y, más aún a la alta resolución (decenas de metros) necesaria en bahías, estuarios y dársenas. Este proceso conocido como downscaling (refinamiento) impone nuevos retos relacionados con modelado numérico, técnicas de computación, gestión y almacenamiento de datos, entre otros. Estos retos son a menudo inalcanzables para autoridades portuarias o compañías privadas que carecen de los recursos informáticos y/o humanos para generar estos sistemas. Por este motivo, es necesario desarrollar metodologías que pongan a su alcance la capacidad de obtener esta información.

En este trabajo se presentan dos sistemas operacionales de alta resolución basados, respectivamente, en técnicas de downscaling dinámico y estadístico. El primero de ellos, basado en downscaling dinámico, está siendo desarrollado en la Bahía de Santander y el segundo, basado en técnicas de downscaling híbrido (estadísticas y dinámicas) está siendo desarrollado en la Bahía de Algeciras. Productos resultantes de estos sistemas, a parte de los ya mencionados, serían: condiciones de operatividad de los puertos, condiciones de navegación en la bahía, o transporte de material dragado, entre otros.

SISTEMA OPERACIONAL DINÁMICO EN LA BAHÍA DE SANTANDER

El OOS de alta resolución es una actualización del sistema OPROMS desarrollado en el proyecto ESSEO. El sistema se anida, de forma operacional, al sistema oceanográfico MYOCEAN (http://www.myocean.eu/), de dónde se obtienen las condiciones iniciales y de contorno. Los forzamientos atmosféricos, cómo viento, presión atmosférica y flujos de calor, provienen de AEMET. El sistema de modelado utilizado es COAWST, que se basa en el acoplamiento de diferentes modelos (WRF, ROMS, SWAN) para resolver los diferentes procesos que se dan en las zonas costeras. Para conseguir la máxima resolución dentro de la Bahía de Santander, OPROMS se compone de tres mallas regulares anidadas en las que se pasa de una resolución de 600 metros a 20 metros en la malla más fina (véase la figura 1). Diariamente se proporcionan predicciones de corrientes, salinidad, temperatura del mar, nivel del mar y, en un futuro, viento y oleaje, con una resolución espacial de 20 m. Como tareas de esta implementación, se ha realizado una batimetría de alta resolución y se han llevado a cabo dos campañas de campo (julio 2012 y marzo 2013) de medidas hidrodinámicas para calibrar/validar el modelo.

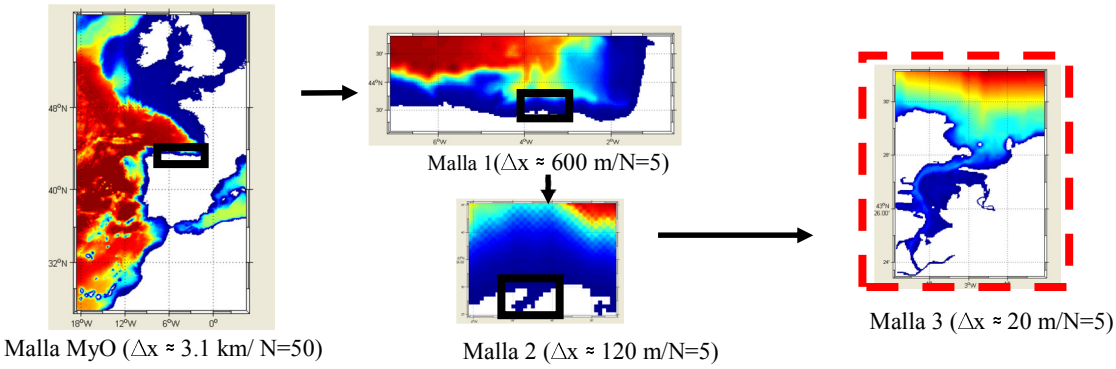


Figura 1. Esquema de anidamiento de mallas del OOS de la Bahía de Santander

SISTEMA OPERACIONAL HÍBRIDO EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS

El sistema operacional desarrollado está basado en la siguiente metodología:

1) Selección y clasificación de bases de datos de reanálisis (históricas) de larga duración mediante técnicas de análisis de componentes principales (PCA) y máxima disimilitud (MDA). Como resultado de la selección y clasificación se obtienen las condiciones océano-meteorológicas (a escala regional) representativas de la zona de estudio.
2) Propagación de los casos seleccionados mediante la utilización de modelos del estado del arte. Como resultado se generan bases de datos de alta resolución de viento, oleaje, corrientes y niveles en la zona de estudio.
3) Aplicación de técnicas de *downscaling* estadístico, basadas en el método de análogos (Camus et al. 2009). Dadas las previsiones diarias océano-meteorológicas a escala regional (2-3 días), se obtienen las predicciones horarias en la zona de estudio (escala local).
4) Predicciones automáticas o a demanda de la trayectoria de un derrame utilizando el modelo de transporte de hidrocarburos TESEO (Abascal et al., 2007).
5) Cálculo de los niveles de operatividad y seguridad en las operaciones de carga y descarga y su evolución temporal.
6) Integración de todo el sistema en una *Web-app* que gestione la conexión automática a los servidores proveedores de datos, la ejecución de los modelos y la visualización de resultados.

El sistema está siendo validado mediante ejercicios de lanzamiento y seguimiento de boyas de deriva, y está siendo probado por la compañía petrolera CEPSA como herramienta de ayuda en la lucha contra la contaminación.

REFERENCIAS

Abascal, A.J., Castanedo, S., Gutierrez, A.D., Comerma, E., Medina, R., Losada, I.J., 2007. TESEO, an Operational System for Simulating Oil Spills Trajectories and Fate Processes. ISOPE-2007 (International Offshore (Ocean) and Polar Engineering Conference), (3) 1751-1758.

Camus, P., Mendez, F.J., Medina, R., Losada, I.J. Cofiño, A.S. and Gutierrez, J.M., 2009. Statistical Downscaling in Multi-dimensional Wave Climate Forecast, Geophysical Research Abstracts, Vol. 11, EGU2009-10243, 2009 EGU General Assembly.

Olabarrieta, M., S. Castanedo, A.D. Gutiérrez. (2007). A local Operational Oceanography model. Procedures to establish a local operational oceanography model and its application in the Cantabrian coast of Spain. Sea Technology, Vol. 49, Nº 8, pp. 25-29.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el programa europeo *Transnational Programme, Atlantic Area, ERDF Funding* en el marco del proyecto SPRES, por CEPSA y por los proyectos ATHENEA (IPT-2012-0952-310000, Ministerio de Economía y Competitividad), MARUCA (E17/08, Ministerio de Fomento) y C3E (20080050084091, Ministerio de Medio Ambiente, Rural y Marino). Los autores agradecen a AZTI-Tecnalia la colaboración prestada dentro del proyecto SPRES. Se agradece a Puertos del Estado, AEMET, MyOcean y Albatros los datos proporcionados para ambos sistemas.

PREVISIÓN DE AGITACIÓN MEDIANTE OLEAJE ESPECTRAL EXTERIOR PROPAGADO HASTA EL INTERIOR DE UN RECINTO PORTUARIO. PUERTOS EXTERIORES DE FERROL, A CORUÑA EN LANGOSTEIRA Y BILBAO. PUERTO DE VALENCIA

M. García Mañes[1], A. Navarro Sáez[2], M. Gómez Lahoz[3], C. Toledano Lozano[4]

[1] *Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, C/ Antonio López, 81, 28026 Madrid, mgmanes@cedex.es*
[2] *Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, C/ Antonio López, 81, 28026 Madrid, alicia.navarro@cedex.es*
[3] *Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 1, 28042 Madrid, marta@puertos.es*
[4] *Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 1, 28042 Madrid, ctoledano@puertos.es*

RESUMEN

Partiendo del sistema de predicción local de oleaje para la autoridad portuaria o Sistema Autónomo de Predicción de Oleaje (SAPO) en un punto exterior al recinto portuario, se trata de predecir la agitación interior en un punto donde se encuentra localizado un mareógrafo radar MIROS, que le da nombre al punto, efectuando para ello la transformación del oleaje, mediante un modelo lineal elíptico de pendiente suave (*mild slope*), desde el punto SAPO hasta el punto MIROS.

Determinado el oleaje o agitación en el punto interior, se compara con el medido por el mareógrafo en dicho punto y en función de la bonanza del ajuste, se extrapolan los resultados a todos los puntos de agua (sobre una malla discreta) del área interior de interés (muelles y líneas de atraque).

La comparación entre los valores de altura de ola significante, calculados y medidos, en el punto MIROS se lleva a cabo con uno o más temporales del entorno marítimo del puerto, ocurridos durante un periodo de tiempo, significativo (entre dos y tres meses) para la zona de estudio, con el fin de dar la mayor fiabilidad posible a los resultados obtenidos. En su caso, se tienen en cuenta, además, los valores de una boya direccional exterior al área portuaria.

Dado que la predicción de oleaje exterior se realiza a través de registros espectrales de 85 horas de duración (85 espectros de hora en hora), siendo los 12 primeros espectros de análisis y los 73 restantes de predicción (3 días), se puede, mediante la metodología numérica que aquí se propone, llegar a tener una previsión de la agitación interior en las zonas de interés con 3 días de antelación.

METODOLOGÍA

El desarrollo de la metodología numérica propuesta tiene en cuenta los siguientes puntos:

1. Generación de oleaje espectral en el punto Sapo seleccionado.
2. Transformación del oleaje desde el punto de generación hasta el punto interior de referencia (punto Miros), mediante un modelo elíptico lineal de pendiente suave o *mild slope*. Construcción de una malla de cálculo.
3. Espectro en el punto Sapo y espectro, homólogo transformado, en el punto Miros.
4. Comparación de alturas de ola significativas o significantes en el punto Miros, entre valores medidos por el radar y calculados mediante los modelos numéricos, a lo largo de la duración de un registro espectral de 85 horas. Análisis sobre varios temporales significativos del clima marítimo de la zona y validación de los resultados obtenidos.
5. Extrapolación de los cálculos realizados en el punto de referencia (Miros) a todos los puntos de agua que conforman el área portuaria. Obtención de la previsión de oleaje en el interior con tres días de antelación.

GENERACIÓN DEL OLEAJE EN EL PUNTO SAPO.

Mediante el modelo SWAN (*Simulating Waves Nearshore*), adaptado a las costas españolas por el Área de Medio Físico de Puertos del Estado, se genera el oleaje espectral, en un punto (Sapo) de una cuadrícula del entorno del recinto portuario que recoje los oleajes que afectan a la zona de interés. En la figura 1 puede observarse, para el caso del puerto exterior de A Coruña en Langosteira, la cuadrícula con una resolución de 200m x 200m y la posición del punto Sapo seleccionado.

El forzamiento en el modelo viene dado por el campo de vientos generado a su vez por el modelo HIRLAM de la Agencia Estatal de Meteorología.

Los resultados aparecen en registros con 85 espectros direccionales cada uno, de hora en hora, correspondientes a una fecha concreta, que coincida con un temporal en la zona o al menos con un estado de mar de los más severos ocurrido en la misma. Las 12 primeras horas (12 espectros) son de análisis y las 73 restantes de predicción.

Cada espectro está discretizado en un número fijo de direcciones, *ND*, en función de la zona, separada entre sí un ángulo constante, $\Delta\alpha$, de modo que $ND \times \Delta\alpha = 360º$, así como en un número fijo de frecuencias, $NF = 25$, con incremento frecuencial Δf variable, que en términos de periodos abarcan desde 24 hasta 2.4 segundos aproximadamente:

$f_1 = 0.04177248 H_z\ (T_1 \approx 23.94s), f_2 = f_1 \times 1.1 = 0.045949727 H_z\ (T_2 \approx 21.76s), f_3 = f_2 \times 1.1 = 0.050544669\ (T_3 \approx 19.78s), \cdots, f_{25} = f_{24} \times 1.1 = 0.41144775 H_z\ (T_{25} \approx 2.43s)$.

En las figuras 2 y 3, pueden apreciarse, de forma gráfica, dos espectros, separados 12 horas, correspondiente a un registro en la zona de Langosteira, sobre el 8 de Abril de 2013 observándose su evolución en los valores de la densidad de energía espectral, expresada en $\frac{m^2}{H_z \cdot grados}$, representada sobre el eje vertical. En cada uno de los espectros quedan reflejados los valores de los parámetros espectrales: Altura de ola significante en metros (H_s), Dirección media del espectro (*Dir*), dirección media en el pico (*Dirp*), así como el periodo de pico (T_p). En concreto, el valor de H_s, se obtiene mediante la fórmula:

$$H_s^{Sapo} = 4\sqrt{\sum_{i=1}^{ND}\left(\sum_{j=1}^{NF} S_{ij}^{Sapo}\Delta f_j\right)\Delta\alpha}$$

donde S_{ij}^{Sapo}, es la densidad de energía espectral relativa a la dirección i y a la frecuencia j , y $\Delta f_j = \left(\sqrt{1.1} - \frac{1}{\sqrt{1.1}}\right) f_j$, es el incremento frecuencial relativo a la frecuencia f_j.

Las 48 direcciones indicadas en las dos figuras con $\Delta\alpha = 7.5º$, se corresponden con:

$Dir1 = 41.25º$ $Dir5 = 11.25º$ $Dir9 = -18.75º$ $Dir13 = -48.75º$ $Dir17 = -78.75º$
$Dir21 = 251.25º$ $Dir25 = 221.25º$ $Dir29 = 191.25º$ $Dir33 = 161.25º$ $Dir37 = 131.25º$
$Dir41 = 101.25º$ $Dir45 = 71.25º$ $Dir48 = 48.75º$

siendo N=0º y valores positivos en el sentido de las agujas del reloj. Se observa que la energía se concentra en el entorno de los oleajes procedentes del WNW-NW (-67.5º,-45º) y entre los periodos de 6 a 11s.



Figura 1

07-04-2013 (12h), Hs=1.69m, Dir=278º, Dirp=274º, Tp=8.39s

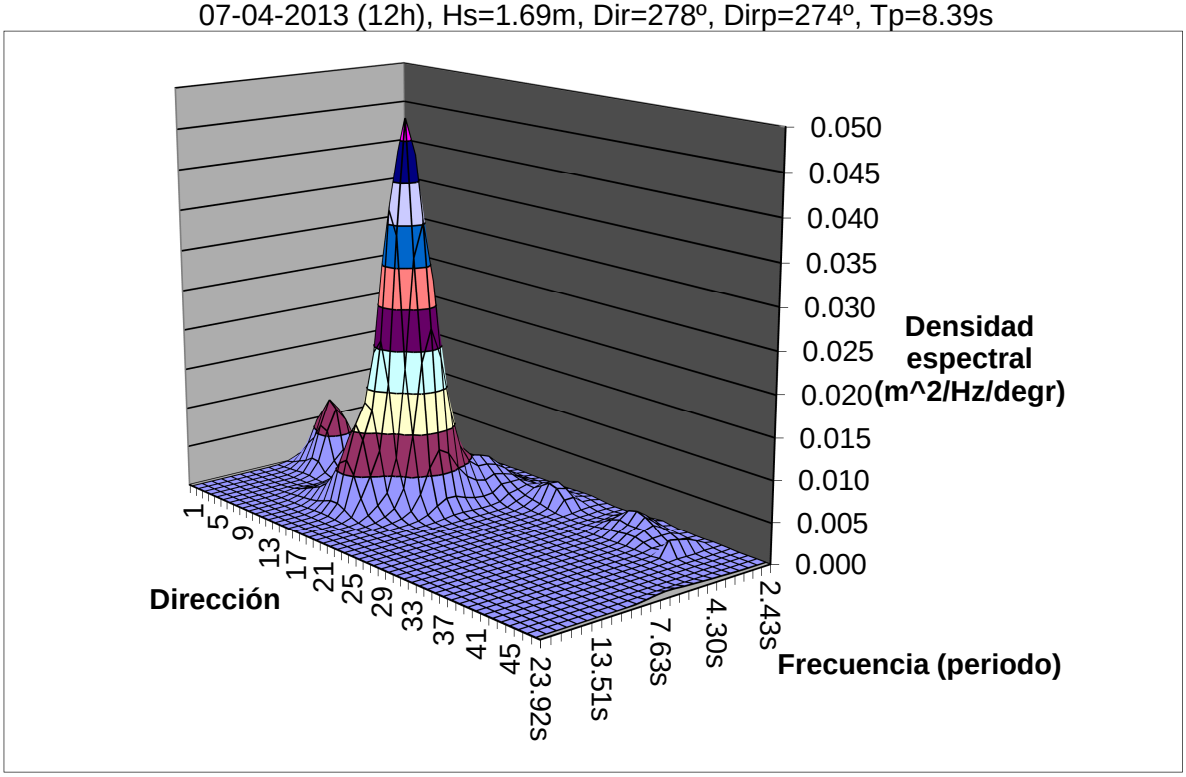


Figura 2

08-04-2013 (00h), Hs=2.03m, Dir=289º, Dirp=289º, Tp=9.23s

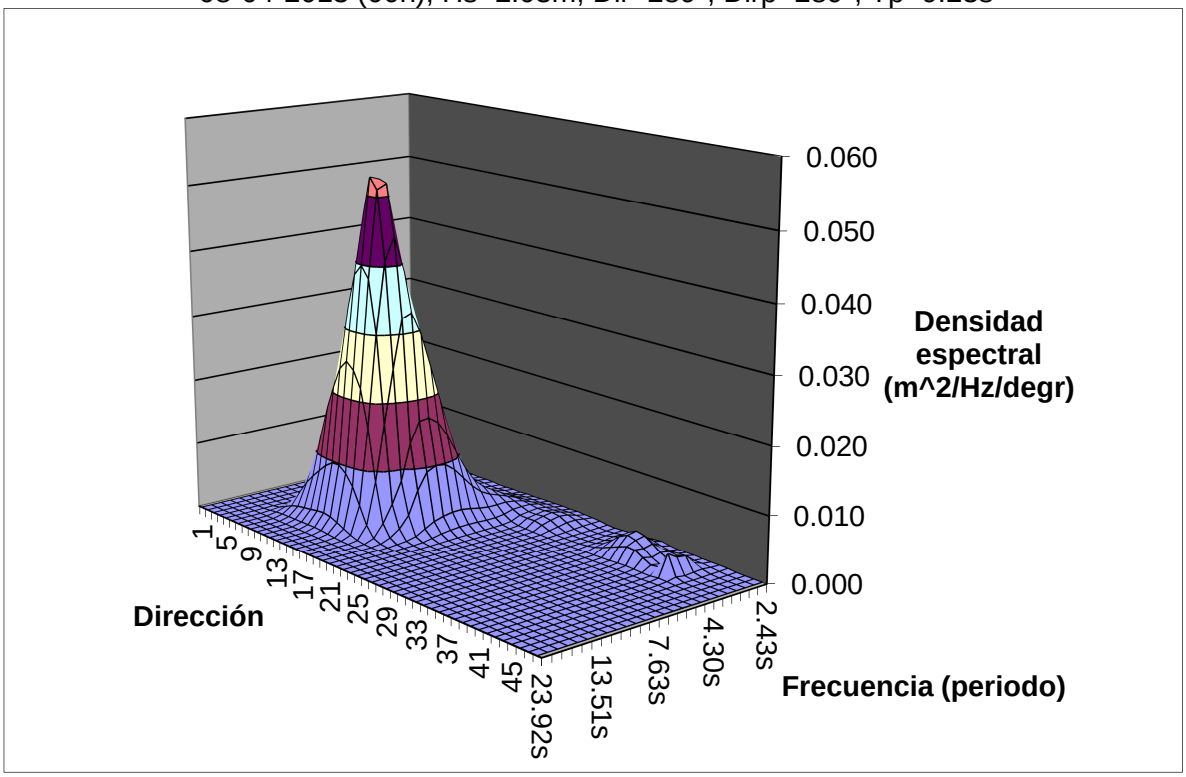


Figura 3

TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE. MODELO ELÍPTICO. MALLA DE CÁLCULO

Para transformar el oleaje generado en el punto Sapo hasta el punto de ubicación del mereógrafo radar (punto Miros), se ha utilizado un modelo elíptico lineal de pendiente suave (*mild slope*), MDSL, desarrollado en el CEDEX, que contempla los fenómenos de refracción

del oleaje por fondo, difracción por fondo y por la presencia de obstáculos tales como el morro del dique de abrigo, así como la reflexión en los diversos paramentos contemplados en el área modelada.

Se parte de la construcción de una malla rectangular discreta con un incremento espacial constante en ambas direcciones ($\Delta x = \Delta y = 6m$, en el caso de Langosteira), que englobe en su interior el punto exterior (Sapo) y el recinto portuario, orientada de modo que las direcciones de interés del oleaje incidente queden bien representadas. Sobre dicha malla se establece un problema de contorno elíptico. La ecuación que rige el proceso hidrodinámico es la del potencial de altura de Berkoff (*mild slope equation*), discretizada en diferencias finitas. En la figura 4 puede observarse, para el caso de Langosteira, la malla de cálculo utilizada, las direcciones del oleaje incidente que afectan a la dársena y la ubicación de los puntos: Sapo, Miros así como el correspondiente a la boya direccional que la Autoridad Portuaria de A Coruña mantiene en el exterior de la nueva dársena.

La condición de contorno en el borde abierto, a la profundidad del punto Sapo, corresponde al flujo de agua de oleajes monocromáticos, u ondas regulares, de periodos desde 5 hasta 24 segundos y alturas de ola de 1m en todos los casos. El resto de condiciones de contorno, se establecen sobre los paramentos naturales o artificiales. Así:

1. Reflexión total en paramentos verticales con coeficientes de reflexión (c.r. o cociente entre altura de ola reflejada y altura de ola incidente) del orden de 1 ó 0.9.
2. Reflexión parcial en paramentos en talud o de escollera (c.r en torno de 0.5) y en escolleras naturales del borde costero incluido en la malla (c.r. en torno de 03, 0.4).
3. Reflexión nula o absorción total (c.r=0) en los paramentos enfrentados al oleaje incidente cuya reflexión no afecta al interior del área portuaria, así como, en su caso, en zonas de playa. Las figuras 5 y 6 corresponden respectivamente, a la batimetría en la malla de cálculo y a la distribución de los coeficientes de reflexión (en el caso de la dársena de Langosteira.

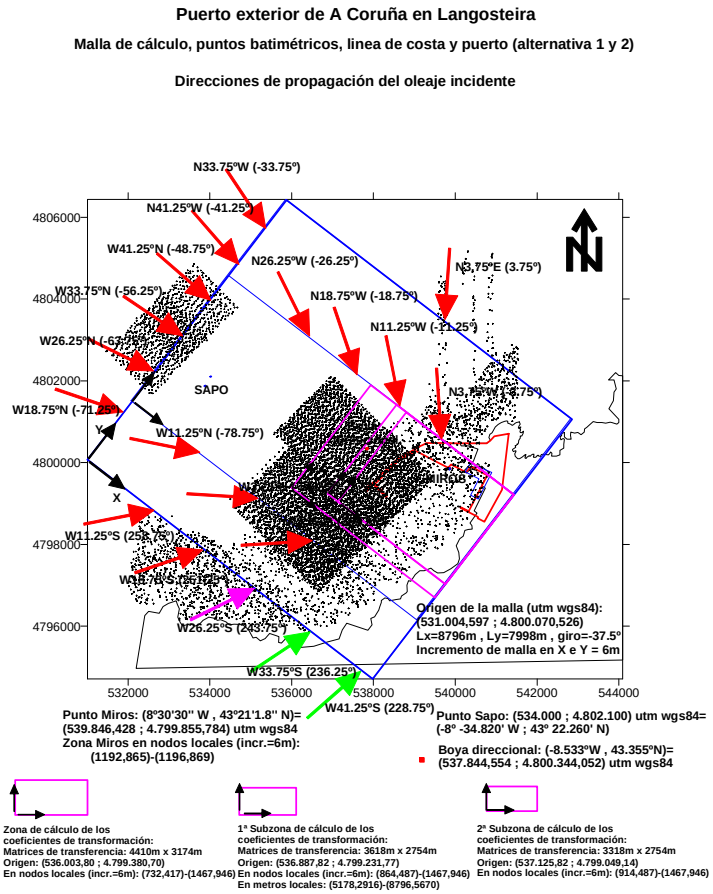


Figura 4

Son precisamente los coeficientes de reflexión los que, seleccionados de forma realista, permiten ajustar, en el punto Miros, los valores de altura significante, H_s, calculados con los medidos por el radar.

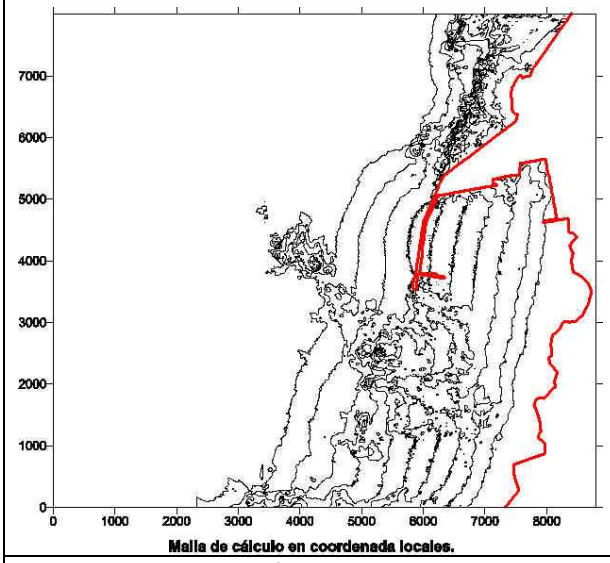


Figura 5

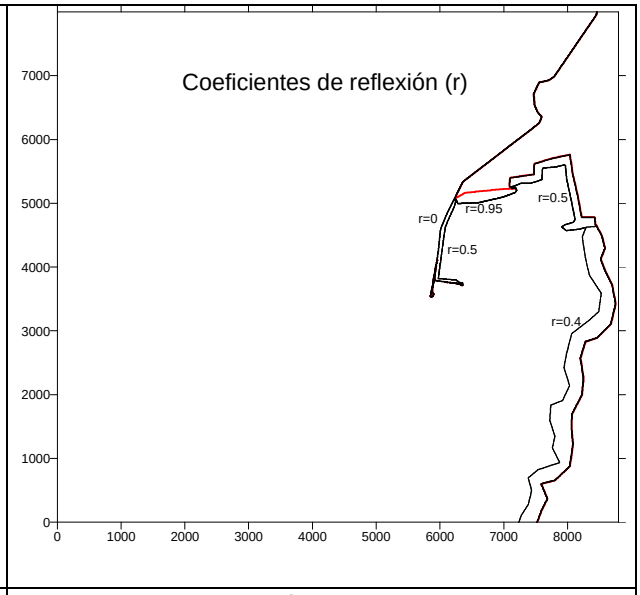


Figura 6

El borde abierto de la malla de cálculo varía en función de la dirección del oleaje incidente. En el caso que sirve de referencia (dársena de Langosteira) las direcciones de ensayo son 19 como se indica en la figura 4 y los bordes de entrada corresponden a los lados norte, oeste y sur, como se aprecia en la figura, pudiendo ser la incidencia no solo perpendicular al borde correspondiente sino formar un ángulo menor de 90º. Los ensayos se realizan para para cada una de las direcciones de interés (19 en el caso referido) y para cada uno de los 20 periodos entre 5s y 24s de segundo en segundo.

Como resultados, la aplicación del modelo elíptico arroja para cada punto o nodo de agua de la malla discreta, n, el coeficiente adimensional de transformación del oleaje, definido como:

$$K_{ij}^{n} = \frac{H_{ij}^{n}}{H_0}$$

donde H_{ij}^{n} es la altura de ola calculada, en el punto n, correspondiente a la dirección i, $(i = 1,2,\cdots,19)$ en el caso de Langosteira, y al periodo T_j, $(T_5 = 5s, T_6 = 6s, \cdots, T_{24} = 24s)$, y $H_0 = 1m$, la altura de ola a la entrada al modelo. Por tanto: $K_{ij}^{n} = H_{ij}^{n}$.

Los periodos de 3 y 4 segundos no se han ensayado por restricciones de aplicabilidad del modelo pero dado que los valores de la densidad espectral para dichos periodos, que aparecen en los registros analizados, son significativos, se han considerado, de forma aproximada, los mismos valores para el coeficiente de transformación que el correspondiente a 5s. Los periodos de 1s y 2s tampoco han sido ensayados y dado que la energía asociada a los mismos es prácticamente absorbida por los paramentos de defensa del recinto portuario, los coeficientes de transformación se han considerado de valor cero.

Para la reconstrucción del espectro del oleaje en el punto interior (Miros), asociado a un espectro en el punto exterior o Sapo, se tiene en cuenta la relación existente entre densidades espectrales y alturas de ola significantes en ambos puntos:

$$\frac{S_{ij}^{Sapo}}{S_{ij}^{Miros}} = \left[\frac{H_{ij}^{Sapo}}{H_{ij}^{Miros}}\right]^2$$

Dado que para una altura de ola de $1m$ en el punto Sapo ($H_{ij}^{Sapo} = 1$), la altura de ola en el punto Miros es precisamente el coeficiente de transformación: $H_{ij}^{Miros} = K_{ij}^{Miros}$, la densidad

espectral en el punto Miros se calcula, para cada dirección i y para cada una de las 24 frecuencias f_j ($f_1 = 1H_z, f_2 = \frac{1}{2}H_z, \cdots, f_{24} = \frac{1}{24}H_z$), a partir de la expresión:

$$S_{ij}^{Miros} = \left[K_{ij}^{Miros}\right]^2 S_{ij}^{Sapo}$$

Con las densidades espectrales en el punto Miros y de la misma forma que se ha indicado para el punto Sapo, la altura de ola significante calculada en el punto Miros se obtiene mediante la fórmula:

$$H_s^{Miros} = 4\sqrt{\sum_{i=1}^{ND}\left(\sum_{j=1}^{NF} S_{ij}^{Miros}\Delta f_j\right)\Delta\alpha}$$

Donde ahora el incremento frecuencial utilizado para cada frecuencia es: $\Delta f_j = \frac{1}{T_j - \frac{1}{2}} - \frac{1}{T_j + \frac{1}{2}}$ dado que la secuencia de frecuencias es distinta a la original de los espectros en el punto Sapo.

Como ejemplos gráficos de los resultados arrojados por el modelo elíptico, se incluyen, en la figura 7, 4 gráficas del caso de Langosteira. Corresponden a dos de las direcciones del oleaje monocromático de un metro de altura de ola ensayado y para cada dirección, los periodos de ensayo extremos: 5s y 24s. Se observa la incidencia oblicua del oleaje, por el lado norte de la malla, en un caso, y por el lado sur en otro, y como, por tanto, la zona válida de los resultados es la que incluye la dársena.

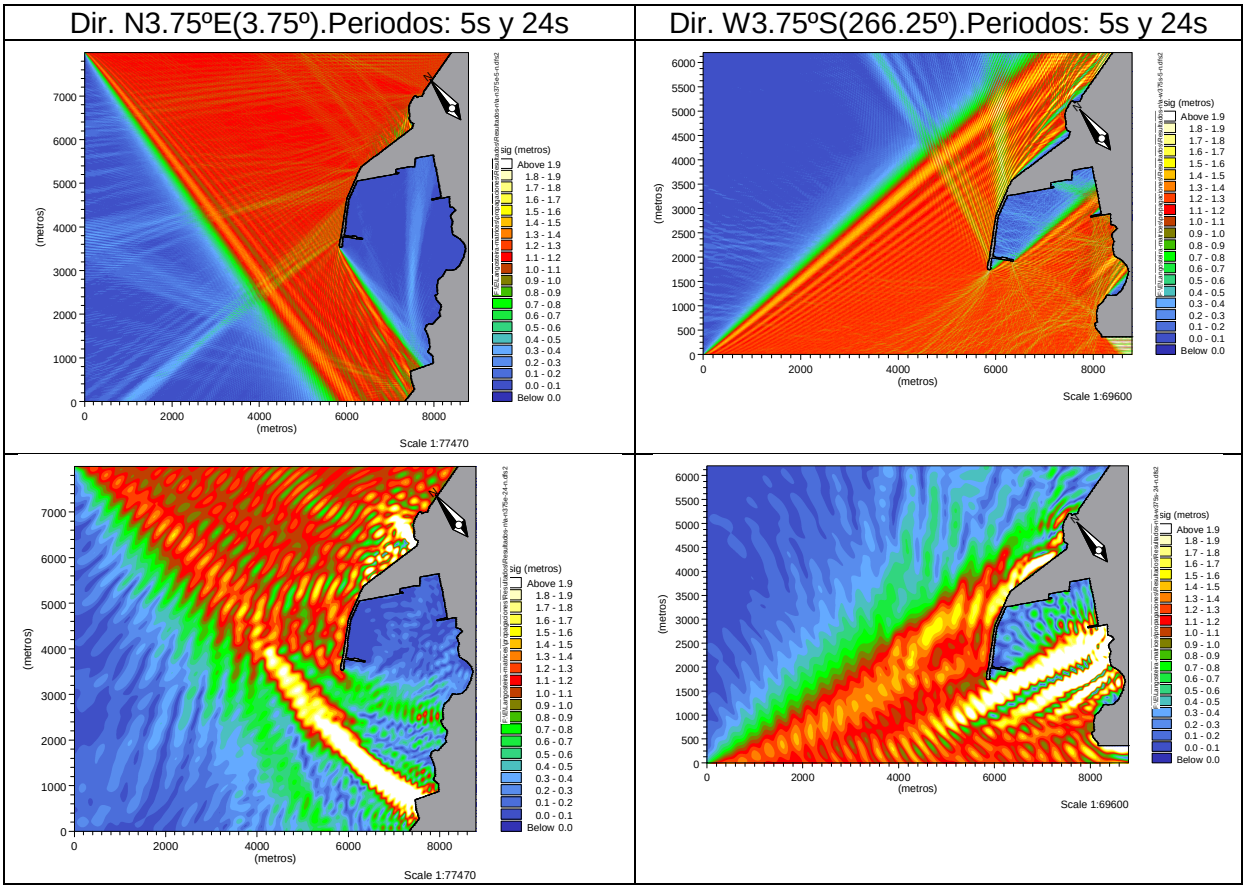


Figura 7

ESPECTROS HOMÓLOGOS EN EL PUNTO SAPO Y EN EL PUNTO MIROS.

Se incluyen a continuación (Figuras 8 y9), como ejemplo de los cálculos especificados, y de forma gráfica, los espectros de los oleaje generados en el punto Sapo y sus homólogos transformados, en el punto Miros. El registro espectral utilizado corresponde al caso de Langosteira y al temporal habido sobre el 10 de Abril de 2013. Del registro de 85 horas,

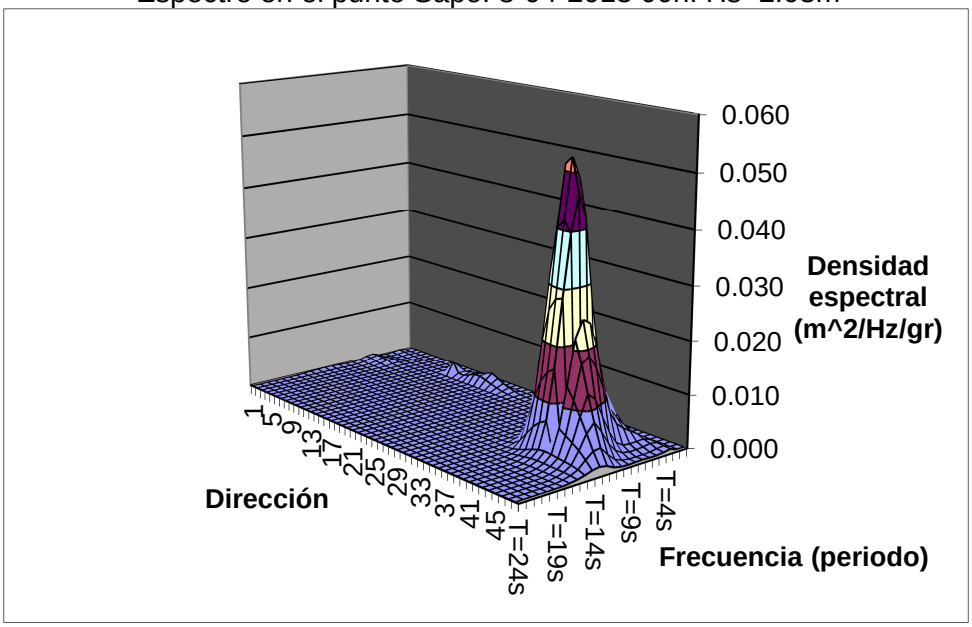
solamente se hace referencia a los instantes: 8-04-2013 a las 00h y 10-04-2013 a las 00h. La gráficas, van acompañadas de los valores espectrales de H_s en ambos puntos pudiéndose apreciar la evolución del temporal en 48h de predicción del registro. Las 48 direcciones que aparecen en el eje se corresponden, ahora, con:

$Dir1 = 3.75º$ $Dir5 = 33.75º$ $Dir9 = 63.75º$ $Dir13 = 93.75º$ $Dir17 = 123.75º$
$Dir21 = 153.75º$ $Dir25 = 183.75º$ $Dir29 = 213.75º$ $Dir33 = 242.75º$ $Dir37 = 273.75º$
$Dir41 = 303.75º$ $Dir45 = 333.75º$ $Dir48 = 356.25º$

y las frecuencias o equivalentemente los periodos, con: ($T_1 = 1s, T_2 = 2s, \cdots, T_{24} = 24s$).

Se observa, como en las gráficas espectrales anteriores, la concentración de la energía en el entorno de las direcciones WNW-NW (-67.5º o 292.5º,-45º o 315º) y entre los periodos de T=6s a T=11s.

Espectro en el punto Sapo: 8-04-2013 00h. Hs=2.03m



Espectro en el punto Miros: 8-04-2013 00h. Hs=0.52m

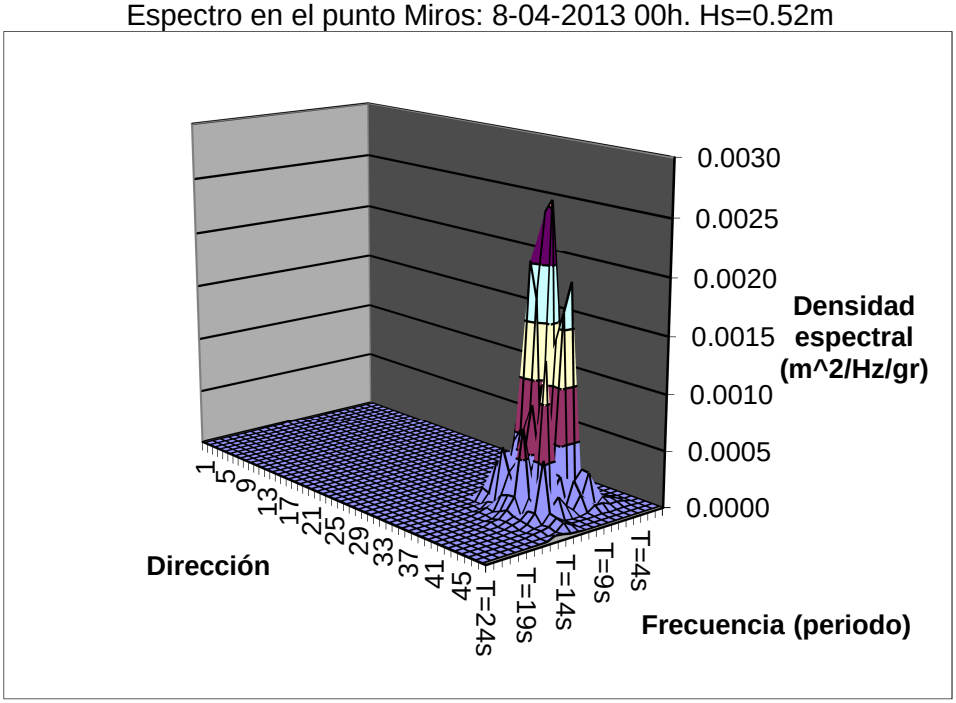
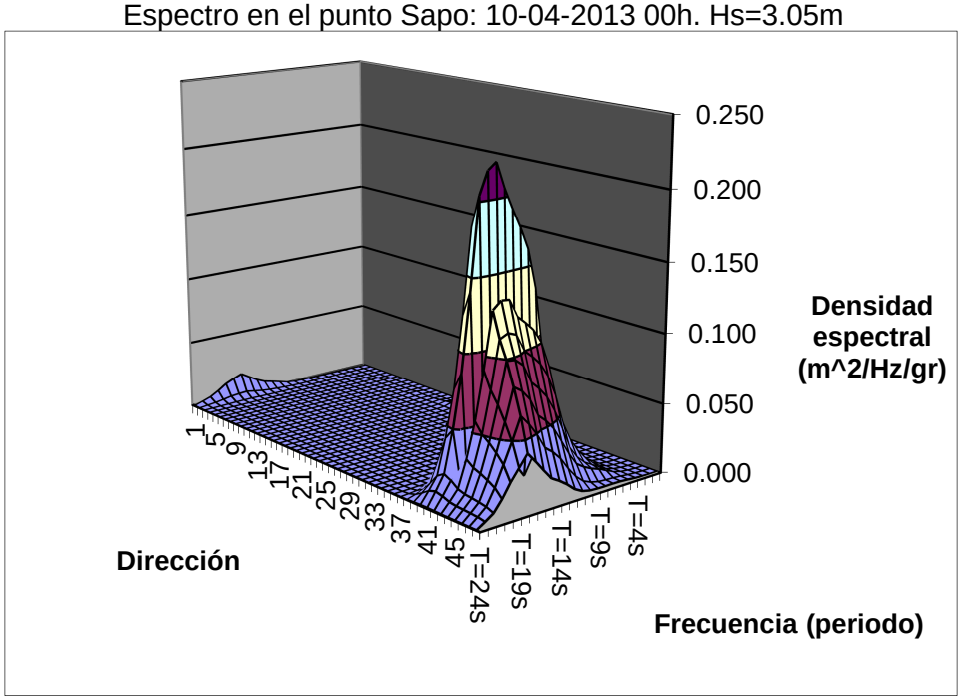


Figura 8

Espectro en el punto Sapo: 10-04-2013 00h. Hs=3.05m



Espectro en el punto Miros: 10-04-2013 00h. Hs=0.63m

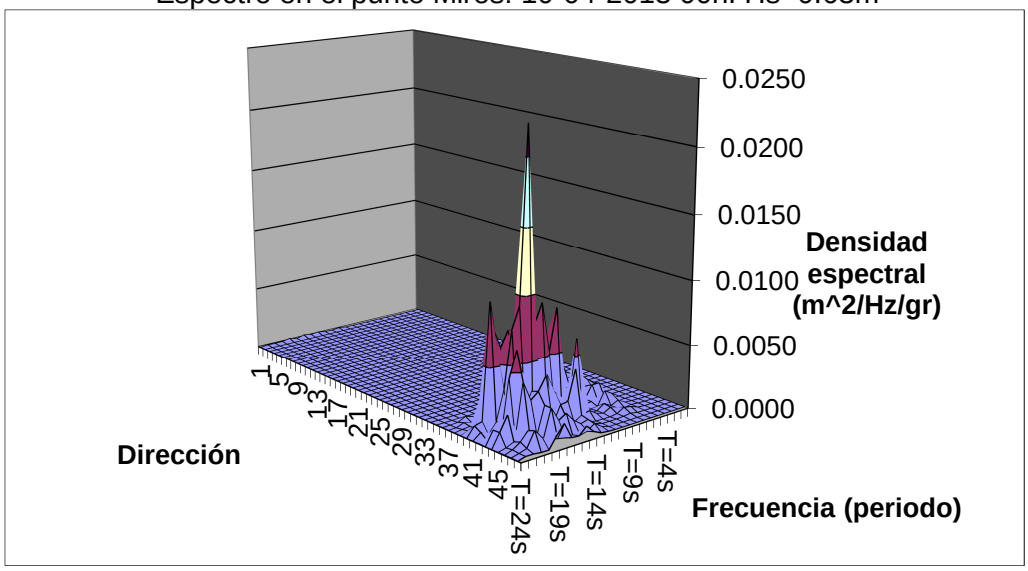


Figura 9

COMPARACIÓN DE SERIES TEMPORALES DE ALTURA SIGNIFICANTE MEDIDA Y CALCULADA, EN EL PUNTO MIROS, EN EL TRANSCURSO DE UN TEMPORAL DE LA ZONA.

Puerto exterior de A Coruña en Langosteira.

Se han seleccionado dos temporales, uno sobre el 17 de Marzo de 2013 y otro sobre el 10 de Abril en el que se alcanzan, en ambos, una altura significante, en el punto Sapo, del orden 4.5m. Los resultados obtenidos, en términos de la altura de ola significante (H_s) calculada con la metodología numérica: generación del oleaje con el modelo SWAN y transformación del mismo hasta el interior de la dársena, punto Miros, con el modelo elíptico MDSL, se comparan con los valores de H_s medidos por el radar.

Se incluyen, en las figuras 10 y 11, dos gráficas en cada una, que se complementan y ayudan a entender las posibles discrepancias entre ambos valores de H_s. Se corresponden con los temporales referidos de Marzo y Abril de 2013.

En la gráfica superior, se representan tanto los valores medidos como los calculados, en el punto Miros, así como la dirección media del oleaje correspondiente a cada espectro del registro. En la inferior se incluyen representaciones de las direcciones medias de los espectros en el punto Sapo (incluida también en la gráfica superior) y en el punto de ubicación de la boya direccional, externa a la dársena, así como los valores de H_s en el Sapo y en la boya. Cada curva cubre un rango de 85 horas, como corresponde a cada registro espectral de 85 espectros, de hora en hora, cada uno. Como ya se ha comentado las 12 primeras horas son de análisis y las 73 restantes (3días) de predicción.

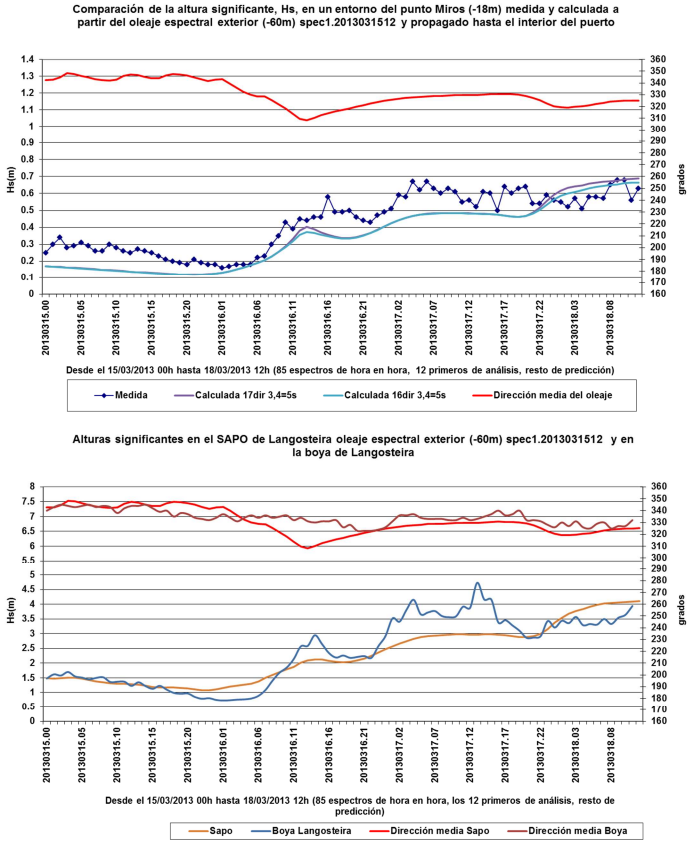


*Figura 10. Comparación entre valores calculados y medidos. Langos*teira

Indicar que para los valores de H_s calculados en el punto Miros se ha reducido el número de direcciones que afectan a la dársena, suprimiendo las dos más meridionales que prácticamente son direcciones de tierra que no afectan a la misma (se ha pasado de 19 a 17). También se ha hecho una prueba con sólo 16 direcciones (eliminando las tres con más componente Sur) y las diferencias con el caso de 17 no son significativas.

Se observa, en general, un buen ajuste entre valores de H_s, medidos y calculados en el punto Miros. La máximas diferencias, del orden de 10cm-20cm, tienen fácil explicación porque las correspondientes diferencias entre los valores de H_s en el punto Sapo y en la boya exterior son del orden de 1m-2m. Es lógico que si los valores generados en el Sapo son inferiores a los medidos por la boya, los correspondientes valores calculados en el punto Miros (basados en los del punto Sapo) sean, también, inferiores a los medidos por el radar y viceversa

A veces la explicación entre las diferencias observadas no es tan fácil, en cuyo caso cabe achacarlas a la complicada batimetría de la zona, que como en Langosteira, presenta importantes bajos hacia la bocana de la dársena, donde se encuentra la boya direccional, y que puede que los oleajes, sobre todo los de periodos altos se peralten a su paso por los mismos. Es lo que ocurre en el siguiente temporal de Abril, aunque la aproximación en general es, también, aceptable.

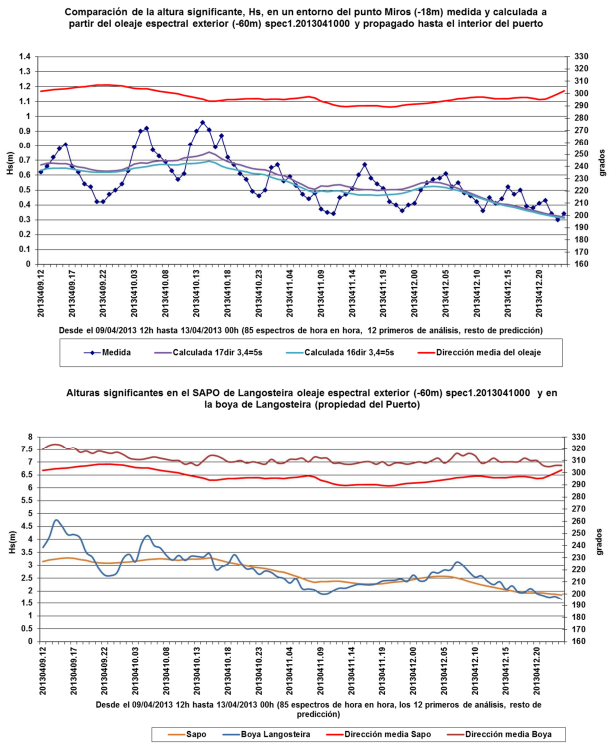


*Figura 11. Comparación entre valores calculados y medidos. Langos*teira

Puerto exterior de Ferrol

Un estudio similar al hecho en Langosteira, arroja, también una buena concordancia entre valores de H_S, medidos por el radar y calculados con la metodología propuesta.

Se presentan a continuación varías figuras (12, 13 y 14) en las que aparecen el puerto exterior, la malla de cálculo utilizada en este caso, con las direcciones del oleaje incidente, así como dos gráficas con la comparación entre valores medidos y calculados en el punto de referencia Miros. El temporal analizado corresponde al que tuvo lugar entre el 8 y 9 de Marzo de 2012 en el que se alcanzaron, en el punto exterior (Sapo), alturas significantes del orden de 5.5m.



Figura 12. Puerto exterior de Ferrol

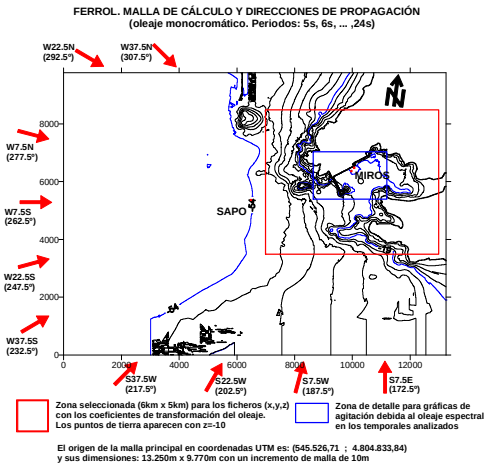


Figura 13. Malla de cálculo, direcciones incidentes y puntos Miros y Sapo

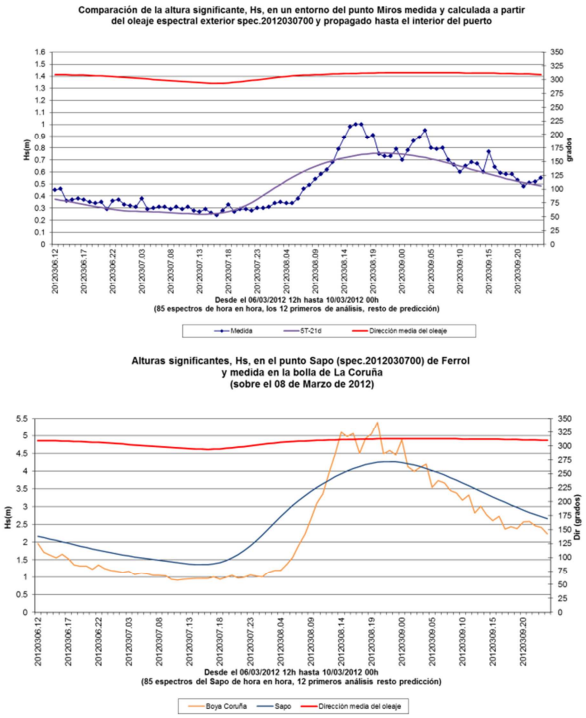


Figura 14. Gráficas comparativas entre valores medidos y calculados. Ferrol

Puerto exterior de Bilbao

Se incluyen a continuación las figuras 15, 16 y 17, relativas al estudio, similar a los anteriores, realizado para el Puerto exterior de Bilbao.

1. La referencia a nodo Swan significa el punto SAPO de generación del oleaje espectral.
2. Ka(m)(miros) es el valor medido, en metros, en el punto MIROS
3. Ka(m)(swan-mdsl) es el valor calculado, en metros, en el punto Miros
4. Hs(m)(swan) es la altura significante, en metros, en el punto Sapo
5. Hs(m)(boya costa) es el valor de H_s medido por la boya costera.
6. Aparecen en las gráficas, representaciones de la dirección y velocidad del viento en un punto de la red WANA próximo a la boya costera.

El temporal analizado se sitúa sobre el 22 de Abril de 2012 en el que se alcanzan alturas de ola significante, H_s, en el punto exterior Sapo, del orden de 6m como se aprecia en la gráfica inferior de la figura 19. En la gráfica superior puede observarse la concordancia entre valores de H_s, medidos por el radar y calculados con la metodología numérica.

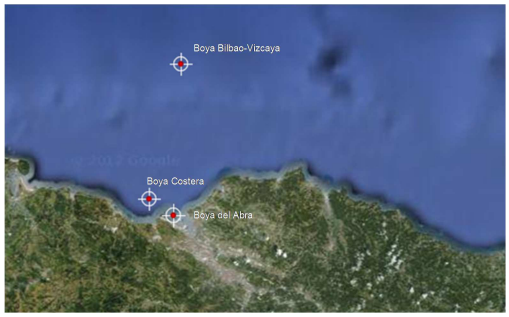


Figura 15. Situación de las boyas de la red exterior y costera

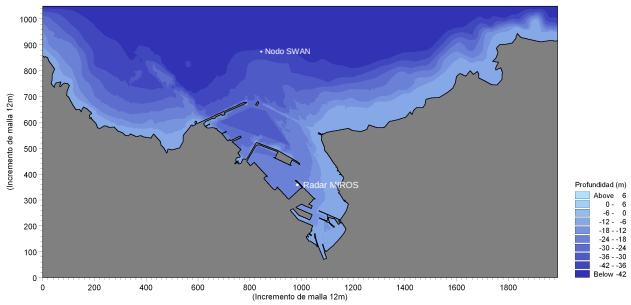


Figura 16. Situación del punto Sapo (nodo Swan) y del punto Miros (radar)

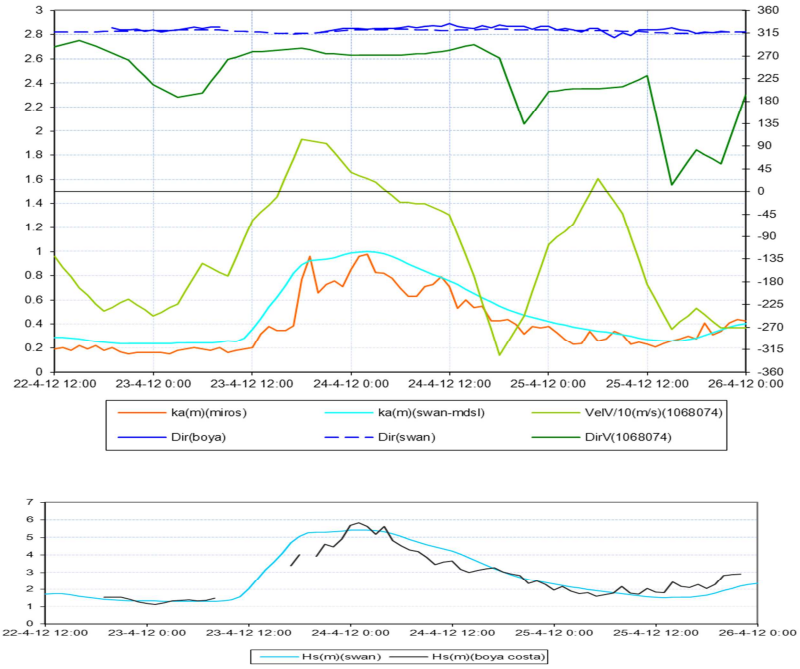


Figura 17. Comparación entre valores medidos y calculados de H_s en el punto Miros (gráfica superior) y entre valores de H_s, generados en el punto Sapo y medidos por la boya costera (gráfica inferior)

Puerto de Valencia

Las siguientes figuras (18, 19 y 20) corresponden a otro estudio de análisis espectral y previsión de oleaje, como en los tres casos anteriores, realizado para el puerto de Valencia. Destaca la buena concordancia entre los valores de H_s, medidos y calculados en el punto Miros.



Figura 18. Situación del punto Miros (mareógrafo).

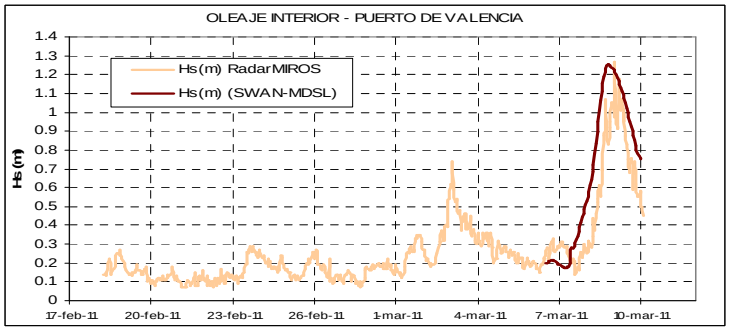


Figura 19. Comparación entre valores de H_s, medidos y calculados en el punto Miros.

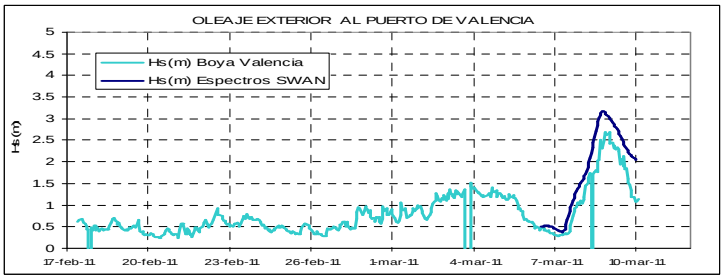
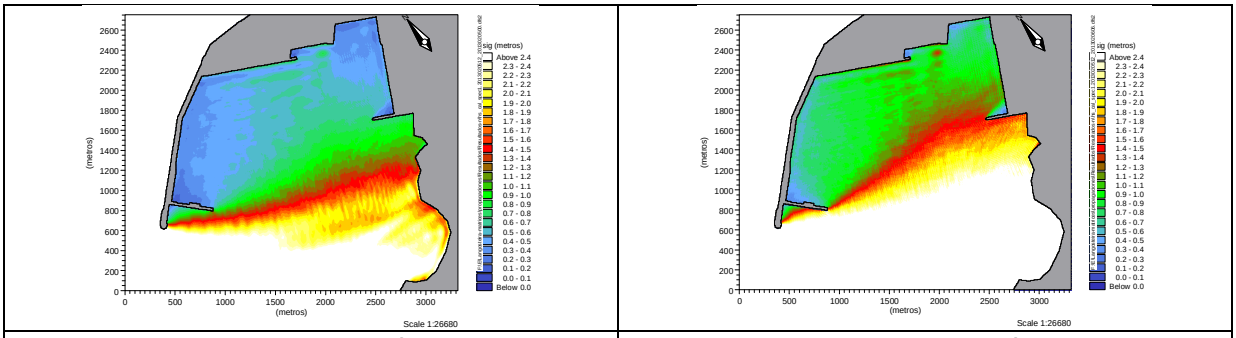


Figura 20. Valores de H_s, medidos por la boya y generados por el modelo Swan. Punto Sapo.

PREVISIÓN DE AGITACIÓN EN EL INTERIOR DE UN RECINTO PORTUARIO.

Una vez validados los resultados con los registros de varios temporales de la zona, entre valores de altura significante en el punto Miros: medidos por el radar y calculados con los modelos numéricos, los resultados pueden extenderse a todo los nodos o puntos de agua incluidos en la malla de cálculo y tener, de esta forma, una previsión de la agitación portuaria, con tres días de antelación, en los puntos de interés: Muelles y zonas de atraque en general.

Como ejemplo se incluyen las gráficas de agitación, para el caso de la dársena exterior del puerto de A Coruña en Langosteira, y relativas al temporal sobre el 6 de Febrero de 2013 en el que se llegan a alcanzar alturas de ola significante generadas en el punto Sapo, del orden de 7m. Solamente se incluyen dos instantes del registro de 85 espectros, que corresponden a: 05-02-2013 a las 00h y 06-02-2013 a las 6h en los que se pasa de una altura de ola significante exterior (punto Sapo) de 3.74m a 6.97m como queda indicado en la figura 21 junto a la dirección media del espectro correspondiente.



05-02-2013 00h Punto Sapo: H_s=3.74m, Dir=324º	06-02-2013 06h Punto Sapo: H_s=6.97m, Dir=330º

Figura 21

CONCLUSIONES

Puede decirse que, en general, la concordancia entre valores de altura significante (H_s) medidos y calculados en el punto de referencia (MIROS), es aceptable. Los valores medidos corresponden al mareógrafo radar Miros. Los calculados están obtenidos mediante dos modelo numéricos: Modelo Swan de generación espectral del oleaje en registros de 85horas con 85 espectros direccionales cada uno (los 12 primeros son de análisis y los 73 restantes (3 días) de predicción), en un punto exterior al recinto portuario, y modelo elíptico Mdsl de transformación del oleaje desde el exterior hasta el interior del puerto.

El modelo elíptico recoge los fenómenos que experimenta el oleaje desde el exterior hasta el interior de cada recinto: Refracción por fondo, difracción por fondo y por la presencia de obstáculos tales como el morro del dique de abrigo, así como la reflexión en los diversos contornos, naturales y artificiales contemplados en el área modelada. Precisamente, es necesario realizar un buen ajuste de los coeficientes de reflexión para tener una representación lo más realista posible de los fenómenos de transformación del oleaje.

Las diferencias observadas en algunos casos entre valores medios y calculados de H_s, pueden explicarse en muchos casos con la ayuda de los valores medidos por una boya direccional existente en el entorno del punto exterior de generación del oleaje espectral (punto Sapo). Efectivamente, las diferencias que pueden existir entre valores de H_s, generado en el punto exterior y medido por la boya, se traduce en diferencias entre los valores calculados en el punto interior de referencia (Miros), basados en los del punto Sapo, y los medidos por el radar, en concordancia con los medidos por la boya.
En otras ocasiones las diferencias no son tan fácilmente explicables pero, como ocurre en el caso de la dársena de Langosteira, aquellas cabe achacarlas a la complicada batimetría con las presencia de importantes bajos en la zona de la bocana y en el entorno del punto de ubicación de la boya direccional. Para periodos altos, el oleaje y dependiendo de la dirección del mismo, puede peraltarse, circunstancia que recoge la boya.

Como conclusión final añadir, a la vista de los casos analizados, que la metodología numérica propuesta es una buena herramienta para tener la previsión de agitación, con tres días de antelación, en un recinto portuario y fácilmente ampliable a otros puntos de la costa española.

REFERENCIAS

Métodos de análisis espectral. G. Rodríguez Rodriguez. Univ. De Las Palmas Nov-1993
Sistema de predicción de oleaje (AEMET/OPPE). 2003 Madrid
Niveles de referencia de nivel del mar. Puertos del Estado 2011. Madrid
Computational Techniques for Fluid Dynamics. C.A.J. Fletcher. Springer 2005
Modelos diferenciales y numéricos en la ingeniería. Emilio de la Rosa. Bellisco 1999. Madrid.
Water wave mechanics for Engineers and Scientist. R.G. Dean and R.A. Dalrymple. Prentice-Hall, Inc 1984

TEMA: CLIMA MARÍTIMO. OCEANOGRAFÍA FÍSICA.

DESESTABILIZACIÓN DE LOS MODELOS DE OLEAJE EN ALTAS RESOLUCIONES. COMPARACIÓN ENTRE WAVEWATCH Y SWAN.

Ángel Martínez Ferrer, Justo Conde Criado, Ernesto Barrera Rodriguez

Agencia Estatal de Metereología, C/Leonardo Prieto Castro 8, 28040 Madrid,
amartinezf@aemet.es jcondec@aemet.es jbarrerar@aemet.es

MODELIZACIÓN DEL OLEAJE

El planteamiento de las ecuaciones de la Mecánica de Fluídos en la superficie marina, con condiciones de contorno en el fondo y en la superficie y linealizada hasta términos de primer orden, proporciona la forma de la superficie, el movimiento de las partículas fluídas y la ecuación de dispersión. La identificación de la varianza de la altura significativa del nivel del mar con la energía del oleaje permite establecer su evolución por la ecuación de conservación de la energía. Ésta es una ecuación de la advección no lineal con propagación en dos dimensiones espaciales e intraespectralmente en la frecuencia f y en la dirección θ del oleaje; tiene término independiente contabilizando las fuentes y sumideros de la energía del oleaje y depende de las variables de propagación:

$$\frac{dE(\vec{k},\theta,\vec{x},t)}{dt} = \sum_{\substack{\text{fuentes} \\ \text{sumideros}}} S$$

La complejidad de la ecuación aumenta con la presencia de corrientes y con nivel del mar variable (marea astronómica). Así, se recurre a la magnitud densidad de acción N=E/σ,con σ: frecuencia angular, y a una formulación conservativa más que propagativa para permitir todo tipo de espectros (no sólo en el número de ondas **k**):

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla_x \dot{\vec{x}} N + \frac{\partial \dot{k} N}{\partial k} + \frac{\partial \dot{\theta} N}{\partial \theta} = \frac{S}{\sigma}$$

Los términos espectrales (en el número de ondas k y en la dirección θ) tienen en cuenta la refracción del oleaje. En aguas someras se pierde resolución espectral, que se evita con una malla κ de número de onda variable tal que al hacer constante la malla de frecuencias, deja a k dependiente de la profundidad según establece la relación de dispersión. El cambio en la malla de número de onda κ vendrá dado por:

$$\dot{\kappa} \frac{\partial k}{\partial \kappa} = c_g^{-1} \frac{\partial \sigma}{\partial d} \left(\frac{\partial d}{\partial t} + \mathbf{U} \cdot \nabla_x d \right) - \mathbf{k} \cdot \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial s}$$

La resolución de la ecuación ha de ser obligatoriamente numérica y por el Método de Diferencias Finitas sobre una malla regular rectangular de resolución espacial (Δx, Δy) y espectral (Δf, Δθ). La discretización de las derivadas de la variable dependiente puede seguir un esquema adelantado, centrado o atrasado en el tiempo y/o en el espacio. El menor error de truncación resulta de un esquema centrado, que para una ecuación lineal sin término independiente llegaría a un desarrollo de la forma:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial t} + c \frac{\partial \Psi}{\partial x} = 0$$

$$\Psi_{m,n+1} = \Psi_{m,n-1} - \frac{c\Delta t}{\Delta x}(\Psi_{m+1,n} - \Psi_{m-1,n})$$

Por variables separadas se obtiene una solución periódica:

$$\Psi_{m,n} = B^{n\Delta t} e^{i\mu m \Delta x}$$

$$B^{\Delta t} = -i\sigma \pm (1-\sigma^2)^{1/2} \qquad \text{con } \sigma = (c\Delta t/\Delta x) sen(\mu \Delta x).$$

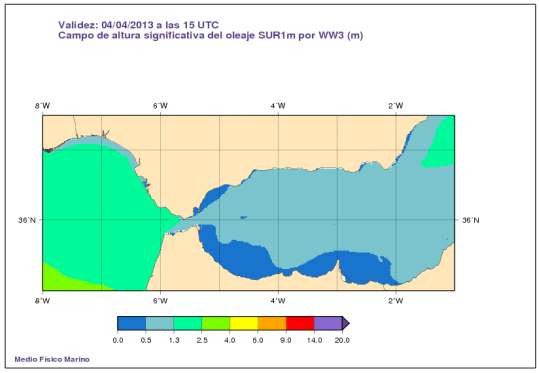
en la que la amplitud puede adoptar un comportamiento exponencial con el tiempo si σ>1, es decir, si $\Delta t > \Delta x/c$.

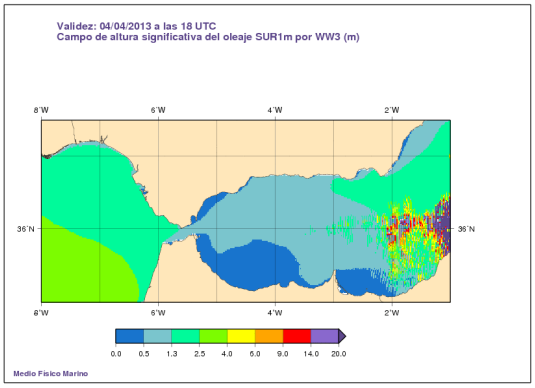
Esta divergencia es un efecto computacional introducido por la discretización de la ecuación y depende de la velocidad de propagación c del fenómeno y de los pasos de tiempo y espacio. La anterior desigualdad constituye la condición de Courant-Friedrichs-Levy (CFL) e implica una limitación entre la mínima resolución espacial deseable y el máximo paso de tiempo posible en el cálculo de la solución, el cual finalmente estará relacionado con el tiempo de procesador del ordenador.

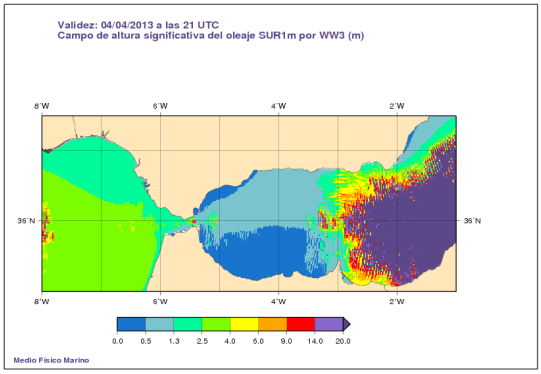
DESESTABILIZACIÓN DE LOS MODELOS DE PREDICCIÓN

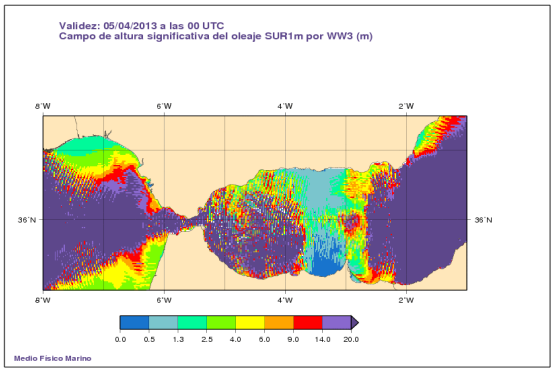
El incumplimiento de CFL es el causante de la aparición de soluciones divergentes en los campos fluídos variables con el tiempo y modelizados por diferencias finitas.

El planteamiento del problema del oleaje en el Mar de Alborán mallado con resolución de 1' en el modelo WaveWatch III de 3ª generación, con el viento como único forzamiento es un claro ejemplo de desestabilización por CFL con Δt =120 s. La evolución inmediata al momento inicial es correcta, pero al cabo de cierto tiempo de propagación (entre 25 y 40 horas) las alturas significativas del oleaje empiezan a amplificarse de forma extrema e irreal generando un foco que se propaga por todo el dominio:









En este caso al menos se puede decir que el modelo “avisa” de que está fallando, al contrario de otros modos espúreos de las soluciones numéricas del oleaje en los que las soluciones son aparentemente reales.

ESTRATEGIAS DE CORRECCIÓN

Las necesidades de predicción y la limitación en los medios de cálculo obligan respectivamente a modelizar en resoluciones cada vez más altas y en el menor tiempo posible, características que cada una va en contra de la otra como se desprende de la imposición de la condición CFL. En los modelos de Mecánica de Fluídos en general y del oleaje en particular existen dos vías para esquivarla:

- En los modelos explícitos actuales diseñar configuraciones que apuren la definición de paso de espacio y de tiempo. Aquí entraría el anidamiento de sucesivas mallas con resolución creciente y dominio menguante, y la estrategia de pasos fraccionados de WWIII.
- Cambio de paradigma en la modelización: paso a modelos implícitos o por el método de elementos finitos, que garanticen de antemano la estabilidad condicional. Es lo que introduce el modelo SWAN (Simulating WAves Nearshore).

Pasos fraccionados de WWIII

WWIII no trabaja con un solo Δt, sino con cuatro:

- el global Δtg considera las variaciones temporales de la profundidad y los correspondientes cambios en la malla de número de onda, estipulados al principio; así la profundidad quedaría constante en el resto de pasos de tiempo;
- el paso de propagación espacial de la onda Δtp, que es el que debe cumplir con CFL; en el caso de aguas profundas resulta ser: Δtp< Δx/cg =123766* Δx(º)*cos(latmax)*fmin
- el paso de propagación intraespectral Δtr para los 2 últimos términos de la ecuación de la acción, que para aguas someras ha de ser una fracción par de Δtg;
- el paso de integración de los términos fuente Δts.

La aplicación alternada de los 3 primeros pasos lleva a un incremento de la precisión y a que las posibles inestabilidades se amortigüen hasta cierto punto, ya que se intercalarían propagaciones de distintos términos y actualizaciones del nivel del mar cuyas inestabilides se compensarían entre sí. Además, esta técnica permite la vectorización y paralelización simultánea del modelo.

Así en el caso del Mar de Alborán con una malla de resolución 1 milla se podría cambiar de un paso de 80 segundos a uno de 120 s sin peligro de desestabilizar el campo fluído obtenido numericamente.

Modelos implícitos

La discretización de la ecuación de la advección mediante un esquema implícito proporciona una solución absolutamente estable, ya que no surgen términos exponenciales en el tiempo. Por lo tanto, la condición CFL no es de aplicación en SWAN.

Las derivadas de la densidad de acción están formuladas en el nivel de cálculo, salvo las de la dimensión a integrar, que también considera el nivel previo (up-wave):

$$\frac{N^n - N^{n-1}}{\Delta t} + \nabla_x (C_x N) = F^n$$

Para cálculos a pequeña escala adopta un esquema de primer orden retrasado en el tiempo y en el espacio (BSBT en sus siglas inglesas) que podría generar alta difusión conforme aumenta la escala del dominio. En este caso se opta por un esquema de mayor orden -de hasta 3 niveles- que da muy baja difusión.

No obstante la estabilidad absoluta de SWAN, el paso de tiempo no puede adoptar cualquier valor (la tendencia sería a elevarlo para aligerar el tiempo de proceso), sino que ha de estar acomodado a las velocidades de grupo esperadas y a las resoluciones espaciales que capten todos los matices. En el ejemplo del Mar de Alborán resulta óptimo un Δt=180 segundos.

Mallas desestructuradas

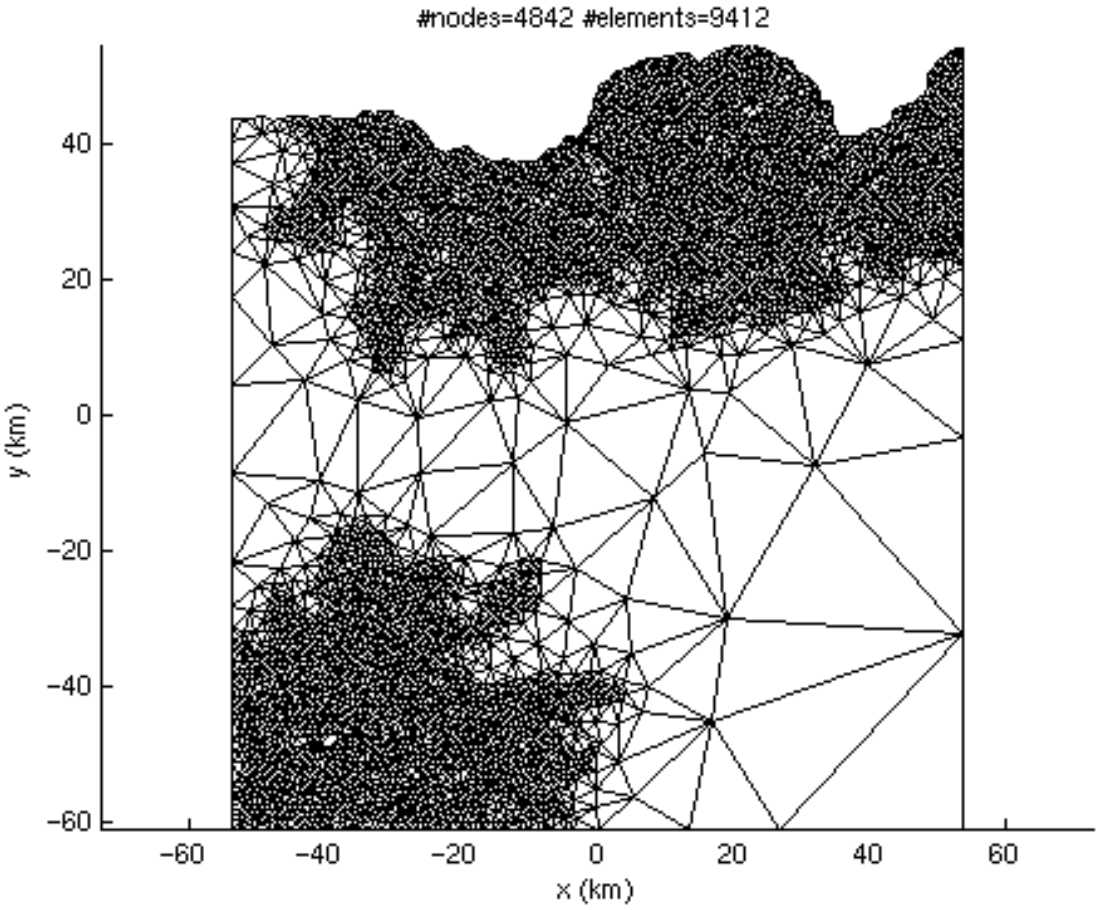
SWAN admite mallas desestructuradas o irregulares: los nodos no conforman una rejilla

rectangular de resolución constante y las celdillas son triangulares. Así se puede llegar a un mayor nivel de detalle en zonas de interés (aguas muy poco profundas, zonas con cambios bruscos de batimetría, rutas náuticas), que recibirían directamente las olas de zonas con menor resolución en las que no se esperen cambios importantes. El aspecto de la malla es el típico de un problema planteado por el Método de Elementos Finitos (MEF). A pesar de esto, SWAN no sigue un planteamiento MEF en su estrategia de cálculo, sino por Diferencias Finitas en discretización implícita.

De esta manera y además de evitar la condición CFL, el problema del oleaje podría ser planteado en una única malla sin anidamientos al poder diseñarla con densidad de nodos variable, potenciando con mayor resolución las zonas de interés y dispersando en las zonas en los límites de donde proceden los oleajes de fondo sin pérdida de veracidad. Por otro lado, SWAN admite condiciones de contorno en forma de espectros 1-D ó 2-D procedentes de WW3, WAM u otro SWAN de menor resolución.

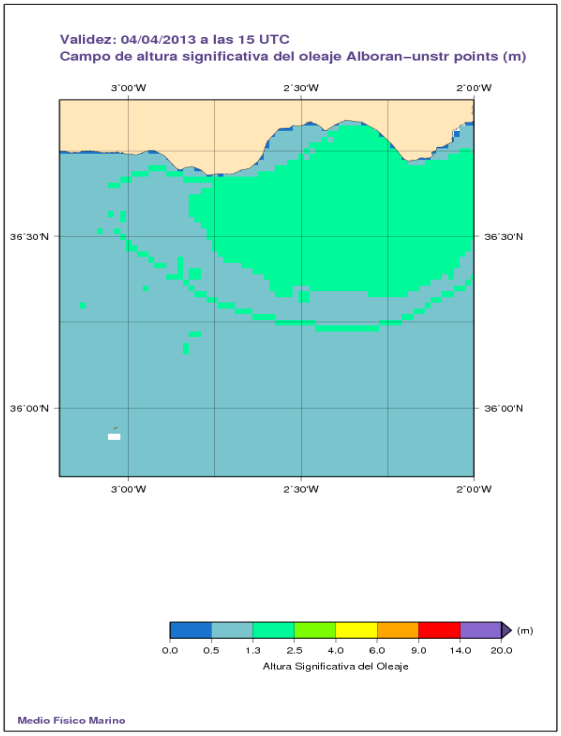
El diseño de mallas desestructuradas triangulares es a través del programa en C Triangle, de J.R. Shewchuk http://www.cs.cmu.edu/afs/cs/project/quake/public/www/triangle.html que en la interfaz Battri de Matlab http://www-nml.dartmouth.edu/Software/battri/BatTri_11.11.03/MANUAL/manual_11.11.03.htm es optimizado frente a la batimetría para potenciar la presencia de nodos en la zona de interés.

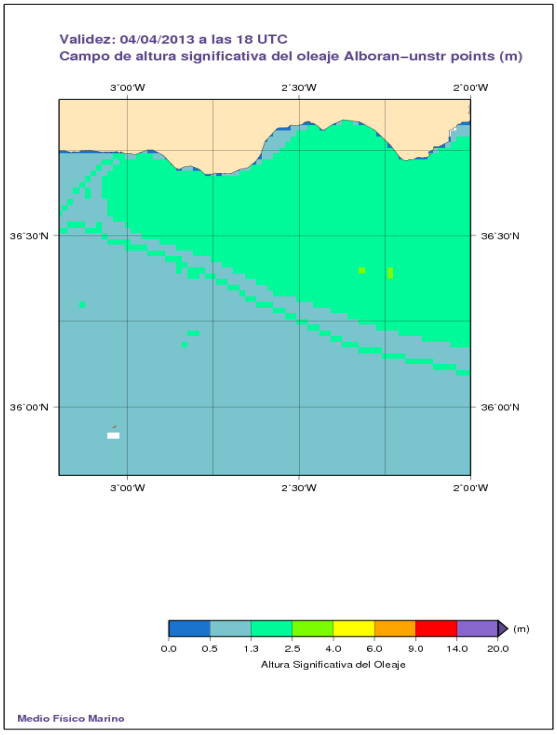
Para el caso presentado de WW3 con desestabilización en el Mar de Alborán se ha escogido la siguiente malla:

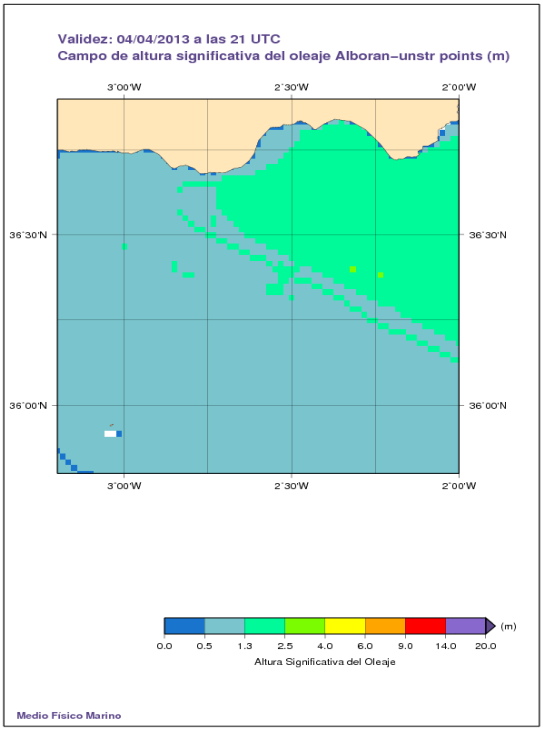


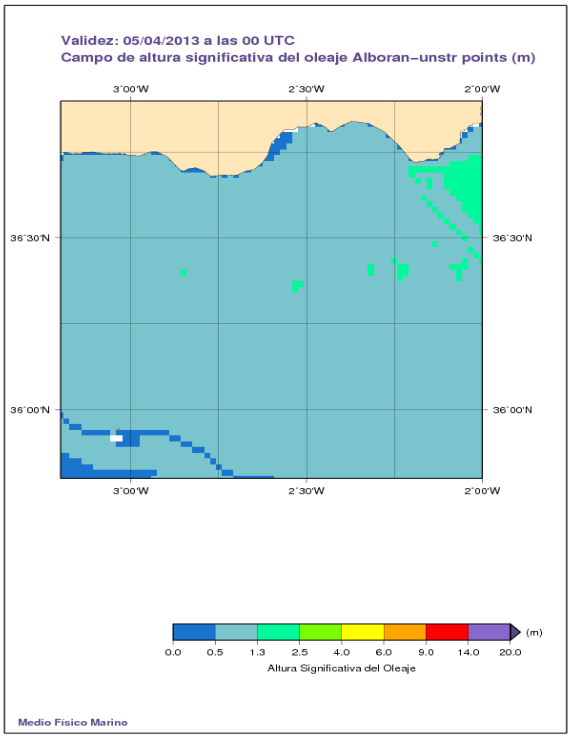
El planteamiento de este problema en SWAN admite condiciones de contorno desde WW3 resuelto en una malla de 1.5' al sur de la Península y anidado desde el Atlántico con sucesivas mallas de 24'-12'-6'-3'.

El forzamiento de vientos ha sido en el mismo periodo que para el de WW3 y los resultados se presentan a continuación:









Como era de esperar, el desarrollo del oleaje transcurre sin focos de altura significativa desmesurada ni propagaciones extraordinariamente veloces.

En cuanto al tiempo de ejecución, la configuración WW3 en el Sur con anidamiento 3'-1.5' y

paso de tiempo Δt=120 segundos emplea 2.5 h en procesado paralelo MPI, mientras que la malla desestructurada ejecutada en serie en SWAN emplea 1.2 h.

El código de SWAN cuenta con un módulo que permite la paralelización del problema con mallas desestructuradas dentro de un problema global de circulación marina acoplado con el modelo ADCIRC http://adcirc.org/ de la Universidad del Norte de Carolina. A priori esto introduciría una complejidad añadida, pero el oleaje ha de ser entendido como un input más a la dinámica del océano en la obtención del nivel del mar en todo momento, junto con las contribuciones de la marea astronómica y las corrientes oceánicas. Así, cabría integrar un sistema que diferenciara las aguas marinas según su profundidad (para aplicar un modelo u otro del oleaje) y que contara con forzamientos atmosféricos extra a la velocidad del viento, como la presión y la temperatura de la superficie marina.

ASOMERAMIENTO Y CELERIDAD EN MODELOS DEL TIPO BOUSSINESQ

A. Galán Alguacil[1], G. Simarro Grande[2], A. Orfila Förster[3]

[1] *E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos (UCLM), C/ Camilo José Cela, s/n, 13071 Ciudad Real, Ciudad Real, alvaro.galan@uclm.es*

[2] *Instituto de Ciencias del Mar (CSIC), Passeig Maritim de la Barceloneta, 37-49, 08003 Barcelona, Barcelona, simarro@icm.csic.es*

[3] *Instituto Mediterráneo de Estudios Avanzados (CSIC-UIB), C/ Miquel Marqués, 21, 07190 Esporles, Illes Balears, aorfila@imedea.uib-csic.es*

INTRODUCCIÓN

Los modelos de propagación de oleaje de tipo Boussinesq son válidas para aguas poco profundas. En aguas someras, siendo g la gravedad y h la profundidad, la celeridad, c, vendrá dada por

$$c = \sqrt{gh},$$

que como se ve es independiente de la frecuencia (condiciones "no dispersivas"). En aguas profundas, definida como la zona en la que $\omega^2 h/g>3$, la celeridad, c, se puede expresar como (Dean y Dalrymple, 1984):

$$c = \frac{g}{\omega}.$$

siendo ω la frecuencia angular. Así, en aguas profundas, las diferentes frecuencias de oleaje viajan con diferente celeridad, de aquí el término "dispersión".

La ecuaciones originales consideraban como hipótesis de partida que la no linealidad era débil cuando existían condiciones dispersivas (hipótesis de Boussinesq). No obstante, desde hace dos décadas, están disponibles ecuaciones completamente no lineales para el caso débilmente dispersivo. Los modelos suelen introducir modificaciones en las ecuaciones con el fin de mejorar el comportamiento lineal en aguas más profundas.

Estas modificaciones pueden dividirse en 2 técnicas básicas: i) introducir términos dispersivos de alto orden, o ii) dividir el dominio en múltiples capas en la vertical y aplicar sobre cada capa una aproximación de bajo orden.

Las propiedades lineales más empleadas para medir la bondad de la aproximación han sido celeridad de onda y celeridad de grupo (Nwogu, 1993), gradiente de asomeramiento (Madsen y Sorensen, 1992) y amplitud de la onda (Chen y Liu, 1995). En lo que respecta al comportamiento no lineal, la transferencia de energía entre armónicos ha sido la propiedad más empleada.

Las bien conocidas ecuaciones de tipo Boussinesq de Nwogu (1993) y su extensión totalmente no lineal de Wei y Kirby (1995) contienen un parámetro libre, z_α, que se fija en $z_\alpha = -0.53096 \cdot h$ de tal manera que la celeridad de onda se represente con un error menor del 1% hasta kh=3.3. Sin embargo, utilizando dicho valor para el coeficiente libre, el error en asomeramiento es cercano al 15% para kh=3.3, y aun así sigue utilizándose.

PROPUESTA DE NUEVOS COEFICIENTES PARA DIFERENTES EXPRESIONES

Se proponen nuevos valores para los coeficientes para algunos de los conjuntos de ecuaciones nombrados con anterioridad. Solo se trabaja con modelos de Boussinesq de bajo orden totalmente no lineales exactos hasta orden $\mathcal{O}((kh)^2)$. Los modelos considerados serán:

- W95: ecuaciones de Wei y Kirby (1995)
- L04: ecuaciones bicapa de Lynett y Lui (2004a)
- M98: ecuaciones mejoradas de Madsen y Schaffer (1998)
- Nueva propuesta de ecuaciones bicapa

En la Figura 1, por ejemplo, se muestran los errores obtenidos en celeridad y asomeramiento (utilizando la amplitud de onda) para el modelo W95 con el coeficiente original y con el hallado en el presente trabajo.

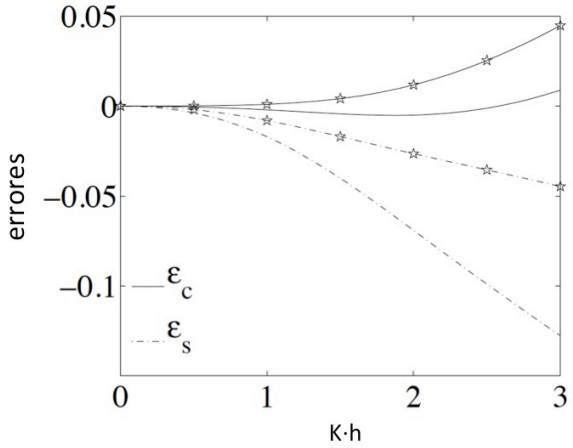


Figura 1.- Errores en celeridad lineal (ε_c) y en asomeramiento lineal (ε_s) obtenidos con el modelo de Wei y Kirby (1995) considerando el valor original de z_α = -0.53096·h y con el nuevo valor propuesto de z_α = -0.55502·h (marcado con estrellas).

REFERENCIAS

Chen, Y. and Liu, P. L.-F. (1995). “Modified Boussinesq equations and associated parabolic models for waterwave propagation." *Journal of Fluid Mechanics*, 288, 351-381.

Lynett, P., Liu, P. L.-F. (2004a). “Linear analysis of the multi-layer model”. Coastal Engineering 51, 439-454.

Madsen, P. A. and Schaffer, H. A. (1998). “Higher-order boussinesq-type equations for surface gravity waves: derivation and analysis." Phil. Trans. Royal Society of London A, 356, 3123-3184.

Madsen, P. A. and Sorensen, O. R. (1992). “A new form of the boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. Part 2: A slowly-varying bathymetry.” *Coastal Engineering*, 18, 183-204.

Nwogu, O. 1(993), “Alternative form of Boussinesq equations for nearshore wave propagation.” *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering,* 119(6), 618-638.

Wei, G. and Kirby, J. T. (1995). “Time-dependent numerical code for extended boussinesq equations.” *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering,* 121(5), 251-261.

CARACTERIZACIÓN DE LA HISTORIA DE LOS TEMPORALES PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ROM AL DISEÑO Y MANTENIMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS MARITIMAS

María Jesús Martín Soldevilla[1], Melva Martín Hidalgo[1,3], Paloma Aberturas Ajenjo[1]
Obdulio Serrano Hidalgo[2], Vicente Negro Valdecantos[3]

[1]*Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX; C/ Antonio López 81, 28026-Madrid. Maria.J.Martin@cedex.es, Melva.Martin@cedex.es, Paloma.Aberturas@cedex.es.*
[2]*Puertos del Estado, Avda. del Partenón 10; 28042-Madrid, Madrid. Obdulio@puertos.es.*
[3]*ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Profesor Aranguren s/n, Ciudad Universitaria, 28040-Madrid. vicente.negro@upm.es.*

RESUMEN

En esta investigación se describe la caracterización de la historia de las tormentas para su aplicación en la verificación de los modos de fallo de las instalaciones marítimas y en el establecimiento de protocolos de mantenimiento de acuerdo a los métodos establecidos en las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0-01 y ROM 1.0-09. Aunque en esta primera fase la caracterización se presenta en términos escalares, es factible la incorporación de la evolución de la dirección de procedencia de la tormenta, encontrándose actualmente en fase de desarrollo. Como variables representativas se consideran la altura de ola significante *(H_s)*, el periodo medio *(T_m)* y la duración de la tormenta *(D)*. Para parametrizar la evolución real de las tormentas se han analizado diferentes formas geométricas y distintas aproximaciones, presentándose en este trabajo aquellas que han producido los mejores resultados. El análisis de la representatividad de las distintas aproximaciones se ha realizado comparando, con un modelo empírico de flujo de máxima energía, la pérdida progresiva de estabilidad hidráulica del manto principal producido por los temporales reales y por los correspondientes teóricos.

INTRODUCCIÓN

En las Recomendaciones para el Diseño y Construcción de Diques de Abrigo, ROM 1.0-09, se establece la necesidad de analizar la evolución de las tormentas refiriéndose como posibles formas teóricas el triángulo, el rectángulo, y el trapecio. Sin embargo, su modelación teórica no se. No obstante es necesaria para extrapolar la muestra fuera de la región con datos y determinar los valores de retorno requeridos para el carácter general de la obra establecido de acuerdo a los requerimientos de la ROM 0.0-01.

Entre los primeros trabajos que analizan la evolución de las tormentas destaca el modelo de Tormenta Triangular Equivalente (*ETS=Equivalent Triangle Storm*), de Boccotti (2000), que adopta una forma triangular asumiendo que la altura del triángulo, "a", es igual a la altura de ola significante del pico del temporal y su base, "*b"*, la duración de la forma triangular equivalente, la necesaria para que la altura de ola máxima más probable de la tormenta triangular sea igual a la altura de ola máxima más probable de la tormenta real. Dentro de esta aproximación el autor introduce el concepto de estado de mar equivalente (*equivalent sea)* referido a la parte del temporal teórico por encima del umbral de referencia que fija la condición de tormenta, H_T, y esta duración es utilizada para determinar los temporales de retorno. Basado en este concepto*, the equivalent sea,* De Michele et al. (2007) introducen el término de magnitud de la tormenta, *M*, dicho concepto está inspirado en la variable hidrológica empleada para referir el volumen de avenida. Una extensión del modelo triangular, denominado Tormenta de Potencia Equivalente (*EPS= Equivalent Power Storm*), es propuesta por Fedele y Arena (2009) que introducen un parámetro de forma, λ, que permite variar la forma triangular del modelo inicial. La caracterización de la forma geométrica de la tormenta teórica (base y altura) se realiza de forma análoga a la empleada en el modelo triangular. Otra aproximación algo distinta es propuesta por Corbella y Stretch (2012) que también asumen una forma triangular pero su base la

establecen considerando la duración del *estado de mar equivalente* de la tormenta real. Todas estas aproximaciones se centran en estimar el periodo de retorno del temporal de diseño, empleando para ello distintas aproximaciones entre las que destaca la propuesta por De Michelle (2007,2010) y Corbella y Sterch (2012) que utilizan cópulas bivariadas condicionadas de los picos de tormenta.

La forma de reproducir las variables instantáneas de los sucesivos estados de mar que conforman la historia de la tormenta no es tratada por ninguno de los autores siendo particularmente determinante en la vulnerabilidad de la estructura la variación instantánea del T_m, por su directa relación con el flujo de energía. Para su determinación se han considerado distintas aproximaciones.Entre los estudios que tratan la evolución del daño de los diques en talud en el transcurso de las tormentas destacan el de Van der Meer y Pilarczyk (1984) y Van der Meer (1988), que obtiene la relación entre el daño y el número de olas. Basándose en dichos estudios y con los resultados de una serie de ensayos en modelo físico Melby, Kobayashi (1998) y Melby (1999) desarrollan fórmulas empíricas para predecir la evolución temporal del área de sección transversal erosionado como una función de las piezas del manto del dique de abrigo. Con estos resultados y ensayos adicionales Melby, Kobayashi (2011) desarrollan un nuevo modelo. Las ecuaciones del modelo están basadas en el flujo de momento máximo de las ondas incidentes y explícitamente incluye el efecto de la profundidad en el pie de la estructura.

CARACTERIZACIÓN DE LAS TORMENTAS

Con el fin de analizar la posible relación entre las condiciones meteorológicas y marítimas de la zona de proyecto con la forma de la evolución de las tormentas se han seleccionado 6 puntos localizados en zonas marítimas de la costa española de distintas características. Cuatro puntos, situados en la costa NW peninsular española, se encuentran enfrentados a estados de mar con peso importante de oleaje tipo swell y dos, localizados en la costa Mediterránea, están expuestos a oleajes típicos de viento. La localización aproximada se presenta en la Figura 1. La información de los puntos procede de la base de datos de retroanálisis de Puertos del Estado, con una cobertura temporal de 44 años (1958 - 2001).

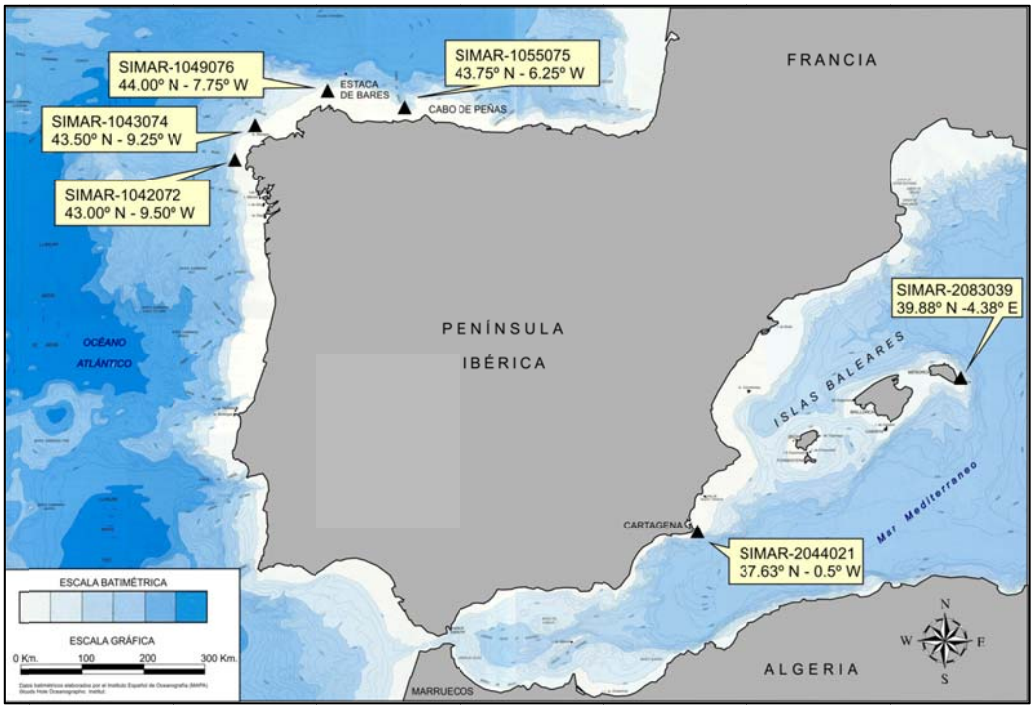


Figura 1: Localización de los puntos SIMAR-44

MODELOS TEÓRICOS DE TORMENTA

Los modelos teóricos de tormentas existentes, basados prácticamente todos ellos, en la forma triangular, no reproducen de forma adecuada el daño, subestimándolo en especial con oleajes desarrollados, donde la forma triangular no se adapta a la evolución de la tormenta. Para evitar esta limitación se han ensayado diferentes formas geométricas definidas todas ellas en términos de una altura y una base representativas. En la definición de éstos parámetros se han considerado dos aproximaciones distintas. Una, referida como Tormenta de Magnitud Equivalente (EMS=*Equivalent Magnitude Storm model*), considera que la altura de la forma geométrica asumida es la altura de ola equivalente, $H_{Equiv,}$ definida como la diferencia entre la altura de ola significante en el pico del temporal, $H_{s,peak,}$ y la que fija el umbral que establece la condición de tormenta $H_{T,}$ y la base, D_{shape}, la duración de la tormenta teórica, se establece de forma que su magnitud, *M*, (área que describe la historia de la tormenta por encima de H_T), sea igual al de la tormenta real. En el otro modelo propuesto, denominado Tormenta de Numero de Olas Equivalente (ENWS= *Equivalent Number of Waves Storm model*), la forma teórica se ajusta en función de su altura equivalente, H_{Equiv}, y su base, la duración, en términos del número de olas de la tormenta real, *Nz*, ver Figura 2.

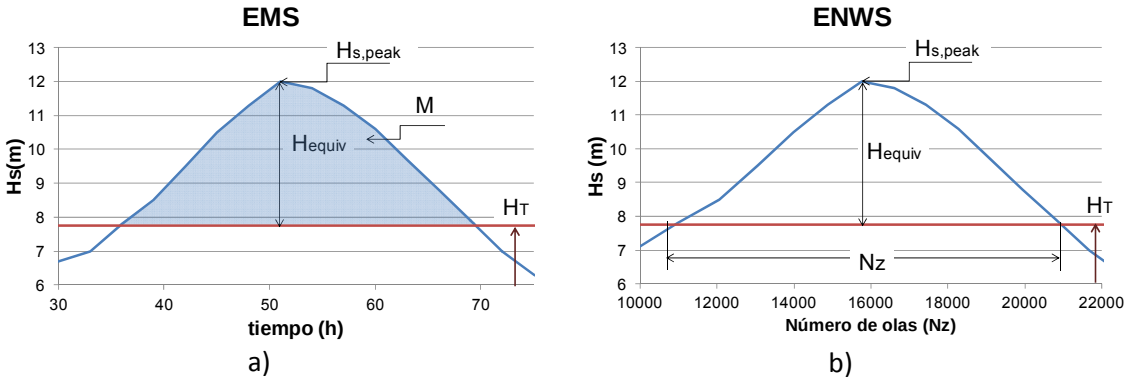


Figura 2. Modelos Teóricos de Tormentas.
a) Magnitud Equivalente (EMS) b) Número de Olas Equivalente (ENWS)

Puesto que el modelo EMS es el más versátil y ofrece mejores resultados para el total de tormentas analizadas, toda la descripción se centra en éste modelo teórico presentándose los resultados alcanzados para todos los casos considerados.

FORMAS TEÓRICAS CONSIDERADAS PARA REPRODUCIR LA HISTORIA DE LAS TORMENTAS

Como posibles formas teóricas de la evolución de las tormentas se han analizado, el triángulo (isósceles y escaleno), la parábola, referida entre otros por Fedele y Arena (2009), el trapecio y el trapezoide, detallándose en este informe el procedimiento empleado para la determinación de los parámetros representativos de la forma triangular tipo isósceles y el trapezoide por ser las dos formas geométricas que mejor reproducían la evolución de las diferentes tormentas analizadas:

En el caso del *Triángulo Isósceles* el pico del temporal se asume en la mitad de la historia de la tormenta y la base, $D_{triángulo}$, la duración de la tormenta teórica, se establece de forma que su magnitud (área que describe la historia de la tormenta por encima de $H_{T)}$, sea igual al de la tormenta real, ver Figura 4.

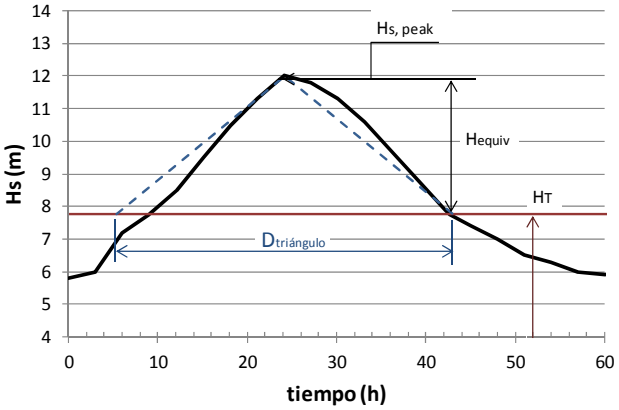


Figura 3 Modelización de las tormentas en forma de triángulo isósceles

Para definir el patrón del trapezoide característico de la zona de proyecto y simplificar la extrapolación posterior de la muestra, todas las tormentas reales se transforman. La transformación consiste en dividir todas las alturas de ola significantes equivalentes que conforman la historia de la tormenta, $H_{s,Equiv_i}$, por la altura de ola significante equivalente del pico del temporal, $H_{s,peak,Equiv}$ y los sucesivos instantes de tiempo de permanencia de la tormenta por su duración total. De esta forma se consigue un temporal transformado caracterizado por una altura de ola significante equivalente en el pico ($H_{s_peak,Equiv,Trans,}$ *=1m)*, y una duración (D_{Trans}*=1h).* El esquema de la trasformación se muestra en la Figura 4.

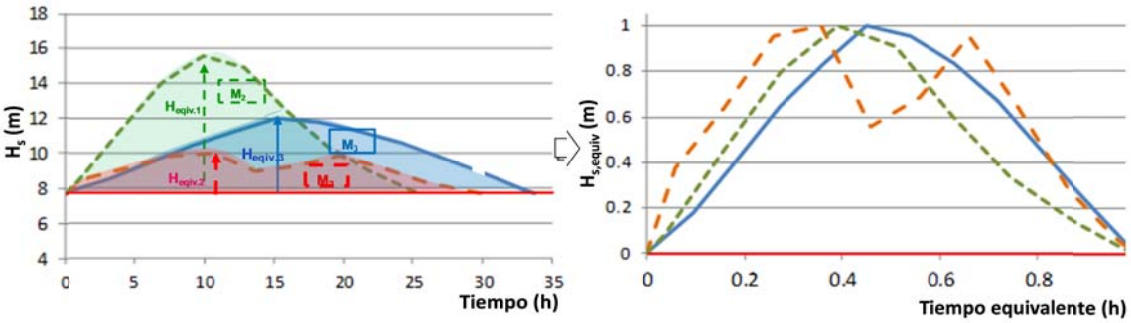


Figura 4 Transformación de las tormentas

Una vez transformadas las tormentas, se calcula por separado la media de las posiciones en abscisas (duraciones equivalentes), x_1, x_2, y en ordenadas (alturas equivalentes), y_1, y_2, de los vértices que determinan las posiciones del primer, V_1, y segundo, V_2, picos de las tormentas reales transformadas, es decir: (ver Figura 5).

$$x_1 = \frac{1}{n} \cdot \sum_i^n x_{1_i}; y_1 = \frac{1}{n} \cdot \sum_i^n y_{1_i}; x_2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_i^n x_{2_i}; y_2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_i^n y_{2_i} \quad (1)$$

Dichos valores constituyen los parámetros representativos de la *tormenta equivalente de la zona de proyecto* que se aplicarán posteriormente para reproducir el temporal de cálculo correspondiente al periodo de retorno y analizar la evolución del daño sobre una determinada estructura.

Considerando la magnitud de la tormenta real, $M_{real,}$ y la correspondiente altura de ola significante del pico, $H_{s,peak}$, del temporal de cálculo estimado por extrapolación de la muestra con el procedimiento que se indica en el apartado relativo a la "Caracterización estadística de los temporales de retorno", la duración de la tormenta teórica no transformada, $D_{Trapezoide,}$ correspondiente al modelo EMS, se obtiene despejando de la siguiente igualdad:

$$M_{real} = (1/2) H_{equiv} D_{Trapezoide} \left(x_1 y_1 + (y_1 + y_2)(x_2 - x_1) + y_2(1 - x_2)\right) \quad (2)$$

siendo, $H_{equiv,}$ la diferencia entre la altura de ola significante en el pico del temporal, $H_{s,peak,}$ y la que fija el umbral que establece la condición de tormenta $H_{T,}$

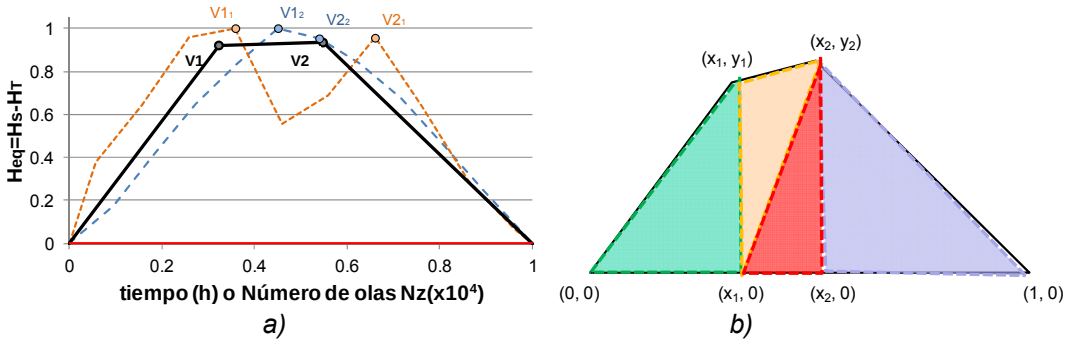


Figura 5 a) Ejemplos de dos tormentas transformadas y la teórica (en negro) donde se indica las posiciones de los vértices de las formas transformadas ($V_{1,i}$, $V_{2,i}$, (i=1,N_{tor})) y de las correspondientes a la teórica (V_1 y V_2) b) Determinación del área del trapezoide que determina el patrón de la tormenta teórica trapezoidal, como suma de triángulos definidos por las coordenadas de los vértices, x_1, x_2, y_1, y_2.

EVOLUCIÓN DEL PERIODO MEDIO EN EL TRANSCURSO DE LA TORMENTA

En los estudios descritos anteriormente no se establece la forma de seleccionar el periodo medio, T_m, de cada uno de los estados de mar que determinan la evolución de la tormenta. Esto es una limitación importante si se quiere analizar la progresión del daño de una estructura marítima puesto que su valor determina el flujo total de energía soportado por la estructura en el transcurso de las sucesivas tormentas. En el presente trabajo la evolución del periodo medio ha sido analizada con tres aproximaciones.

La primera aproximación, utilizada por Boccotti (2000) para calcular el número de olas requerido para establecer la altura de ola de máxima más probable y establecer la duración (base) de su modelo triangular teórico de tormenta, asume la representatividad del espectro Jonswap para condiciones de temporal definida por Rice (1945):

$$T_m = 6.6\pi\sqrt{\frac{H_s}{4g}} \qquad (3)$$

La segunda aproximación considera los límites de aplicación del espectro Jonswap, para los distintos tipos de oleaje establecidos por Torsethaugen, Faanes y Haver (1984), y las características de los oleajes en la zona de proyecto, ver Figura 6.

En la tercera aproximación, propuesta para el dimensionamiento de obras de abrigo por Martín Soldevilla, Aberturas y Serrano (2009), se hace uso de la función de densidad conjunta de los picos de tormenta, seleccionándose, para cada altura de ola, el periodo medio más probable.

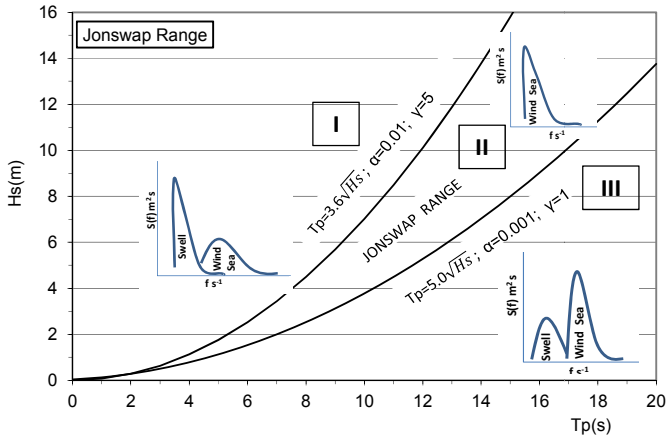


Figura 6 Rango de aplicación del espectro Jonswap. Torsethaugen, Faanes y Haver (1984).

CARACTERIZACIÓN ESTADISTICA DE LOS TEMPORALES DE RETORNO

Para la caracterización estadística de los parámetros representativos que definen el temporal de cálculo se utilizan cópulas bivariadas. Las variables consideradas son la altura de ola significante del pico de la tormenta, su magnitud y el periodo medio concomitantes con la $H_{s,peak}$ (ver Figura 7).

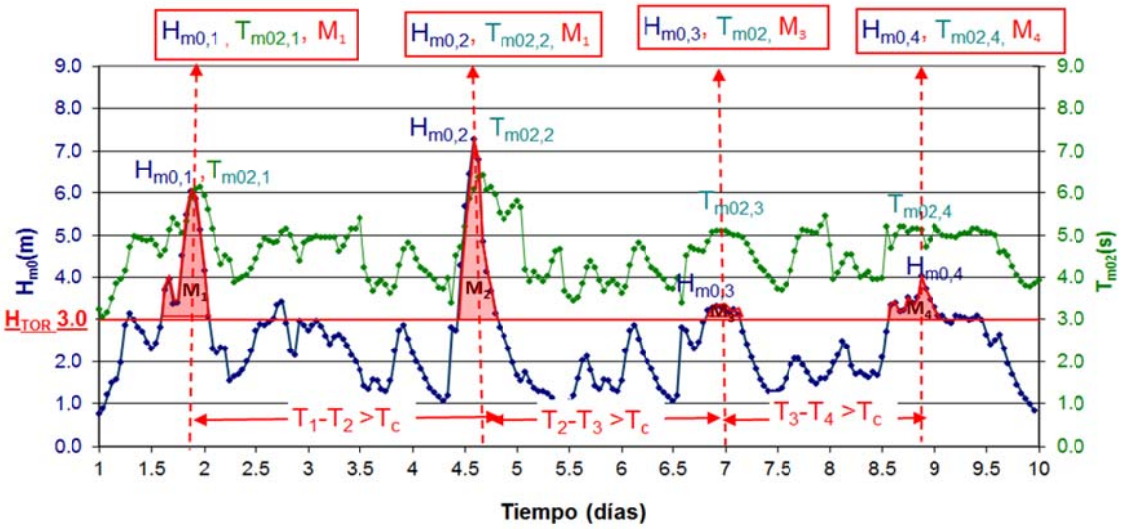


Figura 7. Selección de la muestra representativa

Para la caracterización conjunta de las variables ($H_{s,peak}$, T_m) y ($H_{s,peak}$, M), se consideraron las cópulas de Gumbel, Clayton y Frank habiéndose seleccionado la de Gumbel para las variables $H_{s,peak}$, T_m, ver Figura 8 a, y la de Clayton para $H_{s,peak}$, M, ver Figura Figura *8* b, por ser las que presentan un mejor ajuste general a todo tipo de tormentas. La expresión de éstas cópulas paramétricas es:

Gumbel

$$C(u,v,\theta) = exp\{(-\ln u)^\theta + (-\ln v)^\theta\}, \quad \theta \in [1,\infty) \qquad (4)$$

Clayton

$$C(u,v,\theta) = max\left[\{u^{-\theta} + v^{-\theta} - 1\}^{-1/\theta}, 0\right], \quad \theta \in [-1,\infty)\backslash\{0\} \quad (5)$$

donde u y v son las distribuciones marginales de cada par de variables, *(F($H_{s,peak}$), F(T_m))*, *(F($H_{s,peak}$), F(M))* y θ es el parámetro de dependencia.

Para el ajuste de las marginales $H_{s,peak}$,y T_m se emplea la distribución de Weibull de tres parámetros y para la magnitud, M, la Lognormal.

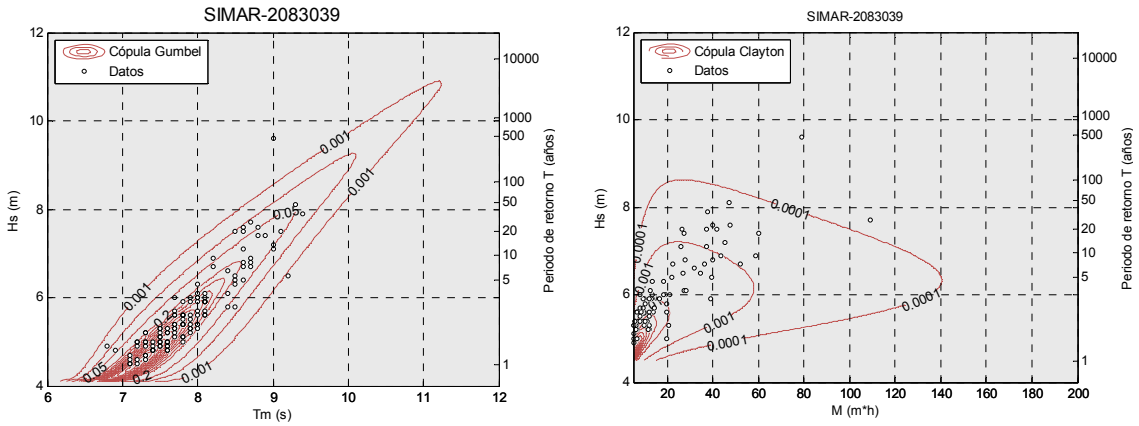


Figura 8. Función de densidad conjunta de a) Gumbel ($H_{s,peak}$, T_m) b) Clayton ($H_{s,peak}$, M)

Dado que en más de una dimensión un determinado periodo de retorno no tiene una única solución en términos de las marginales, el procedimiento que se propone hasta disponer de una análisis más completo para establecer las características del suceso extremo es determinar, a partir de la correspondiente marginal teórica, la altura de ola significante correspondiente al periodo de retorno requerido por las recomendaciones para el tipo de estructura y para las otras dos variables seleccionar los valores más probables asociados a dicha altura.

ANÁLISIS DE LA VALIDEZ DE LOS MODELOS TEÓRICOS DE TORMENTAS

Para comprobar la representatividad de las diferentes aproximaciones, se utiliza la formulación de (Melby, Kobayashi 2011) considerándose el daño final y la evolución del daño resultantes de la tormenta real y la teórica.

Dicho modelo asume la teoría lineal de oleaje, y considera el flujo de momento máximo de las olas definido como:

$$\frac{(M_F)_{max}}{\gamma_w g h^2} = \frac{1}{2}\frac{H_s}{h}\frac{\tan kh}{kh} + \frac{1}{8}\left(\frac{H_s}{h}\right)^2\left[1+\frac{2kh}{\sinh kh}\right] \qquad (6)$$

donde γ_w es la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad y $k=2\pi/L$, es el número de onda.

Para oleaje no lineal, usa la expresión empírica de (Hughes, 2004):

$$\frac{(\mathrm{M_F})_{\max}}{\gamma_w g h^2} = \mathrm{A_0}\left(\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{g\,T_m^2}}\right)^{-\mathrm{A_1}} \text{ con: } \mathrm{A_0} = 0.639\left(\frac{\mathrm{H_s}}{\mathrm{h}}\right)^{2.026} \text{ y } \mathrm{A_1} = 0.189\left(\frac{\mathrm{H_s}}{\mathrm{h}}\right)^{-0.391} \qquad (7)$$

La expresión propuesta para estimar la evolución del daño es:

$$S(t_n) = K_s\sqrt{N_{ze} + (N_z)_n}(a_m N_m)_n^5 \text{ , con } n=1,\ldots n \text{ estados de mar} \qquad (8)$$

donde K_s es un parámetro añadido para el análisis del daño posterior, N_{ze} el número equivalente correspondiente al dañoS_{n-1}, $N_{ze} = (S_{n-1}/K_s(a_m N_m)_n^5)^2$, $(N_z)_{n=j}$ el número total de olas soportado por la estructura en el transcurso del estado de mar asociado a un segmento de la tormenta de duración $dt_j = t_j - t_{j-1}$ siendo $(N_z)_j = dt_j/T_{m_j}$ y a_m un parámetro dependiente de la porosidad, P, la pendiente θ, y del peralte, s_m, de cada estado de mar dado por:

$a_m = 1/\left(5\cdot P^{0.18}\sqrt{\cot\theta}\right)$, para rotura en plunging $s_m \geq s_{mc}$

$a_m = {s_m}^{P/3}/(5\cdot P^{0.18}(\cot\theta)^{0.5-P})$ para rotura en surging $s_m < s_{mc}$

con s_{mc} el peralte crítico dado por $s_{mc} = -0.0035\cot\theta + 0.028$, N_m es el número de estabilidad que depende del flujo del momento de la ola, y se obtiene de la siguiente expresión:

$$N_m = \left(\frac{(M_F)_{max}}{\gamma_w g h^2}\frac{K_\alpha}{\Delta}\right)^{\frac{1}{2}}\frac{h}{D_{n50}} \qquad (9)$$

$\Delta = (S_r - 1)$; siendo $S_r = \gamma/\gamma_w$ peso específico de a las piezas, con γ densidad de la roca, K_α es un coeficiente que contiene a su vez a K_m y K_r, coeficientes empíricos para tener en cuenta la relación entre la forma de la superficie de las piezas del manto y su trabazón.

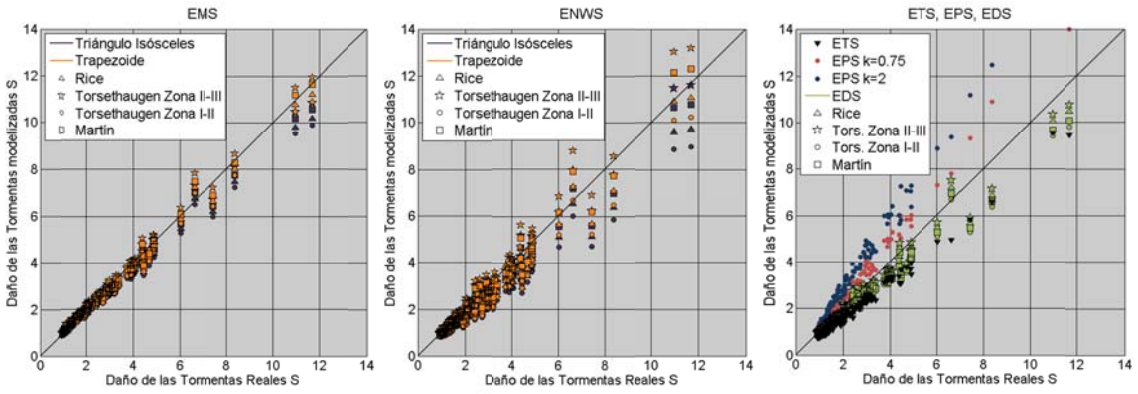
Debido al volumen de casos analizados solo se presentan los resultados correspondientes al modelo que en general obtiene mejor ajuste, el Equivalent Shape Magnitude Storm (EMS) tomando, para cada uno de los estados de mar que conforman a tormenta, el periodo medio el propuesto por Martín Soldevilla, Aberturas y Serrano (2009). El daño final se analiza en términos del coeficiente de correlación entre el daño producido por la tormenta resultante de la tormenta real y la teórica, (ver Tabla 1) considerándose también el método más simplista, que es la observación de la dispersión de los datos del daño final real y teórico así como la desviación de la evolución del daño en el transcurso de la tormenta

Tabla 1 Coeficientes de determinación y variación resultantes de las distintas aproximaciones

SIMAR	**1042072**	**1043074**	**1049076**	**1055075**	**2044021**	**2083039**
Triángulo Isósceles	0.9846	0.9843	0.9742	0.9901	0.9996	0.9907
Trapezoide	0.9941	0.9927	0.9888	0.9937	0.9881	0.991

Con el fin de mostrar las diferencias entre los dos modelos propuestos, EMS y ENWS de ajuste H_s y los distintos ajustes del $T_{m,}$ tomando las formas triangular isósceles y trapezoidal se muestra el daño final de las tormentas reales y teóricas resultantes de los modelos EMS y ENWS en el punto SIMAR-1042072, (Figura 9 a y b). La comparación entre los modelos propuestos y los desarrollados por Boccotti, (2000), ETS, Fedele et al., (2010) EPS y Corbella et at (2012), EDS, se muestran en la Figura 9 c.

La evolución de daño resultante del modelo EMS con las distintas formas geométricas ensayadas y la correspondiente a la tormenta real se recoge, para todos los puntos Simar_44 analizados en la Figura 10 – 15.



a) *b)* *c)*

Figura 9 Representación del daño final de las tormentas reales frente a las modelizadas a través del modelos a) EMS y b) ENWS considerando para las cuatro aproximaciones del periodo medio, y los dos formas geométricas que mejores ajustes ofrecen a la totalidad de las tormentas c) ETS y EPS ,EDS para las mismas formas geométricas y periodo que los modelos EMS y ENWS.

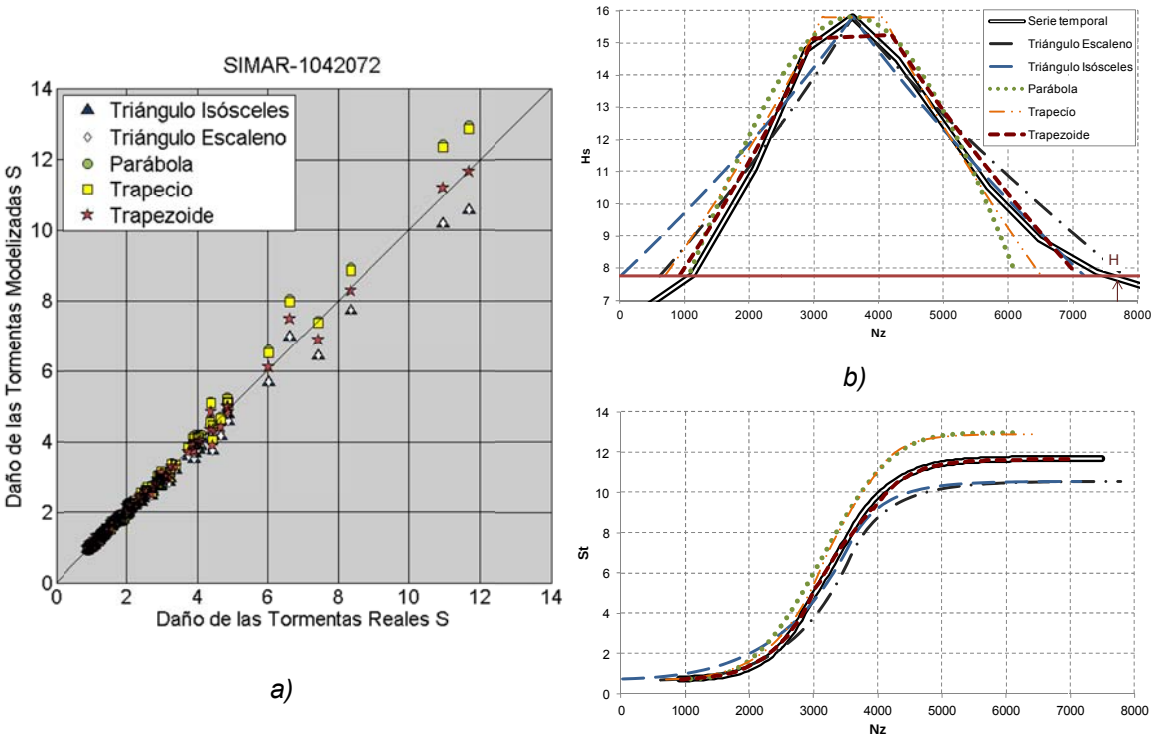


Figura 10. PUNTO SIMAR 1042072. a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

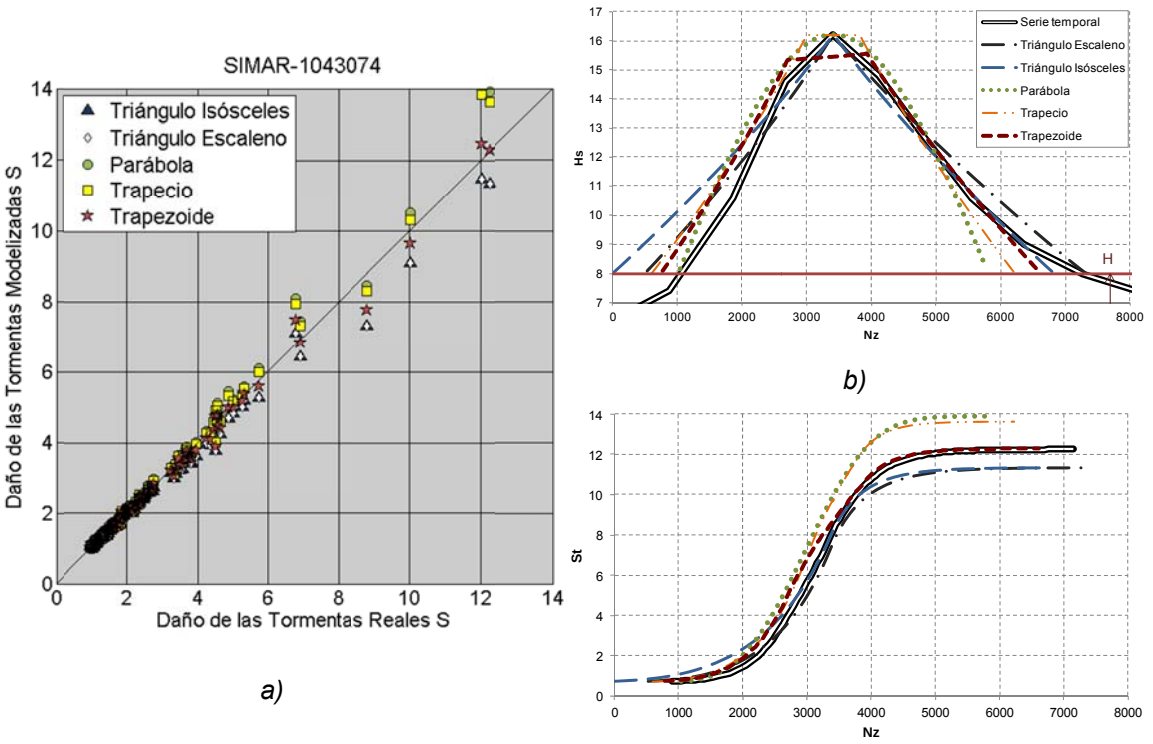


Figura 11. PUNTO SIMAR 1043074. a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

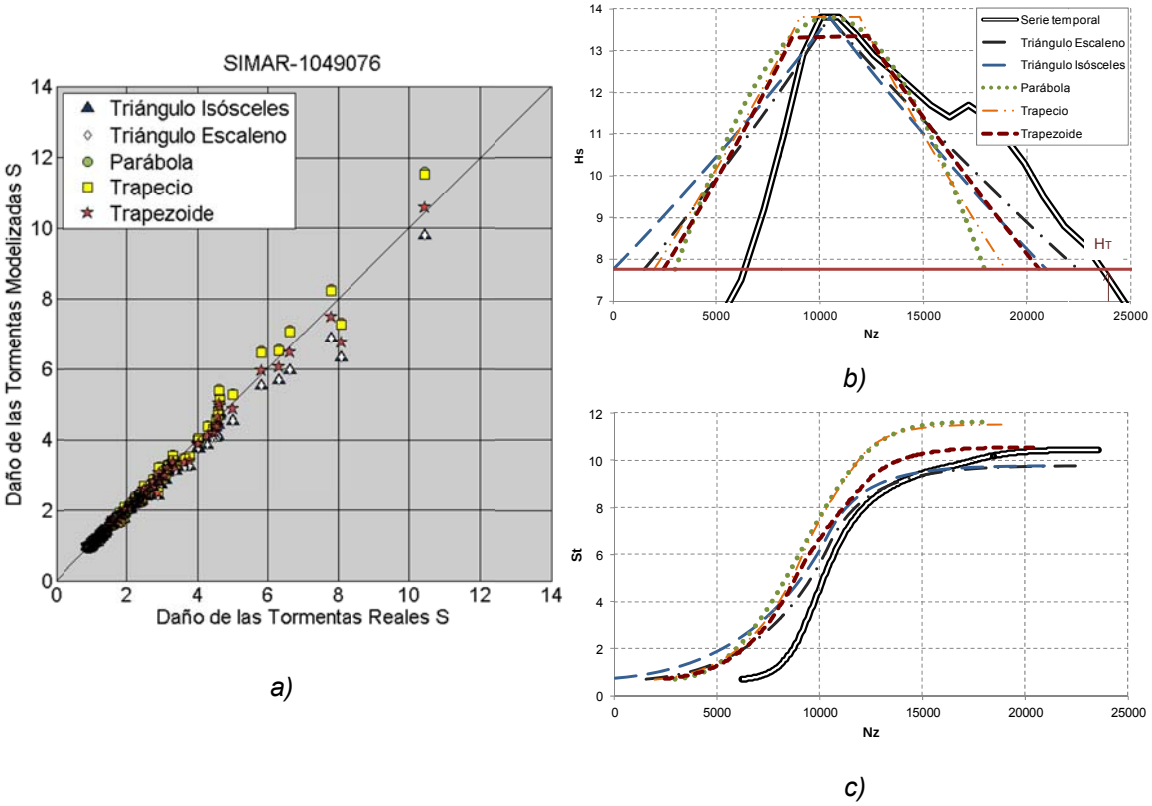


Figura 12. PUNTO SIMAR 1049078. a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

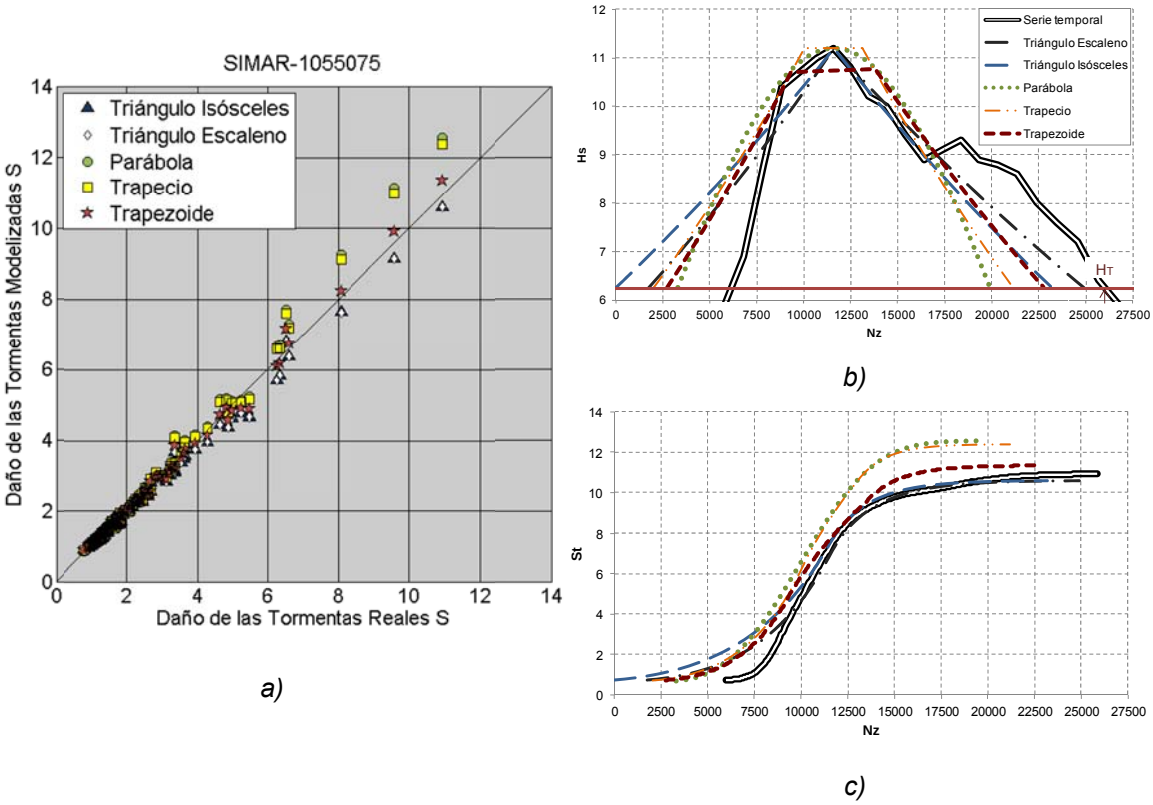


Figura 13. PUNTO SIMAR 1055075. a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

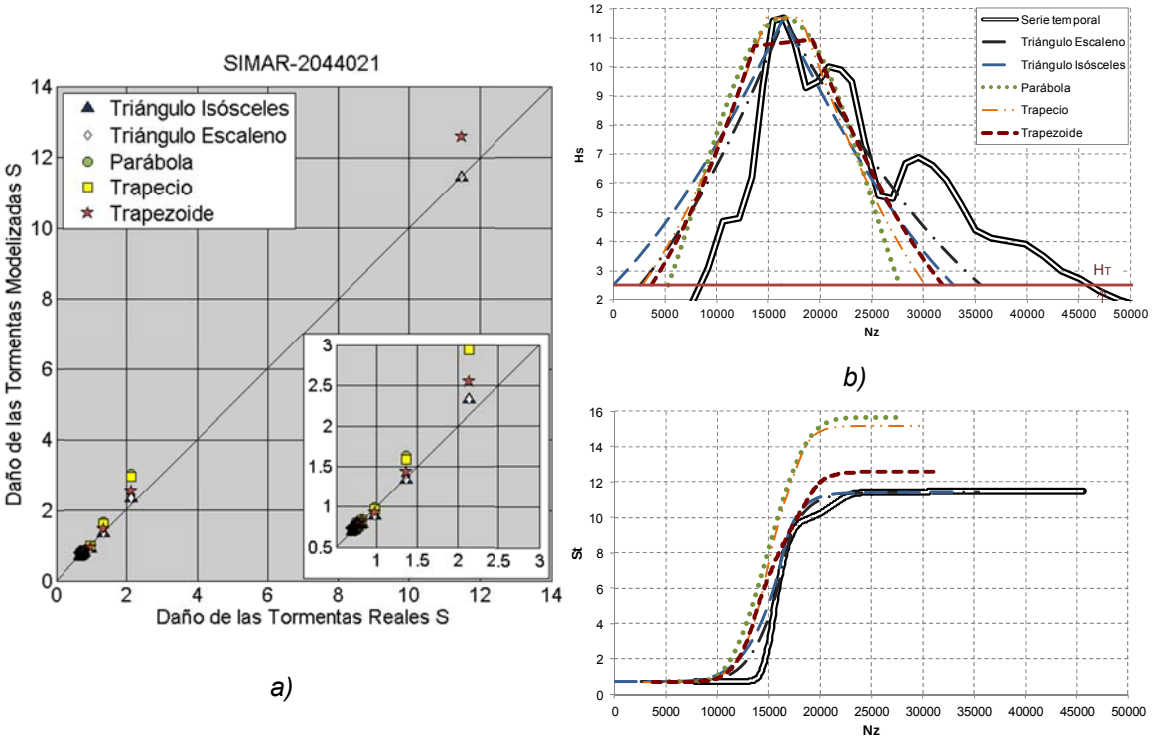


Figura 14. PUNTO SIMAR 2044021 a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

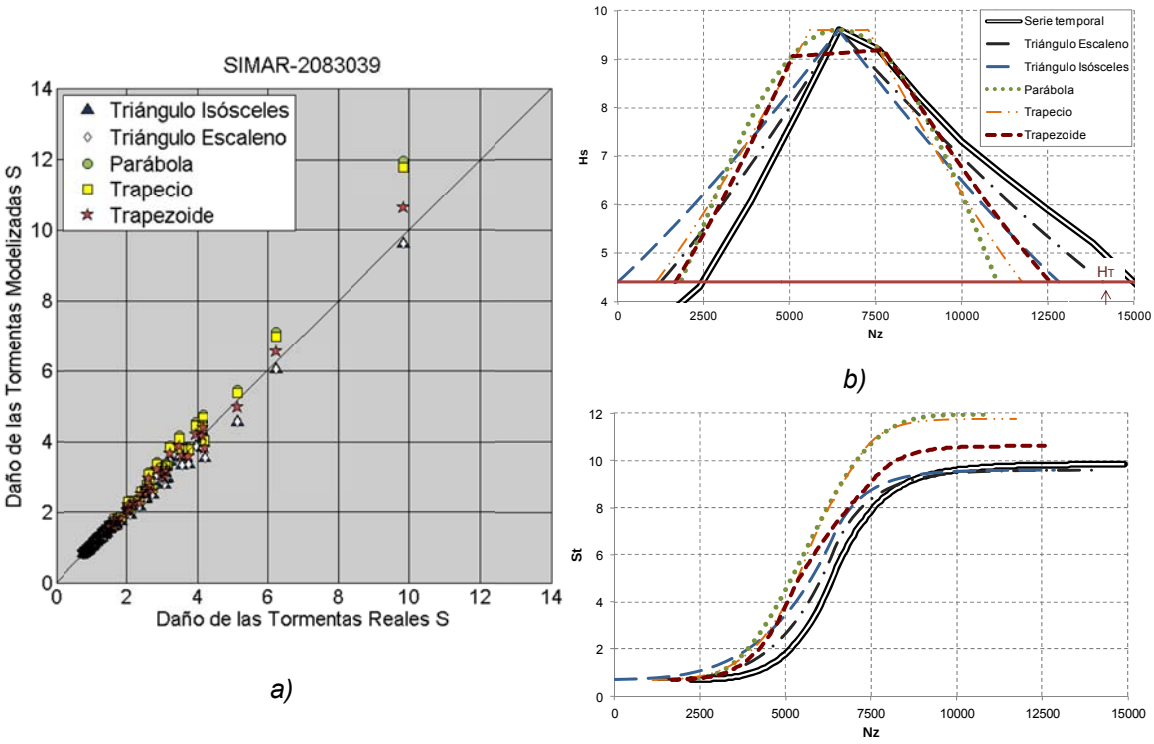


Figura 15. PUNTO SIMAR 2083039 a) Daño final de las tormentas reales frente a las teóricas b) Tormentas real y teóricas c) Evolución del daño en transcurso de las tormentas reales y teóricas

CONCLUSIONES

De los modelos existentes el modelo triangular de tormenta, ETS, de Boccotti, (2000) y el modelo que utiliza la duración de la tormenta real, EDS, de Corbella et at (2012) son aceptables para reproducir la progresión del daño de las estructuras marítimas enfrentadas a tormentas típicas de viento, sin embargo para estados de mar con peso importante de oleaje swell los modelos infravaloran el daño. El modelo EPS, de (Fedele et al., 2010) que es la generalización del modelo ETS, es conservador para el coeficiente de forma de λ=0.75 y λ=2, sobrestimando el daño, tanto con oleajes típicos de viento como con los más desarrollados.

De los modelos propuestos el modelo EMS, basado en la magnitud de las tormentas, reproduce adecuadamente la evolución del ciclo de solicitación asociado a tormentas de distintas características. El modelo que utiliza el número de olas, ENWS, asumiendo forma triangular reproduce de forma adecuada la progresión del daño frente a temporales típicos de viento, no obstante para temporales asociados a oleajes más desarrollados, el modelo EMS es el apropiado**.**

La forma geométrica que mejor reproduce la evolución del temporal depende de las características climáticas de la zona de proyecto. De acuerdo con los resultados obtenidos en éste estudio la forma triangular es la adecuada en zonas sometidas a temporales sin gran desarrollo, localizados en el Mar Mediterráneo, mientras que la forma trapezoidal es el patrón de tormenta característico de la fachada Cantábrica y Noratlántica caracterizada por temporales con un mayor desarrollo.

Para la elección del periodo medio asociado a cada uno de los estados de mar que determinan la evolución de la tormenta por encima del umbral de referencia, la aproximación propuesta por Martín Soldevilla, Aberturas y Serrano (2009) es la más versátil reproduciendo igualmente bien los temporales típicos de viento como los asociados a oleajes con mayor desarrollo.

Para la extrapolación de las tormentas fuera de la región con datos, necesaria para caracterizar las tormentas de diseño de las obras de abrigo, la utilización de las cópulas es de extraordinaria utilidad permitiendo obtener un control directo de cada una de las marginales que definen el suceso extremo analizado.

Para validar la correspondiente caracterización estadística se prevé aplicar la caracterización teoría de la historia de los temporales al análisis de otros estados límites últimos (ie fallo de la banqueta, estabilidad en el trasdós cuando el dique es rebasable) y estados límite de servicio (ie overtopping)

REFERENCIAS

Boccotti, P. 2000, Wave Mechanics for Ocean Engineering, Elsevier Science, Oxford.

Corbella, S. & Stretch, D.D. 2012, "Multivariate return periods of sea storms for coastal erosion risk assessment ", Natural Hazards and Earth System Science, vol. 12, no. 8, pp. 2699-2708.

De Michele, C. & Salvadori, G. 2003, "A Generalized Pareto intensity-duration model of storm rainfall exploiting 2-Cópulas", Journal of Geophysical Research-Atmospheres, vol. 108, no. D2, pp. 4067.

De Michele, C., Salvadori, G., Passoni, G. & Vezzoli, R. 2007, "A multivariate model of sea storms using cópulas", Coastal Engineering, vol. 54, no. 10, pp. 734-751.

Fedele, F. & Arena, F. 2009, "The equivalent power storm model for long-term predictions of extreme wave events", Proceedings of the 28th International Conference on Ocean, Offahore and Arctic Engineering, .

Martín Soldevilla, M.J., Aberturas, P. & Serrano, O. 2009, "Caracterización bivariada de los temporales en la costa española para su aplicación al diseño de estructuras (ROM 0.0)", x Jornadas españolas de Costas y Puertos.

Melby, J.A. & Kobayashi, N. 1998, "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters", Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-Asce, vol. 124, no. 6, pp. 286-294.

Melby, J.A., 1999. "Damage progression on rubble-mound breakwaters", A937763. Melby, J.A. & Kobayashi, N. 2011, "Stone Armor Damage Initiation and Progression Based on the Maximum Wave Momentum Flux ", Journal of Coastal Research, vol. 27, pp. 110-119.

Rice, S.O. 1945, "Mathematical Analysis of Random Noise", Bell System Technical Journal, vol. 24, pp. 46-156.

R*OM 1.0-09 Recomendaciones de diseño y ejecución de Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes Climáticos), (2009), Puertos del Estado.*

ROM 0.0-01 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias Diciembre), (2001), Puertos del Estado.

Sobey, R.J. & Orloff, L.S. 1999, "Intensity-duration-frequency summaries for wave climate", Coastal Engineering, vol. 36, no. 1, pp. 37-58.

Torsethaugen, K., Faanes, T. & Haver, S. 1984, Characteristica for Extreme Sea States on the Norwegian Continental Shelf.

Van der Meer, J. 1988, Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack.

Van der Meer, J.W. & Pilarczyk, K.W. 1984, "Stability of rubble mound slope under random wave attack ", Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering, vol. 1, no. 19, pp. 3957.

Tema 2

Energías Renovables en el Medio Marino

DISEÑO DE PROTECCIONES PARA EL CONTROL DE LA SOCAVACIÓN EN PARQUES EÓLICOS MARINOS

C. Matutano Molina [1], V. Negro Valdecantos [2], J.S. López-Gutiérrez [3], M.D. Esteban Perez [4]

Universidad Politécnica de Madrid, C/Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid, clara.mmolina@alumnos.upm.es[1], vicente.negro@upm.es[2], josesantos.lopez@upm.es[3], mariadolores.esteban@upm.es [4]

RESUMEN

La presente investigación se basa en el análisis de los diferentes criterios empleados hasta la fecha para el dimensionamiento de las protecciones frente a la socavación presentes en parques eólicos marinos monopilotados. A través de la revisión que se realizó sobre las recomendaciones de diseño existentes se detectó una gran carencia de criterios basados en parámetros característicos del oleaje. En este sentido, considerando la importancia que las acciones del oleaje tienen tanto en el desarrollo del fenómeno de la socavación alrededor de las cimentaciones, como en su propio diseño, se propone el empleo de un nuevo criterio basado en variables características del oleaje, y la clasificación de dichas estructuras de acuerdo a la propuesta que Van der Meer realizó en su Tesis (Van der Meer (1988)).

INTRODUCCIÓN

El fenómeno de la socavación pone en peligro la operatividad de estructuras offshore comprometiendo su estabilidad. Hasta ahora, se han llevado a cabo diferentes estudios destinados a estudiar el origen y el desarrollo de este fenómeno presente alrededor de las pilas de los puentes (bajo condiciones de corriente continua). Aunque hace unos años, comenzó también el estudio de este fenómeno en el entorno marino, teniendo en cuenta así, que estas estructuras se encuentran sometidas a corrientes, mareas y oleaje.

El aumento en la planificación y construcción de parques eólicos offshore en los últimos años está asociado a la necesidad de mejorar el diseño de estas estructuras, y optimizar los costes presentes en sus implementaciones. La experiencia a corto plazo en el campo de la tecnología eólica marina ha conllevado que se establezcan metodologías con el objetivo de elaborar recomendaciones para todos los pasos necesarios a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras (Esteban, 2011). Por otro lado, durante estos años, también ha sido importante conocer cómo la propia presencia de los parques eólicos puede afectar a los procesos litorales, para prevenir o evitar dicho impacto (Esteban, 2009).

METODOLOGÍA

Para llevar a cabo esta investigación, se realizó una exhaustiva revisión sobre la información disponible públicamente sobre parques eólicos marinos europeos. Analizando para ello desde la primera experiencia offshore en 1991 (Dinamarca), hasta las recientes propuestas de implantación en Reino Unido. Durante esta fase se definieron sus principales características, el clima marítimo, la correlación entre la altura de ola y el periodo asociado a una determinada recurrencia, y el tipo de protección empleado en su diseño (peso medio de las piezas, diámetro nominal en el caso de protección de escollera, espesor y comportamiento).

Durante el análisis de las formulaciones existentes para el dimensionamiento de las protecciones recogidas en algunas investigaciones como Sumer and Fredsoe (2002) o Zanke et al. (2011), se detectó la ausencia de criterios basados en parámetros característicos del oleaje. Esta carencia motivó la búsqueda de nuevas formulaciones, empleando finalmente la propuesta por Löffler y Kortenhaus (1999) en función de la altura de ola y la longitud de onda.



Figura 1. Locación de los parques eólicos offshore estudiados.

Teniendo en cuenta la experiencia existente de los parques eólicos offshore en funcionamiento, el análisis de los datos de diseño, las bases de datos sobre clima marítimo y la interacción suelo estructura, se llevó a cabo la calibración del parámetro de altura de ola adimensional (H_0) y la extensión que deben adoptar las protecciones frente a la erosión (L_{ext}) para proponer un diseño preliminar y una clasificación para las protecciones presentes en parques eólicos marinos. Todo ello en base a parámetros característicos del clima marítimo que permiten tener en cuenta de forma directa las acciones del oleaje.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta los primeros ajustes en el diseño de las protecciones frente a la socavación, se propone llevar a cabo el dimensionamiento de estas estructuras con extensiones entre L/4 y L/2 desde el centro de la monopila, mediante un material de escollera.

Así mismo, se propone la clasificación de estas estructuras de acuerdo al criterio expuesto por Van der Meer (1988), teniendo en cuenta que todas ellas presentan valores del parámetro de ola adimensional (H0) entre 6 y 15.

REFERENCIAS

Esteban, M.D.; Diez, J.J.; López, J.S., y Negro, V., 2009. "Integral Management applied to Offshore Wind Farms", Journal of Coastal Research, SI 56, 1204-1208.

Esteban, M.D.; Diez, J.J.; López, J.S., y Negro, V., 2011, Methodology for the design of offshore wind farms, J. Coastal Res. SI 64 (2011), pp496-500, Szczecin, Poland.

Löffler, A. y Kortenhaus, A. , 1999, Non breaking waves – Pressures on berms –, Chapter 4.6. Mast III/PROVERBS. MAS· - CT95-0041. Final Report. Volume IIa. Hydrodynamic Aspects. Edited by N.W.H. Allsop. April 1999.

Sumer, B.M. y Fredsøe, J., 2002, The mechanics of scour in the marine environment. World Scientific Press, Advanced Series on Ocean Engineering, vol 17, Singapore.

Van der Meer, J.W.,1988, Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis, Delft University of Technology. Also Delft Hydraulics Publication no. 396.

Zanke, U., Hsu, TW., Roland, A., Link, O. y Diab, R., 2011, Equilibrium scour depths around piles in noncohesive sediments under currents and waves, Coastal Engineering 58 (2011) 986-991

ENERGÍA RENOVABLE MARINA EN LA COSTA CATALANA. UNA EVALUACIÓN DEL RECURSO MEDIANTE SIMULACIONES DE ALTA RESOLUCIÓN

M. Espino Infantes[1], M. Grifoll Colls[1], E. Pallarès López[1], A. Palomares Losada[2], J. Navarro Montesinos[2], P. Á. Jiménez Muñoz[2], J. Sospedra Iglesias[1], D. González-Marco[1], A. S-Arcilla Conejo[1]

[1]Laboratori d'Enginyeria Maritima. Universitat Politècnica de Catalunya (LIM/UPC), C/Jordi Girona, 1-3. Edifici D1 Campus Nord, 08034 Barcelona, manuel.espino@upc.edu
[2]Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas (CIEMAT), Av. Complutense, 40, 28040 Madrid, ana.palomares@ciemat.es

El elevado número de actividades que coexisten en el litoral mediterráneo requiere considerar el posible uso de las energías renovables marinas, procurando su compatibilidad con el mantenimiento de un entorno atractivo que no dañe la industria turística. Las condiciones de viento sobre el mar en las proximidades de la costa catalana (en algunas zonas con velocidades de viento superando fácilmente los 10 m / s) sugiere el uso de turbinas de viento fondeadas lo suficientemente lejos de la costa a fin de reducir su impacto visual y ecológico. Sin embargo, las distancias horizontales necesarias implican a menudo profundidades mayores de 100 metros, debido a la estrecha plataforma continental del litoral catalán.

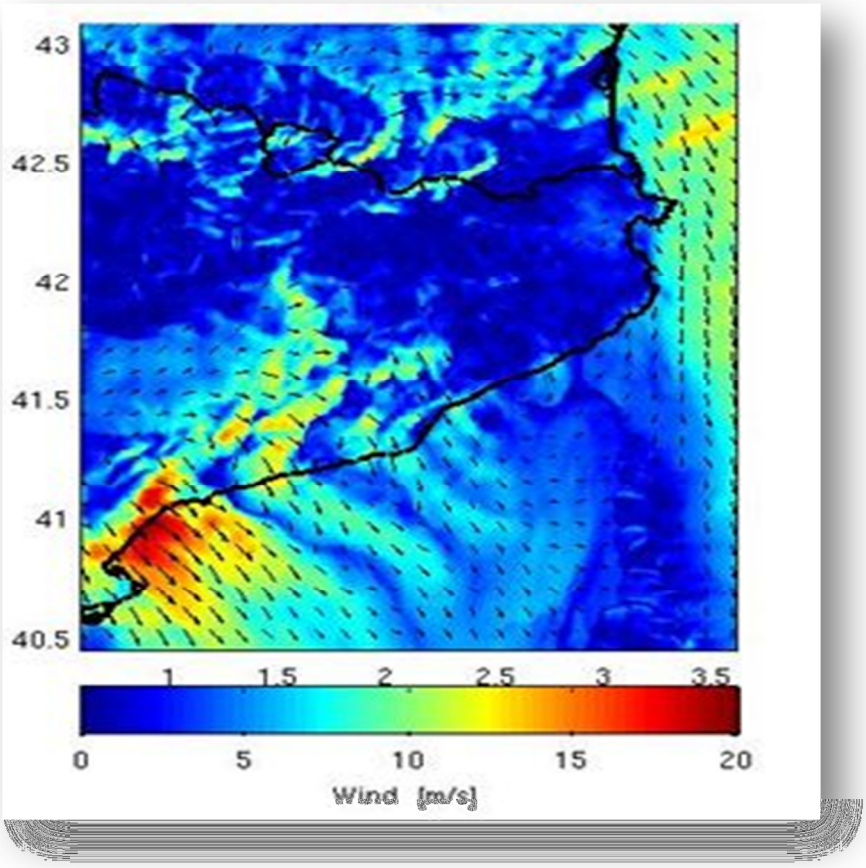


Figura 1. Resultados de modelos de viento de alta resolución

Con este planteamiento se ha decidido poner en marcha el proyecto de investigación *NEPTUNE*, que consiste en el desarrollo de una boya meteo-oceanográfica para la medición del perfil de viento y así poder optimizar los cálculos del recurso energético. La boya incluye un LIDAR y el "*software"* y "*hardware"* necesarios para compensar los movimientos inducidos por el oleaje. Este proyecto se enmarca dentro de las pruebas que se realizarán para optimizar la estación "Zèfir", una iniciativa para el aprovechamiento de la energía renovable marina promovida por el IREC - Institut de Recerca en Energia de Catalunya. Dentro del proyecto *Neptune* se plantea la utilización de modelos meteo-oceanográficos de alta resolución para así limitar los elevados errores que frecuentemente muestran las simulaciones, operacionales o bien off-line, en esta zona costera con fuertes gradientes.
En este artículo se mostrará el cálculo de parámetros meteo-oceanográficos con alta resolución (figura 1), distinguiendo entre errores de origen físico y errores de origen numérico. La validación obtenida con medidas locales ha permitido una cuantificación inicial de los errores y una clasificación de los mismos en función de los patrones meteo. Este análisis también se está utilizando para realizar una nueva calibración de las series temporales procedentes de "*hind-casting*", valorando críticamente las mejoras obtenidas respecto a otros análisis anteriores. Todo ello con el objetivo de caracterizar lo mejor posible la incertidumbre de las predicciones en la zona a corto y largo plazo (en terminología ingenieril).

Como resultados se mostrará el proceso de calibración a alta resolución (figura 2), las correcciones iniciales de las series simuladas y la identificación de zonas con un potencial de energías renovables que posibilite su utilización económica en función de las condiciones meteo-oceanográficas actuales y la demanda social de energía en municipios costeros.

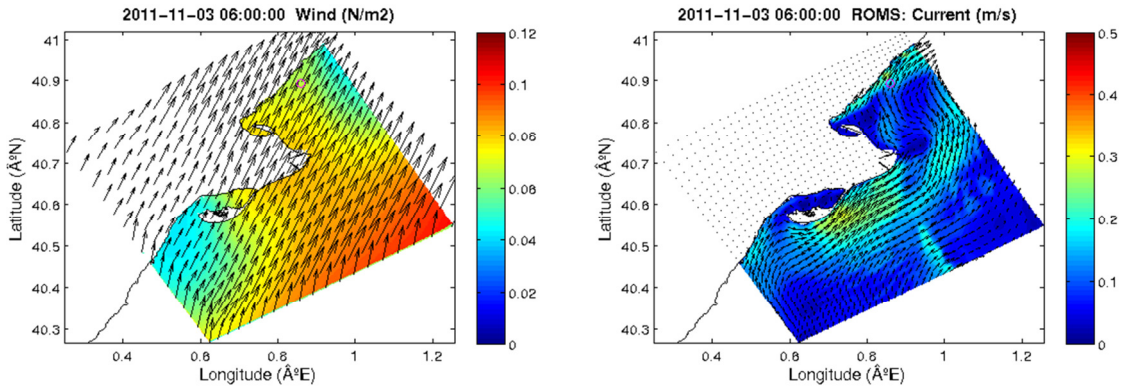


Figura 2. Calibración de los modelos meteorológicos y oceanográficos acoplados de alta resolución

OCEAN LIDER: ATLAS ESPAÑOL DE ZONAS POTENCIALES PARA INSTALACIÓN DE DISPOSITIVOS DE APROVECHAMIENTO ENERGÉTICO RENOVABLE OCEÁNICO OBTENIDO MEDIANTE UNA METODOLOGÍA INTEGRADA EN SIG.

L. Fernández Martínez[1], A. Fernández Espinosa[2], S. de Soto Ramos[3]

[123]*Proes Consultores, S.A., C/ General Yagüe 39. 28020, Madrid. lfernandez@proes.es*

CENIT-E: EL PROYECTO OCEAN LIDER

El proyecto **OCEAN** LIDER, **LÍD**eres en **E**nergías **R**enovables **Oceán**icas, aprobado en la convocatoria CENIT-e del año 2009, cuenta con un presupuesto cercano a 30 M€ (el mayor de estas características a nivel mundial). Ha recibido una subvención del 49,3% (casi 15 M€) del Centro para el Desarrollo Industrial, CDTI, y del Fondo de Inversión Local para el Empleo-Gobierno de España del Plan-E y ha sido apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

Se trata de una ambiciosa iniciativa tecnológica promovida por un consorcio de empresas de los sectores energético y marítimo españoles con una alta capacidad de I+D, que afronta el desafío de generar el conocimiento y las tecnologías necesarias para desarrollar e implantar instalaciones de aprovechamiento eficiente e integral de energías renovables oceánicas a gran escala en nuestras costas.

Además cuenta con la colaboración de 25 Organismos de Investigación, entre los que se hallan los más prestigiosos y pioneros dentro del conocimiento del mundo marino.

OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DEL PROYECTO

Los conocimientos y tecnologías generados en *Ocean Lider* permitirán el desarrollo de nuevas instalaciones, dispositivos, estructuras, artefactos de reconocimiento y caracterización del medio marino, buques, así como el desarrollo de nuevas técnicas para la generación, distribución y transporte de la energía eléctrica captada en los océanos, que permitan su aprovechamiento sostenible y la implantación de novedosos modelos inteligentes de gestión y explotación de dichas fuentes energéticas preservando el medio ambiente marino y la seguridad de la vida humana en la mar. Para ello se ha estructurado el proyecto en 6 Actividades principales: ACTIVIDAD I: Identificación y caracterización de emplazamientos aptos y óptimos para la instalación de convertidores de energía oceánica (donde se encuadra la elaboración del *Atlas de zonas potenciales*); ACTIVIDAD II: Desarrollo de tecnologías para el aprovechamiento de energías renovables y dispositivos convertidores. ACTIVIDAD III. Desarrollo de los sistemas de distribución y transporte de energía, transformación y obtención de energía eléctrica de calidad; ACTIVIDAD IV. Creación de sistemas de gestión, mantenimiento y comunicación inteligente para las estaciones de aprovechamiento; ACTIVIDAD V. Generación de tecnologías y sistemas náuticos que garanticen la operatividad y seguridad a lo largo de toda la vida útil de los dispositivos; ACTIVIDAD VI. Investigación y desarrollo de las herramientas y nuevas tecnologías para la preservación de recursos naturales, la adecuada gestión medioambiental y la contribución a la lucha contra el cambio climático.

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS ESTRATÉGICO DEL MEDIO MARINO Y SU INTEGRACIÓN EN SIG PARA OBTENCIÓN DEL ATLAS DE LAS ZONAS POTENCIALES

Dentro de la Actividad I del Proyecto *Ocean Lider* se desarrolló la tarea de generar una geodatabase de datos oceanográficos, físicos y ambientales de las costas españolas soportada por un SIG que caracterizase el medio marino.

En la siguiente fase de los trabajos se desarrolló una metodología de geoanálisis a partir de la ponderación de distintos grupos de capas de información de la base de datos mencionada representando éstos los factores críticos que describen las condiciones más representativas de nuestras costas.

De este modo, a partir de una valoración general para todos los elementos de una capa, o bien una valoración segregada por elementos dentro de la capa, y unas posteriores operaciones algebraicas entre capas, se ha obtenido una clasificación de idoneidad para las distintas localizaciones, o lo que es lo mismo, se ha determinado el potencial de cada zona de cara a la instalación en ella de una clase de dispositivo de aprovechamiento energético marino renovable concreto.

Esta operación de la valoración de capas que corresponden a cada criterio a evaluar se ha particularizado, tanto para la clase de dispositivo convertidor como para el recurso energético tratado. De este modo se han obtenido distintos atlas para las combinaciones de recurso de olas o corrientes y tecnologías de cimentación fondeadas y flotantes.

En el geoanálisis mencionado además de la información sobre el aprovechamiento del recurso energético para determinar la potencia generada por los dispositivos se han considerado otros aspectos de gran relevancia como las zonas sensibles ambientalmente, las rutas migratorias, la morfología de los fondos marinos y los usos marinos y litorales que podrán ser determinantes en la planificación espacial marina a la hora de la selecionar los emplazamientos adecuados para la implantación de dispositivos de aprovechamiento de energías renovables marinas en las aguas bajo jurisdicción española. Es decir, que se han apreciado aspectos medioambientales, aspectos operacionales y aspectos energéticos. Cada una de las capas que representa estos aspectos supone según el caso restricciones parciales o condiciones de exclusión total que se integran en el sistema de forma diferente.

El resultado del proceso es el mapeado de series georreferenciadas raster de Índice de Idoneidad en nuestras costas para la instalación de cada una de las tecnologías de aprovechamiento marino analizadas en el proyecto.

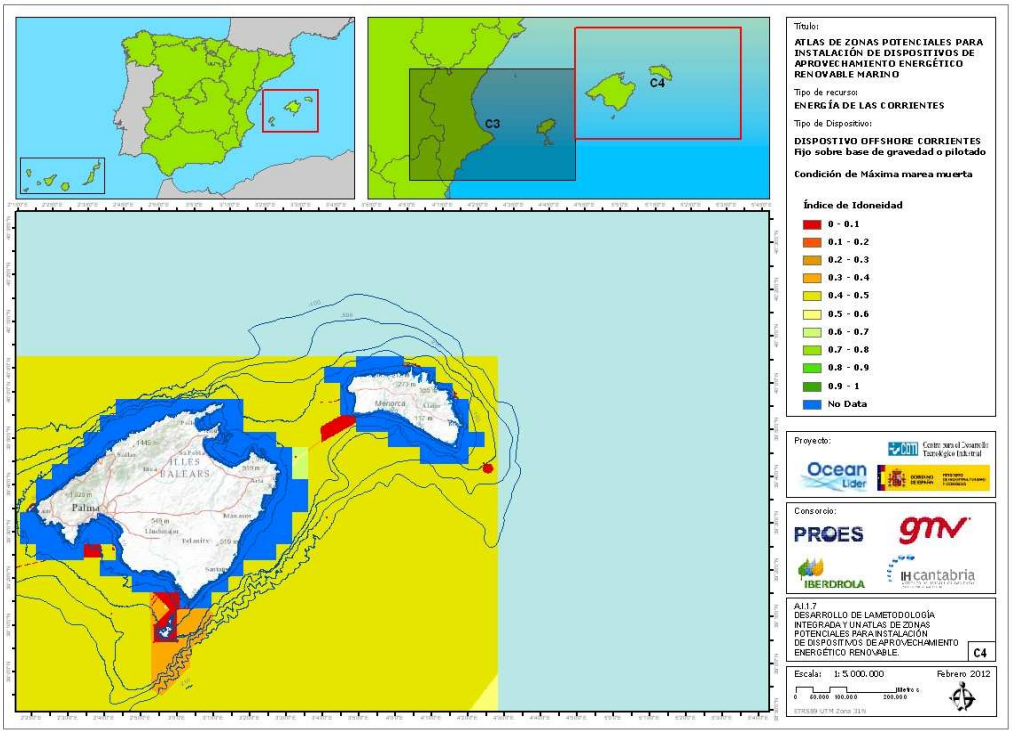


Figura 1.Zonas potenciales instalación dispositivos corrientes. Marea Muerta. Disp. Gravedad

APROXIMACION MULTI-MODAL A LA MONITORIZACION ACUSTICA EN PLANTAS EOLICAS MARINAS

A. Mas Vayreda[1], M. Haro Berois[1], C. Hernández García[2], M. Amatriain Ormazabal[3], C. Camba Rey[3]

[1] *Tecnoambiente S.L., Indústria, 550-552, 08918 Badalona, Barcelona, alex.mas@tecnoambiente.com, martin.haro@tecnoambiente.com*
[2] *AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia, Portualdea z/g, E-20110 Pasaia, Gipuzkoa, chernandez@azti.es*
[3] *Acciona Energía S.A., Avda. Ciudad de la Innovación 5, 31621 Sarriguren, Navarra, cibran.camba.rey@acciona.es, mikel.amatriain.ormazabal@acciona.es*

INTRODUCCION

Las fuentes sonoras asociadas a actividades humanas presentan efectos físicos, fisiológicos y de comportamiento sobre la fauna marina: mamíferos, reptiles, peces e invertebrados. Estos efectos pueden ser de diverso rango según la cercanía y tipología de la fuente sonora (Richardson and Thomson 1995).

Debido a que las evidencias científicas cada vez son más relevantes, el ruido producido por las actividades humanas es un contaminante cuya emisión está regulada a nivel legal en España y a nivel Europeo (European Commission and others 2010).

En los Estudios de Impacto Ambiental, la monitorización acústica de áreas marinas se realiza habitualmente a partir de datos obtenidos exclusivamente por sensores acústicos. Estos sensores registran información que puede ser generada por múltiples fuentes sonoras de origen natural como: lluvia, viento, olas, corrientes, organismos biológicos, etc. Asimismo, el ruido provocado por fuentes de origen antropogénico se superpone, en frecuencia y amplitud, a dichas fuentes naturales. Por lo tanto, establecer una relación directa entre las fluctuaciones del ruido registrado por los sensores acústicos y las fuentes de sonido antropogénicas o naturales es, a menudo, una tarea difícil en la que se confía en anotaciones manuales realizadas por expertos y/o en algoritmos de detección y clasificación automática.

Sistema Propuesto

En este artículo se presenta el sistema, llamado ACOUA (Acoustic Characterization Of Underwater Areas), que aprovecha la sinergia generada al complementar los datos acústicos con información proveniente de variables medioambientales (por ej. adquiridas por medio de boyas meteorológicas) y datos sobre el tráfico marítimo (por ej. datos proporcionados por el sistema de posicionamiento Automatic Identification System). El sistema multimodal ACOUA integra un gestor de base de datos con algoritmos de detección de eventos acústicos y caracterización del ruido submarino y herramientas de minería de datos y visualización (ver Figura 1). El sistema ha sido evaluado dentro del marco del proyecto WETSITE-INNPACTO. Dicho proyecto tiene como objetivo desarrollar metodologías, herramientas y pautas para el aprovechamiento eólico offshore en aguas profundas, acordes al recurso disponible en aguas españolas.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos demuestran la eficiencia del sistema ACOUA en la primera fase del proyecto WETSITE en la que se realiza el estudio de línea base acústico; permite descubrir correlaciones entre las fluctuaciones del ruido y las fuentes medioambientales, biológicas o antropogénicas a la vez que proporciona datos calibrados de los niveles de ruido como se sugiere en diferentes grupos técnicos (TNO 2011).

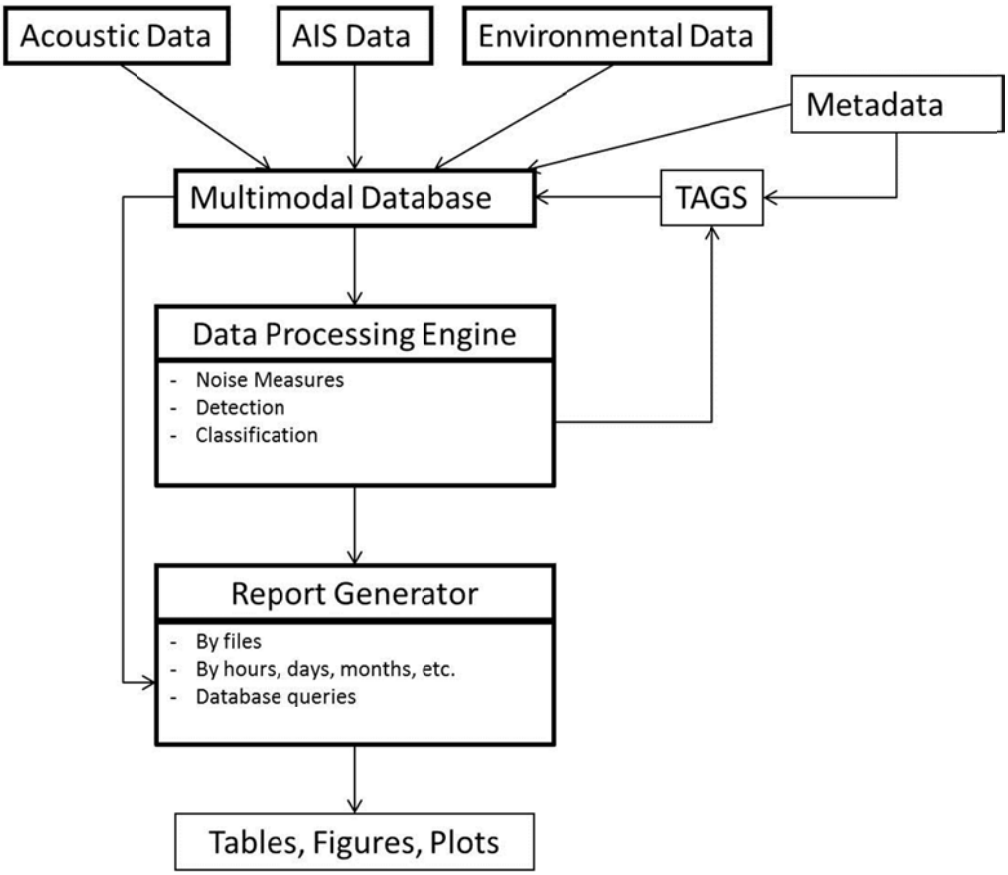


Figura 1.Esquema general del sistema multimodal ACOUA.

CONCLUSIONES

El presente trabajo aporta evidencia clara en favor del uso de aproximaciones multimodales para la monitorización acústica de áreas marinas. Asimismo, incorporar información complementaria a los registros acústicos es especialmente relevante en el caso de estudios de impacto ambiental relacionados con emprendimientos de energías renovables en el medio marino para determinar sin incertidumbre el origen de los ruidos detectados en la zona y la presencia de especies sensibles.

REFERENCIAS

European Commission, and others. 2010. "Commission Decision of 1 September 2010 on Criteria and Methodological Standards on Good Environmental Status of Marine Waters." *Official Journal of the European Union L* 232: 14–24.

Richardson, W. John, and Denis H. Thomson. 1995. *Marine Mammals and Noise*. Gulf Professional Publishing.

TNO. 2011. "Standards for Measurement and Monitoring of Underwater Noise, Part I: Physical Quantities and Their Units". M. A. Ainslie.

SOBRESTIMACIÓN DEL RECURSO ENERGÉTICO DEL OLEAJE MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS EN EL ÁREA BIMEP: POSIBLES FUENTES DE ERROR

M. Colominas[1], L. Ferrer[1], P. Liria[1], I. De Santiago[1], I. Epelde[1], M. Delpey[2], Y. Torre-Enciso[3]

[1]AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia s/n, Portualdea, 20110 Pasaia, Gipuzkoa, mcolominas@azti.es, lferrer@azti.es, pliria@azti.es, idsantiago@azti.es, iepelde@azti.es
[2]Rivages Pro Tech-Lyonnaise des Eaux, Technopôle Izarbel-Lot 4, rue Théodore Monod, 64210 Bidart, Francia, matthias.delpey@rivagesprotech.fr
[3]Ente Vasco de la Energía, Alameda de Urquijo 36-1º, Edificio Plaza Bizkaia, 48011 Bilbao, Bizkaia, ytorre@eve.es

INTRODUCCIÓN

BIMEP (BIscay Marine Energy Platform) es una infraestructura marina para la investigación, demostración y explotación de sistemas de captación de energía del oleaje en mar abierto, puesta en marcha por el EVE (Ente Vasco de la Energía) e impulsada por proyectos singulares estratégicos en energías marinas como PSE-MAR (Plan Nacional I+D+I, MICINN). Dicha infraestructura está localizada en un área de unos 5,3 km^2 que dista 2 km del puerto de Armintza (Figura 1), donde se presentan unas condiciones de oleaje excepcionales para probar la eficacia de los nuevos mecanismos y tecnologías que se están desarrollando a nivel mundial para el aprovechamiento energético de las olas. Desde marzo de 2009, BIMEP dispone de una boya océano-meteorológica (www.eve.es/bimep), que conjuntamente con otras estaciones de medición disponibles en el sureste del golfo de Vizcaya (Bilbao y Bilbao-Vizcaya de la red de boyas de Puertos del Estado; y Donostia, Matxitxako y Pasaia de la Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología del Gobierno Vasco), permite caracterizar en tiempo real no sólo las condiciones de oleaje sino también las condiciones de viento, las cuales son fundamentales en la generación de oleaje local. La recopilación y análisis de los datos históricos registrados por las estaciones océano-meteorológicas, conjuntamente con las salidas numéricas ofrecidas por modelos de predicción de viento y oleaje, está permitiendo hacer una estimación del recurso energético del oleaje en el sureste del golfo de Vizcaya, y más en concreto en la localización de la plataforma BIMEP.

Las salidas numéricas de modelos de predicción, validados y calibrados de acuerdo a datos históricos registrados por estaciones océano-meteorológicas, es la estrategia adoptada en distintos foros para la correcta estimación del recurso energético del oleaje. En BIMEP, esta estimación del recurso está basada en la aplicación del modelo de oleaje WAM (Wave prediction Model) a escala del sureste del golfo de Vizcaya, considerando una resolución de malla de 1,6 km y alimentado por datos de viento procedentes del modelo meteorológico WRF (Weather Research and Forecasting model), sobre una malla de 12 km de resolución, y del sistema CFSR (Climate Forecast System Reanalysis), con una resolución de 38 km. Las condiciones de contorno utilizadas para el modelo WAM son las salidas espectrales del modelo de oleaje WAVEWATCH III, ejecutado a nivel global por la NOAA. Aunque la actual configuración del modelo WAM ha demostrado resolver de forma óptima la generación y propagación oceánica y costera del oleaje, su resolución y características la limitan para resolver en detalle los efectos del fondo, al propagarse el oleaje en el rango de profundidades de BIMEP (entre 50 y 100 m). En este trabajo se ha pretendido optimizar el cálculo del contenido energético del oleaje en la zona BIMEP mediante un modelo numérico de detalle (OLUCA-RD). Para ello se han propagado desde profundidades indefinidas las diferentes frecuencias y direcciones en las que se encuentra discretizado el espectro de oleaje del modelo WAM. Para abarcar los sectores de procedencia de los oleajes representativos de la zona se han empleado dos mallas de detalle de 25 m de resolución, anidadas a una intermedia y a una de aguas profundas. Con los resultados obtenidos se ha generado una matriz de transferencia

para cada nodo de la malla de detalle. Dicha matriz de transferencia se ha aplicado a los espectros de salida del modelo WAM en un nodo correspondiente a profundidades indefinidas, sustituyéndose finalmente las celdas no modificadas (frecuencias que no notan el fondo) con las salidas del modelo WAM en el nodo más cercano a BIMEP. Para los años 2009 y 2010 se han comparado los espectros horarios registrados por la boya localizada en el área BIMEP con los obtenidos por los modelos numéricos (WAM y OLUCA).

RESULTADOS PRELIMINARES

Los resultados preliminares muestran que los modelos numéricos utilizados son capaces de reproducir la evolución temporal de las variables que definen los estados de mar. No obstante, estos modelos sobrestiman el recurso energético en un 35-40% frente a los datos observados. El modelo de detalle si parece ajustar mejor los estados de mar más energéticos que el modelo WAM (Figura 1). Estos resultados sugieren diferentes fuentes de error. Por un lado, las diferencias obtenidas se pueden asociar a una mayor variabilidad temporal de los datos instrumentales frente a las condiciones obtenidas mediante los modelos numéricos, las cuales son más estables y permanentes. Debemos de tener en cuenta que los datos de la boya de BIMEP están basados en registros de 17 minutos, frente a la integración horaria de los datos utilizados en el modelo WAM. Por otro lado están los errores debidos a los modelos numéricos: 1) los desfases temporales en los campos de viento y condiciones de contorno; y 2) las asunciones matemáticas con las que están construidos los modelos, que si bien parecen ser capaces de reproducir de una manera óptima el crecimiento del viento y del oleaje, se aprecian un ligero desajuste en la parte decreciente de estos con respecto a las observaciones. El objetivo de este trabajo es analizar los errores debidos a los modelos numéricos mediante diferentes simulaciones test. Asimismo, se utilizan los espectros bidimensionales observados y predichos para el análisis de los errores (por bandas de frecuencia y dirección) en la estimación del recurso energético del oleaje, para la posterior calibración de los espectros obtenidos con los modelos numéricos.

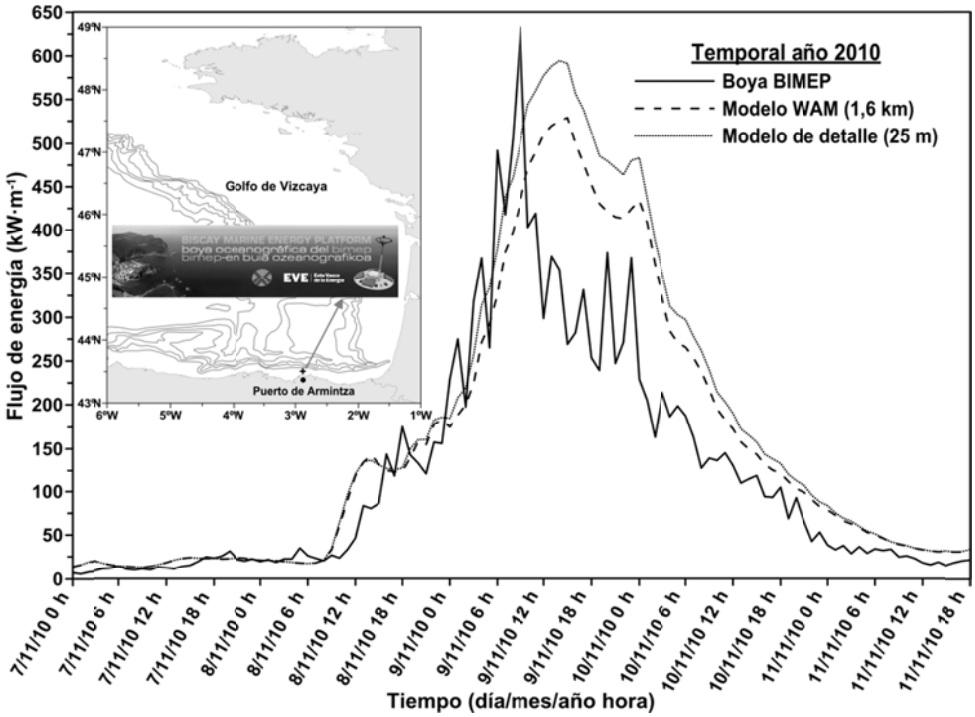


Figura 1. Localización de BIMEP en el sureste del golfo de Vizcaya y flujos de energía observado y predichos por los modelos WAM (1,6 km) y de detalle (25 m).

CARACTERIZACIÓN DEL CAMPO DE VIENTOS A SOTAVENTO DE UN AEROGENERADOR MARINO. INFLUENCIA DE LA INCLINACIÓN DEL ROTOR SOBRE EL AFLORAMIENTO DE AGUAS PROFUNDAS.

P. Rodríguez Folgueras, M. Clavero Gilabert, M. Ortega Sánchez, M.A. Losada Rodríguez

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. folgueras@ugr.es, mclavero@ugr.es, miguelos@ugr.es, mlosada@ugr.es.

INTRODUCCIÓN

El gran aumento experimentado en la última década en el número de parques eólicos instalados en el mar, unido al crecimiento constante en el área ocupada por los nuevos proyectos ha dado lugar a un progresivo interés por conocer los efectos que causan estas instalaciones en su entorno. Entre las diferentes aproximaciones efectuadas, recientes estudios relacionan la presencia de parques eólicos marinos de gran tamaño con cambios locales en las corrientes oceánicas.

En esta ponencia se describe la caracterización experimental que se ha efectuado de los cambios que se producen en el campo de vientos y de presiones a sotavento de un aerogenerador marino y su relación con efectos en la circulación local. Adicionalmente se estudia la posibilidad de emplear un parámetro de diseño, como es la inclinación vertical del plano del rotor del aerogenerador, para potenciar los efectos de fenómenos de afloramiento de aguas profundas, que se relacionan con incrementos en la productividad biológica de las zonas afectadas.

METODOLOGÍA

En primer lugar se efectúa una caracterización teórica de la capa límite atmosférica que recoja las propiedades típicas del medio marino en una ubicación apta para la instalación de un parque eólico offshore. A continuación se reproducen en el Túnel de Viento de capa límite del laboratorio del GDFA las características del campo de vientos asociado a las condiciones definidas. Para ello se dispone un conjunto de elementos rugosos en la superficie del Túnel de Viento que transforman los perfiles de velocidad e intensidad de turbulencia hasta que se ajustan a los deseados en la zona de medida.

Para estudiar el efecto que introduce un aerogenerador en el campo de vientos simulado, se construye un modelo a escala 1:250 (Figura 1) y se evalúa el perfil vertical de velocidades y la variación de presiones superficiales en un conjunto de puntos a sotavento del mismo. Estos datos permiten establecer la evolución longitudinal de la velocidad del viento, y su variación transversal a distintas distancias del aerogenerador, así como las modificaciones del campo de presiones. A fin de determinar la influencia de la inclinación del plano del rotor, estos ensayos se repiten para tres configuraciones distintas, con inclinaciones de 5, 20 y 40º con respecto a la horizontal.

A partir de los resultados obtenidos se deduce para cada una de las configuraciones ensayadas, el déficit de tensiones tangenciales en cada uno de los puntos medidos (Wieringa, 1993). Estos datos permiten, aplicando el modelo de gravedad reducido planteado por Broström (2008), efectuar una primera aproximación a los efectos que la inclinación del rotor del aerogenerador pueden tener sobre los procesos de afloramiento y hundimiento de agua marina.



Figura 1. Túnel de Viento I de capa límite (izda.) y modelo de aerogenerador empleado (dcha.).

RESULTADOS, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en la medida del campo de velocidades muestran una clara evidencia de la extracción de cantidad de movimiento que efectúa la turbina y son coherentes con los publicados en trabajos recientes (Porté-Agel et al., 2011). El déficit de velocidades producido queda acotado verticalmente a una altura de 1.5 diámetros. Aunque este efecto es más acusado en las cercanías del aerogenerador, a una distancia de 12 diámetros a sotavento del mismo, el déficit de velocidades medido es todavía del orden del 5%. En lo que respecta a la influencia de la inclinación del plano del rotor, se observa un disminución del déficit de velocidades en el campo cercano (distancias menores de 4 diámetros al aerogenerador) a medida que aumenta el ángulo del rotor, con valores a la altura del eje del rotor de 15.1, 11.0 y 8.9 % para las inclinaciones de 5, 20 y 40º, respectivamente (Figura 2).

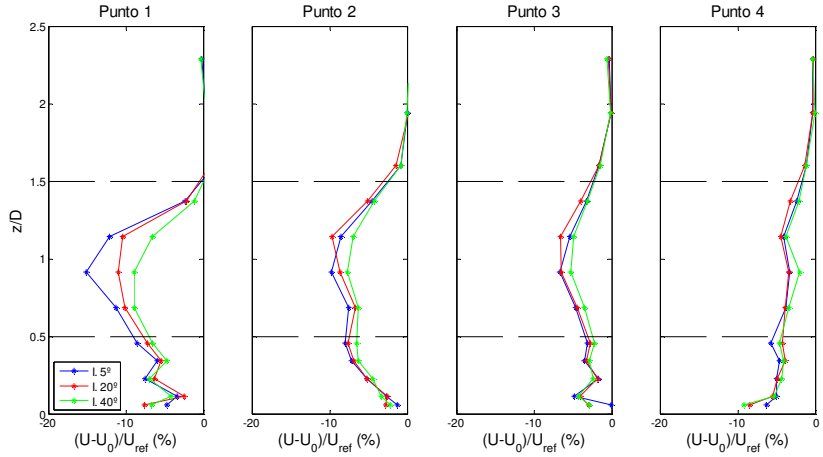


Figura 2. Déficit de velocidades (%) asociado a los perfiles de viento medidos a lo largo del eje central de la zona de ensayo para inclinaciones del eje del rotor de 5º, 20º y 40º.

Las medidas de presiones en la superficie muestran un déficit a sotavento del aerogenerador con respecto a la situación de flujo libre. Los déficits máximos de presión se dan a una distancia de 10.5 diámetros, con independencia del ángulo del aerogenerador ensayado. La influencia de la inclinación del aerogenerador se manifiesta únicamente a distancias menores a 7 diámetros, donde mayores inclinaciones dan lugar a una mayor disminución de las presiones.

De la aplicación de los resultados obtenidos al modelo de gravedad reducido de dos capas se desprende el efecto positivo de la inclinación del eje del rotor en los procesos de afloramiento de aguas profundas, con variaciones del 6 y el 8% para inclinaciones de 20º y 40º en el espesor de la capa superficial que simula el modelo. Estas variaciones extendidas a la zona de influencia de un parque eólico de grandes dimensiones suponen la movilización de grandes cantidades de aguas procedentes de zonas profundas que pueden desembocar en un incremento de la productividad biológica de la zona afectada (Botsford et al., 2003).

REFERENCIAS

Broström, G., 2008. On the influence of large wind farms on the upper ocean circulation. Journal of Marine Systems, 74, 585-591.

Wieringa, J., 1993. Representative roughness parameters for homogeneous terrain. Boundary-Layer Meteorology, 63, 323-363.

Porté-Agel, F., Wu, Y., Lu, H., Conzemius, R., 2011. Large-eddy simulation on atmospheric boundary layer flow through wind turbines and wind farms. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 99, 154-168.

Botsford, L. W., Lawrence, C. A., Dever, E. P., Hastings, A., Largier, J., 2003. Wind strength and biological productivity in upwelling systems: an idealized study. Fisheries Oceanography, 12:4/5, 245-259.

RENDIMIENTO DE UN AEROGENERADOR OFFSHORE EN TENERIFE

M.Veigas[1], G. Iglesias[2], M. López[1], V.Ramos[1], C.Pérez[2]

[1] Universidad de Santiago de Compostela, Área de Ingeniería Hidráulica, Campus Universitario, s/n, 27002, Lugo, josemiguel.veigas@usc.es; mario.lopez@usc.es; josevictor.ramos@usc.es
[2] School of Marine Science and Engineering, University of Plymouth, PL4 8AA, Reino Unido, gregorio.iglesias@plymouth.ac.uk; carlos.perezcollazo@plymouth.ac.uk

RESUMEN

La isla de Tenerife (Fig. 1) debe marcarse como objetivo mejorar la contribución de las energías renovables a la demanda de electricidad debido entre otras muchas cosas al aislamiento de su red energética. Existe un amplio consenso social y político para mejorar la contribución de las energías renovables al consumo de energía de su población. La razón principal es, probablemente, el gran valor natural de Tenerife, atestiguado por su condición de Reserva de la Biosfera de la UNESCO.

Los objetivos de este trabajo son: (i) por una parte se evalúa el recurso eólico offshore, (ii) por otra parte se analiza la energía que es capaz de producir un aerogenerador específico en diferentes emplazamientos alrededor de la isla y (iii) el análisis de las diferentes tecnologías de aprovechamiento offshore. Los datos de viento proceden de los puntos SIMAR-44 distribuidas alrededor de la isla (Fig. 1) y los cuales abarcan un período de registro de datos de 44 años, desde 1958 a 2001. Las distribuciones anuales y mensuales de velocidad del viento y la densidad de potencia se evalúan mediante las distribuciones de Rayleigh y Weibull. Por otra parte también son analizadas las direcciones dominantes del viento. La energía mensual generada por una turbina ideal se compara con la generada por una turbina real para cuatro sitios de estudio. Los altos factores de disponibilidad y capacidad obtenidos son indicativos de que el recurso eólico es importante en Tenerife.

Una vez analizado el recurso se procede al análisis de las diferentes tecnologías de generadores offshore centrándose en los diferentes tipos de anclaje en función de la profundidad del lecho marino. Finalmente, se plantea su posible integración con dispositivos de captación de la energía del oleaje mostrando las distintas tecnologías de implantación híbrida.

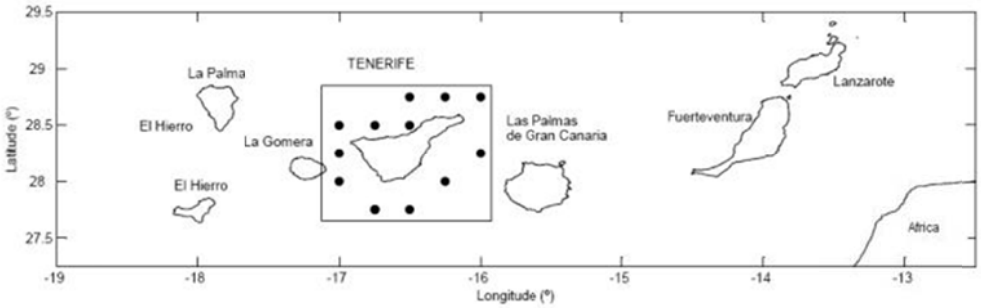


Fig.1 Localización de la isla de Tenerife en el Archipiélago Canario y de los puntos SIMAR-44.

REFERENCES

Iglesias, G., Carballo, R. Wave resource in El Hierro- an island towards energy self-sufficiency. Renewable Energy 36, 689 (2011).

Martín Mederos, A.C., Medina Padrón, J.F., Feijóo Lorenzo, A.E. An offshore wind atlas for the Canary Island. Renewable and Sustainable Energy Reviews 15, (2011).

Burlando, M., Podestà, A., Villa, L., Ratto, C.F., Cassulo, G. Preliminary estimate of the large-scale wind energy resource with few measurements available: The case of Montenegro. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 97, 497 (2009).

Palutikof, J.P., Guo, X., Halliday, J.A. Climate variability and the UK wind resource. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 39, 243 (1992).

Lun, I.Y.F., Lam, J.C. A study of Weibull parameters using long-term wind observations. Renewable Energy 20, 145 (2000).

Jamil, M., Parsa, S., Majidi, M. Wind power statistics and an evaluation of wind energy density. Renewable Energy 6, 623 (1995).

METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE LA PRODUCCIÓN EN LA VIDA UTIL DE UN CAPTADOR DE ENERGÍA UNDIMOTRIZ

A. D. de Andres, R. Guanche, J. A. Armesto, F. del Jesus, C. Vidal, I.J. Losada

Instituto de Hidráulica Ambiental - IH Cantabria, Universidad de Cantabria,

C/ Isabel Torres 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011 Santander, España andresad@unican.es

INTRODUCCIÓN

La energía undimotriz es aquella asociada al flujo de energía del oleaje. Esta energía se transforma mediante diversos sistemas en otro tipo de energía (mecánica, hidráulica, neumática, eléctrica, etc.) más conveniente para su aprovechamiento. Entre las ventajas de la energía undimotriz cabe destacar la elevada fiabilidad de la predicción del oleaje, la gran abundancia de emplazamientos potenciales para la instalación de parques undimotrices y su reducido impacto ambiental.

El análisis del movimiento de los convertidores de energía (WECs) se puede hacer por varios métodos. Los modelos más simples resuelven la forma lineal de ecuación del movimiento en el dominio de la frecuencia (ver Henriques et al. (2012)). Otra aproximación son los modelos CFD que resuelven las ecuaciones del movimiento del WEC y su interacción con el medio fluido (a través de las ecuaciones de Navier-Stokes) con toda su no linealidad con la contrapartida de un alto coste computacional. Finalmente, una aproximación intermedia son los modelos en el dominio del tiempo basados en la ecuación de Cummins. Estos modelos resuelven la ecuación del movimiento del WEC incluyendo las fuerzas no lineales generadas por los anclajes, PTO, arrastre viscoso, etc., con la sola excepción de las fuerzas hidrodinámicas asociadas al oleaje (fuerza de excitación y de radiación), que se resuelven de forma lineal. Estos modelos son mucho más rápidos que los CFD. Los términos hidrodinámicos de estos modelos incluyen una integral de convolución de resolución bastante compleja.

El primer objetivo de esta ponencia es mostrar como la sustitución de esta integral de convolución por un espacio de estados simplifica y acelerara su resolución. El segundo objetivo es presentar una metodología que mejora la precisión del cálculo de la producción de un WEC en su vida útil. Tradicionalmente, este cálculo se realiza mediante la multiplicación de la matriz de potencia (cuyos elementos son la potencia media producida por cada estado de mar incluido en un recinto Hs-Tp) por la matriz de ocurrencias de los citados recintos en la localización escogida. En esta ponencia se muestra como esta metodología es inexacta y se plantea una nueva metodología basada en técnicas de selección e interpolación.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS

El modelo se ha diseñado de manera que se sustituye toda la ecuación de Cummins por un sistema de espacio de estados, evitando de este modo la integral de

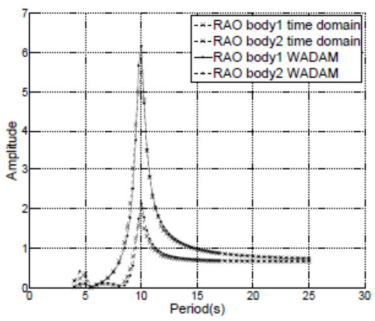


Figura 1: Comparación de dominio de la frecuencia y dominio del tiempo

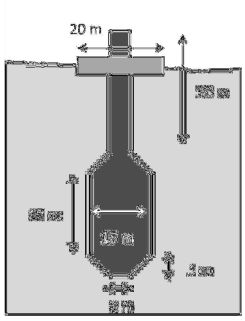


Figura 2: Convertidor analizado

convolución que representa la fuerza de radiación. Esta técnica, utilizada previamente en Yu y Falnes (1995) ha demostrado ser un método fiable y muy eficiente en términos de velocidad. Este modelo se valida mediante una comparación con un modelo lineal en el dominio de la frecuencia (Figura 1). Mediante el modelo numérico se obtiene la posición de los cuerpos y la potencia instantánea generada.

Para determinar la producción de un captador durante su vida útil es preciso estimar la potencia media producida en todos los estados de mar de la misma. Una técnica utilizada para esta estimación es la multiplicación de la matriz de potencias de estados de mar definidos por el centroide de un rango (Hs-Tp) por la matriz de ocurrencias de los estados de mar de los citados rangos en la zona de estudio. En este artículo se demuestra que esta metodología es tanto más inexacta cuanto mayor es el rango Hs-Tp de los recintos elegidos para las matrices de potencia y de ocurrencias.

En esta ponencia se presenta una metodología basada en primer lugar en la la selección de un conjunto de estados de mar representativo de la base de datos general mediante la técnica MaxDiss. En segundo lugar, se utiliza el modelo numérico para determinar la potencia media producida por el dispositivo para estos estados. Finalmente, se utiliza la técnica de interpolación multidimensional RBF (Radial Basis Function) para interpolar la potencia media de los estados de la base general sobre el subconjunto elegido. Esta metodología basada en Camus et al (2011) consigue estimar la serie de producción de la vida útil con el mismo esfuerzo computacional que la metodología tradicional pero con mucha mayor precisión (Tabla 1).

La validación de este método se realizó mediante la comparación de la potencia media producida por la serie completa de los 8760 estados de un año obtenida mediante el modelo numérico (método exacto en la tabla 1), y la nueva metodología aplicada a 196 estados de mar seleccionados. Esta comparación dio un coeficiente de correlación de 0,96 y una potencia media de 274 kW, mientras que el método de producto de matrices de 196 estados dio lugar a un coeficiente de correlación de 0,6 y una potencia media de 147 kW. Finalmente, en la figura 3, se muestra la capacidad de esta metodología, que ha permitido determinar la serie de potencias medias de los estados de mar horarios de una base de datos de 60 años.

Metodología utilizada	Potencia media (kW)
Modelo time domain ("método exacto")	274
Matriz de potencias*Matriz de ocurrencias	147
Matriz de potencia+ RBF	190
MaxDiss+ RBF	245

Tabla 1:Tabla de las metodologías analizadas comparadas

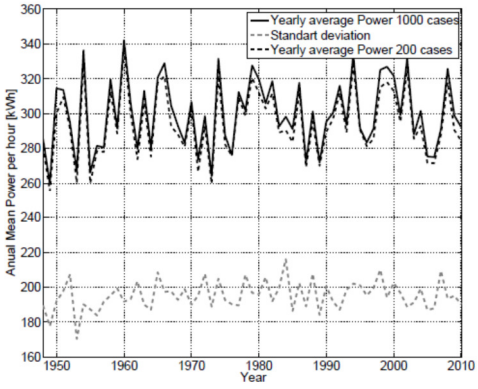


Figura 3: Serie de potencia calculada para la serie de 60 años

REFERENCIAS

Henriques, J., Lopes, M., Gomes, R., Gato, L., Falco, A., 2012. On the annual wave energy absorption by two-body heaving wecs with latching control. Renewable Energy.

Yu, Z., Falnes, J., 1995. State-space modelling of a vertical cylinder in heave. Applied Ocean Research

Camus, P., Mendez, F.J., Medina, R., 2011. A hybrid effcient method to downscale wave climate to coastal areas. Coastal Engineering.

MODELADO FÍSICO TRIDIMENSIONAL DE UN CONVERTIDOR DE ENERGÍA DEL OLEAJE EN EL CANTABRIA COASTAL AND OCEAN BASIN

Christian Klinghammer, A. Álvarez Vázquez, P. Lomónaco Tonda

Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria, Universidad de Cantabria
PCTCAN, c/Isabel Torres 15, 39011 Santander, Cantabria
christian.klinghammer/alvaro.alvarez/pedro.lomonaco@unican.es

INTRODUCCIÓN

WEPTOS A/S ha desarrollado un dispositivo flotante para convertir la energía mecánica inherente a las olas en energía eléctrica. Dentro del proyecto se ha previsto la realización de una campaña de ensayos en modelo físico con los que caracterizar un prototipo que fuera totalmente funcional pero a una escala reducida. Dichos ensayos han sido realizados en el Cantabria Coastal and Ocean Basin (CCOB). El modelo a escala, fabricado e instrumentado por WEPTOS, fue ensayado con diferentes condiciones de oleaje incluyendo oleaje multidireccional.

Se analizó el comportamiento del dispositivo tanto en condiciones de producción de energía eléctrica como en condiciones de oleajes extremos y supervivencia. Las condiciones de oleaje fueron analizadas mediante análisis tridimensional usando Wavelab®.

El dispositivo WEPTOS consiste básicamente en dos flotadores articulados sobre los que se ha instalado una serie de flotadores tipo Salters Duck cuyos ejes de rotación son solidarios para mantener la producción ininterrumpidamente. El dispositivo presenta, adicionalmente, la característica de que varía el ángulo entre los flotadores dependiendo de la energía y periodo del oleaje incidente (Pecher, et al., 2012).

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS ENSAYOS

Los ensayos fueron realizados en el CCOB, un tanque de oleaje multidireccional con unas dimensiones de 44m x 30m x 4.5m, con la posibilidad de variar la profundidad entre 0.2m y 3.4m, y capaz de generar oleaje multidireccional con olas máximas de hasta 1 m. La escala del prototipo a ensayar era de 1:8.33. La empresa WEPTOS se encargó de la fabricación, instrumentación del modelo y transporte a Santander del dispositivo. El equipo del IH Cantabria se encargó de generar y medir el oleaje con el que se ha ensayado el dispositivo.

ESTADOS DE MAR

Se realizaron un total de 182 ensayos que comprendían hasta 21 diferentes combinaciones de altura de ola, periodo y direccionalidad (véase Tabla 1) así como distintas configuraciones del prototipo. Dentro de las configuraciones posibles del dispositivo se hicieron ensayos con diferentes ángulos de apertura y diferentes pares de frenado de los dos electromotores (uno por eje) del dispositivo. Con ello se simularon distintos niveles de extracción de energía eléctrica y casos extremos de supervivencia.

		MIN	MAX
OLEAJE REGULAR	Altura de oleaje H (m)	0.275	1.258
	Periodo T (s)	3.051	6.681
OLEAJE IRREGULAR	Altura de ola significante H_{m0} (m)	0.292	4.115
	Periodo de pico T_p (s)	2.598	8.015

Tabla 1. Resumen de condiciones de oleaje (escala prototípica).

INSTRUMENTACIÓN DE LOS ENSAYOS

La altura de ola ensayada se midió con sensores capacitivos de superficie libre. Un total de 9 sensores fueron instalados en una configuración doble del pentágono del CERC 5

(Panicker y Borgman, 1970) para aumentar el rango de periodos a medir (Mansard, Miles y Nwogu, 1994). La distribución de los mismos es la indicada en la Figura 1a. Esta configuración de sensores fue colocada usando la estructura de aluminio indicada en la figura 1b. De esta manera, se pudo medir el oleaje direccional tanto incidente como reflejado durante los ensayos, además de la direccionalidad del oleaje. Durante el post proceso se prestó mucha atención a posibles reflexiones de oleaje causadas por el propio modelo.

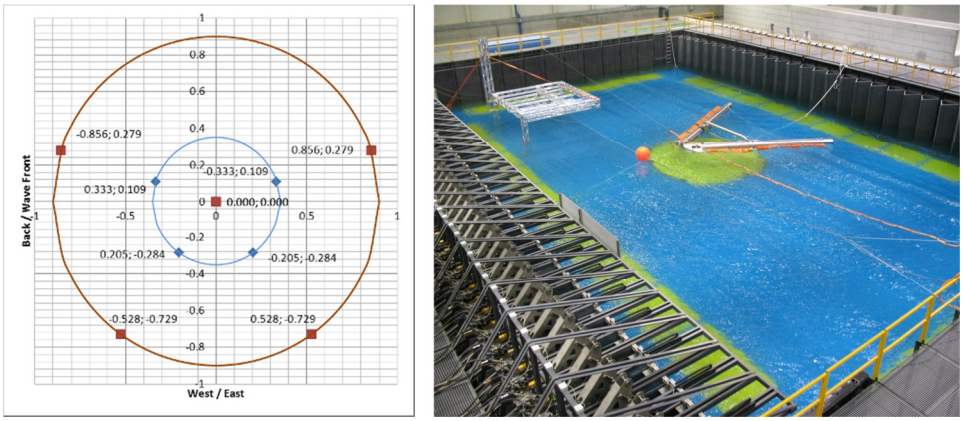


Figura 1. a) Configuración de sensores doble CERC 5, b) sensores y modelo WEPTOS durante los ensayos.

PROCESAMIENTO DE DATOS Y RESULTADOS

Para evitar posibles errores de run-up o run-down, no se tuvieron en cuenta los 30 segundos iniciales y finales en las medidas tomadas en cada ensayo. Los datos resultantes se analizaron con Wavelab®. Las características de los estados de mar ensayados (la dirección principal de oleaje, desviación estándar, dispersión direccional, forma espectral, estadísticos de primer, segundo y tercer orden…) fueron calculados aplicando el método determinista (o direccional) Bayesiano (BDM), que tiene la ventaja de que no se requiere asumir ninguna distribución direccional.
Basándose en los resultados obtenidos con Wavelab®, comparando con los oleajes de objetivo de los ensayos, se realizó un análisis característico del oleaje para los siguientes parámetros:

- El coeficiente de reflexión C_R; mostrando una relación directa con el ángulo de apertura del dispositivo flotante (C_R crece con el ángulo de apertura).
- Periodo de ola objetivo vs. periodo calculado; se encontró una buena correlación incluso para los estados de mar más complejos.
- Altura de ola objetivo vs. altura de ola calculado; incluso sin previa calibración del oleaje, se encontró una buena correlación incluso para los estados de mar más complejos.

Este análisis confirmó la eficiencia de la configuración de los sensores de superficie utilizada para una aplicación en condiciones de oleaje como las de los ensayos realizados. La versión extendida de esta ponencia contendrá los resultados detallados de los ensayos.

REFERENCIAS

[1] Panicker, N. N. and Borgman, L. E. “Directional spectra from wave gauge arrays”, Hydrogr. Eng. Lab. Rep. HEL-16, University of California, Berkeley, 1970.
[2] Etienne P.D. Mansard, Michel D. Miles and Okey G. Nwogu “Laboratory Simulation of waves: An Outline of Wave Generation and Analysis Procedures” International Symposium on Waves – Physical and Numerical Modeling, Vancouver, Canada August 21-24, 1994.
[3] Pecher A., Kofoed J.P., Larsen T., and Marchalot T. “Experimental study of the WEPTOS wave energy converter”, Proc. 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE2012, Rio de Janeiro, Brazil, July 1-6, 2012.

PLATAFORMAS FLOTANTES PARA ENERGÍA EÓLICA OFFSHORE: METODOLOGÍA PARA EL PREDISEÑO DE SISTEMAS DE FONDEO

L. Meneses, J. Sarmiento, R. Guanche, I.J. Losada, C. Vidal

(1)Instituto de Hidráulica Ambiental. Universidad de Cantabria, Isabel Torres 15, 39011 Santander, España. guancher@unican.es

INTRODUCCIÓN

La energía eólica offshore con el actual desarrollo de instalaciones offshore en el Mar del Norte, ha demostrado la capacidad existente para captar recurso de calidad en emplazamientos inhóspitos donde hasta ahora no se había desarrollado la tecnología. Actualmente, las cimentaciones empleadas son cimentaciones fijas con un horizonte de aplicación limitado a 30-40m de profundidad; profundidad a partir de la cual las soluciones flotantes comienzan a ser más competitivas. Es por ello por lo en la actualidad existen varias iniciativas para el desarrollo de cimentaciones flotantes para eólica offshore.

El desarrollo futuro de la energía eólica flotante pasa por el abaratamiento del coste del kilowatio hora producido. Muchos son los factores que influyen en dicho coste y entre ellos destaca el coste del sistema de fondeo. En la actualidad no existen metodologías específicas para el diseño de estos sistemas de anclaje, si bien se ha heredado las tecnologías existentes en otras industrias (p.ej. la industria oil&gas). Sin embargo, la extrapolación de técnicas y tecnologías procedentes de otras industrias asociadas a productos de gran valor añadido como el petróleo puede no ser adecuado ya que puede inducir a importantes sobredimensionamientos. Por lo tanto, el diseño de nuevos sistemas de fondeo, adaptados a las necesidades de las plataformas flotantes destinadas a la captación de energía marina, constituye un nuevo reto tecnológico. Es aquí donde se enmarca el presente trabajo de investigación, que tiene por objetivo el análisis y optimización de los sistemas de fondeo y anclaje para estructuras flotantes para energías renovables marinas.

METODOLOGÍA

El diseño de cualquier sistema de fondeo depende, como cualquier otra estructura, de las solicitaciones a las que van a estar sometidos. Sin embargo en el caso particular de un sistema de fondeo, la estimación de las cargas a las que va a estar sometido no es tarea menor.

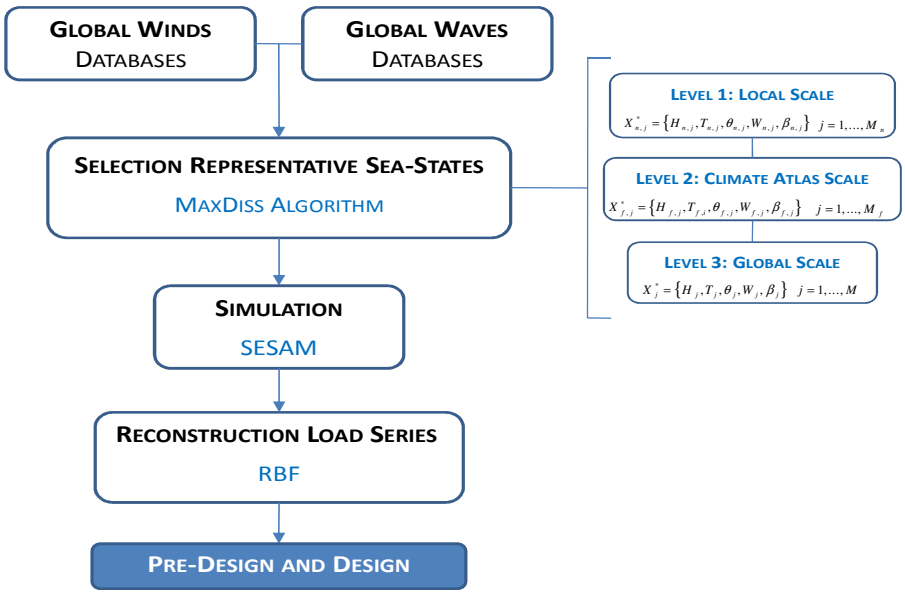


Figura 1. Metodología para el pre-diseño de los sistemas de fondeo para plataformas flotantes

Es preciso emplear un modelo numérico capaz de simular el comportamiento dinámico de la estructura flotante bajo la acción del oleaje, viento y corrientes, acoplado al comportamiento dinámico del sistema de fondeo. La metodología propuesta (ver figura 1) combina un modelo numérico como SESAM (DNV), capaz de estimar las cargas considerando el sistema de fondeo, oleaje, corrientes y viento, con un método estadístico de selección e interpolación, que combinados permite estimar la serie temporal de cargas en el sistema de fondeo a lo largo de su vida útil.

El modelo numérico empleado se calibró y validó convenientemente con ensayos de laboratorio. La estructura empleada como estructura de referencia es una estructura tipo semisumergible similar a la diseñada y fondeada en Aguçadoira (Portugal) por Principle Power. En la figura 2 se puede observar el modelo ensayado en el laboratorio.

La metodología estadística empleada consiste en la selección de los climas marítimos más representativos bien a escala global, regional o local mediante la técnica MaxDiss. Posteriormente con base en las técnicas de interpolación multi-dimiensional Radial Basis Funcions (RBF) se estiman las cargas en el sistema de fondeo a lo largo de su vida útil.

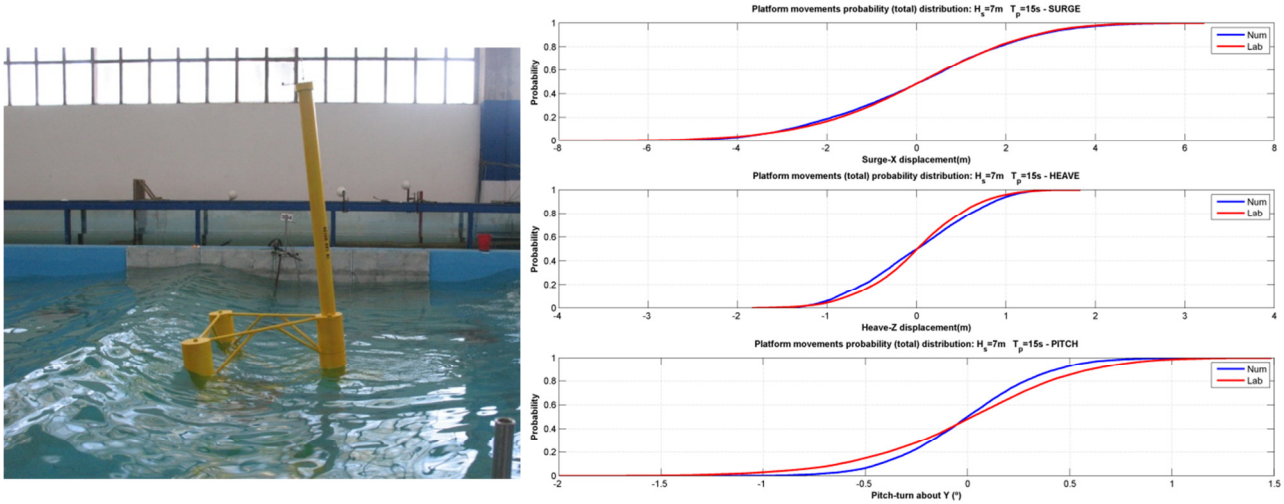


Figura 1. Ensayos de Laboratorio y calibración de modelo numérico

RESULTADOS

En esta ponencia se presentará la metodología empleada para la estimación de las cargas en el sistema de fondeo, los resultados de la calibración y la validación del modelo numérico SESAM, así como las conclusiones más relevantes del trabajo realizado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación y el soporte del Ministerio de Economía y Competitividad, Secretaría de estado de investigación, desarrollo e innovación bajo el marco de los proyectos de investigación fundamental no orientada convocatoria 2010. Proyecto SAEMAR ENE2010-20680-C03-02.

REFERENCIAS

Camus, P., F.J. Mendez, R. Medina and A.S. Cofiño. (2010). “Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate”. Coastal Engineering, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.02.003.

Kennard, R.W. y L.A. Stone (1969). Computer aided design experiments. Technometrics, 11, 137-148.

G. Reguero, B., Camus P., Espejo, A., Izaguirre, C., Menéndez, M., Méndez, F.J. (2009). Reconstrucción de series temporales de clima marítimo en el Delta del Ebro. X Jornadas Españolas de Ingeniería de Puertos y Costas, Santander (España), mayo 2009.

Tema 3

Gestión Integral del Litoral

TRANSBONDARY PLANNING IN THE EUROPEAN ATLANTIC (TPA)

D. Ortiz[2], P.J. Fernández[2], Mª E. Martínez[3]

[1]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. DOrtiz@magrama.es
[2]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. Pjfernándezl@magrama.es
[3]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. emdonaire@magrama.es

INTRODUCCIÓN

La Planificación Marítima Espacial y la Gestión Integrada de las zonas costeras están consideradas como dos de los pilares fundamentales de la Política Marítima Integrada en el seno de la Comisión Europea. La DG_MARE lanzó el año pasado una convocatoria para la aplicación de estas herramientas de gestión en zonas piloto transfronterizas. Un consorcio formado por cinco países europeos entre los que se encuentra España fue seleccionado para realizar el "Proyecto de Planificación Marítima Espacial en el Atlántico, incluyendo el Mar Céltico y la Bahía de Vizcaya". Es la primera vez que España participa en un proyecto de este tipo lo que supone un reto muy interesante, más si cabe sabiendo que la CE tiene intención de publicar una nueva Directiva Marco en SMP y IZCM.

ARTICULO

En el camino hacia el desarrollo sostenible y la protección del medio marino y costero en la UE, el Consejo Europeo del 14 de diciembre de 2007, sentó los fundamentos jurídicos para la creación de una Política Marítima Integrada (PMI) en la UE "que descansa en el reconocimiento claro de la interconexión de todo lo relativo a los océanos y mares europeos y de que las políticas relacionadas con el mar deben formularse conjuntamente para poder obtener los resultados perseguidos". La PMI pretende COORDINAR las diversas políticas relacionadas con mares y océanos (pesca, acuicultura, medioambiente costero y marino, transporte, turismo, energía, recursos naturales…) con objeto de obtener mayores beneficios y minimizar los efectos negativos que estos puedan ocasionar al medio ambiente.

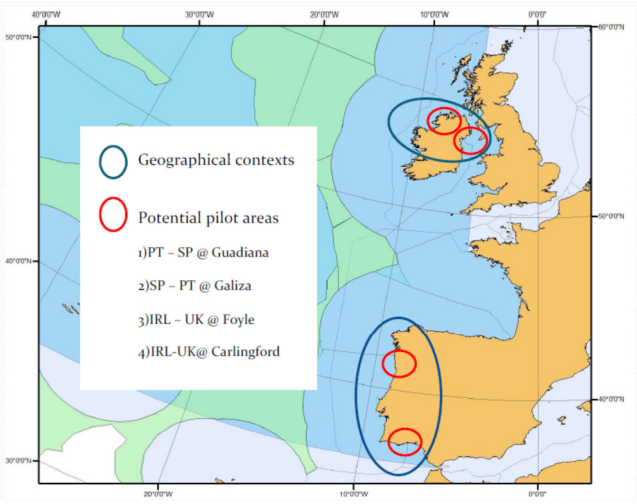
Además, la Política Marítima Integrada considera como una herramienta fundamental para la gestión del medio marino y costero la Planificación Marítima Espacial junto con la Gestión Integrada de las Zonas Costeras.

En este sentido la DG_MARE consciente de la dificultad que conlleva una Planificación Marítima Espacial y Gestión Integrada de Zonas Costeras publicó el año pasado una convocatoria para realizar un "Proyecto de Planificación Marítima Espacial en el Atlántico, incluyendo el Mar Céltico y la Bahía de Vizcaya", en la bases del proyecto se destacaba fundamentalmente que las propuestas que se presentasen debían incluir proyectos piloto de implantación de estas herramientas en zonas transfronterizas y con un intenso uso de actividades, tanto en el medio marino como en la zona Costera.

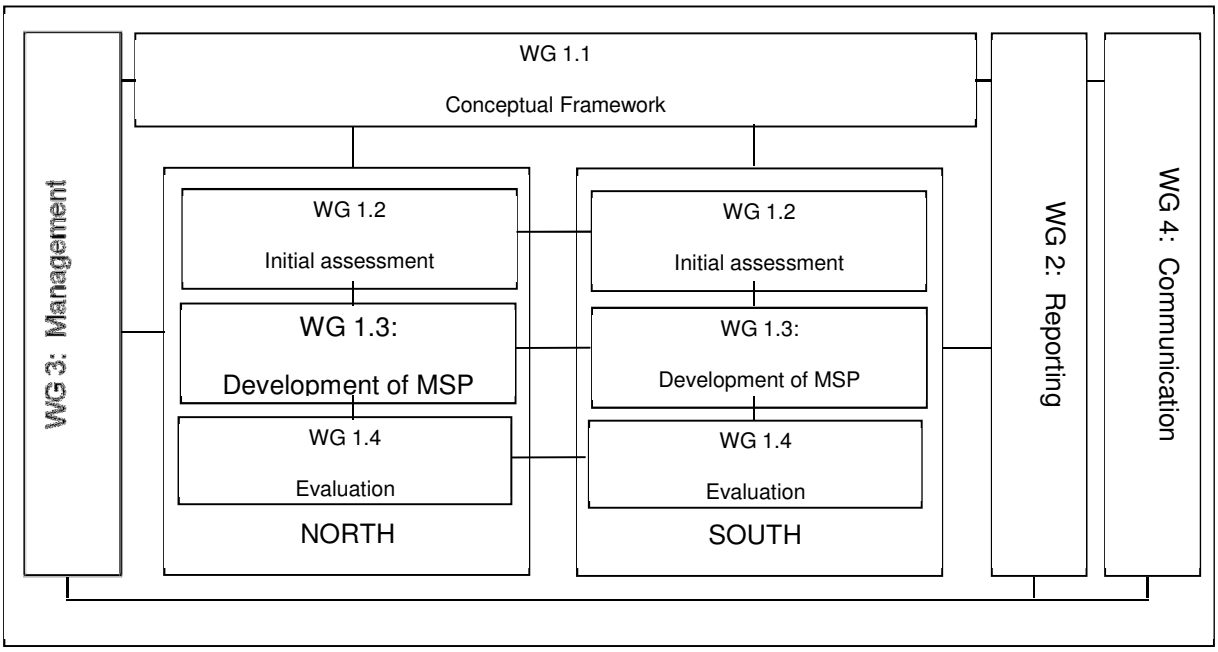
El MAGRAMA, junto con otros Partners españoles como el IEO, el CEDEX, la Universidad de Sevilla, el IHM, etc, presentó una propuesta liderada por la Universidad de Liverpool de la que formaban parte cinco países, España, Portugal, Francia, Inglaterra e Irlanda y consiguió ganar la convocatoria.



La oferta incluía la preparación de unas guías de cómo se debería realizar un Proyecto de Planificación Marítima Espacial y Gestión Integrada de las Zonas Costeras en zonas Transfronterizas y la aplicación de estas en dos zonas piloto. En un principio en la propuesta se definieron cuatro posibles zonas piloto, de las que se seleccionarían dos para la fase de proyecto.



El proyecto comenzó con la Kick off meeting el pasado 3-4 de diciembre en Lisboa donde se definieron los lideres de cada uno de los grupos de trabajo:



Actualmente estamos trabajando de forma conjunta con Portugal en la selección de la zona piloto y en el listado de Stakeholders que se pueden ver involucrados en el proyecto, así como en la recopilación de información de la zona, homogeneización de las capas para el GIS, etc.

Gestion integral del litoral

LA ORDENACIÓN DE COSTAS EN EL DERECHO COMPARADO

Julien Victor Monnot.

Uni. Politécnica de Madrid, C/ profesor Aranguren, sn, 28032 Madrid. jv.monnot@upm.es

1. RESUMEN

La costa no sólo es un sustrato viciado que se resiste a la implantación de los aprovechamientos, sino que es también un recurso natural cuyo potencial recreativo es aprovechable directamente por cualquiera. Estos aspectos, que desde hace mucho tiempo rigen las relaciones entre la costa y las comunidades humanas han adquirido en las últimas cuatro décadas una gran relevancia debido a dos factores principales: la explosión de la industria turística, por una parte y la preservación de las instituciones (conjunto de normas públicas) medio ambientales por otra. En este contexto nace una disciplina nueva, la llamada Gestión Integrada de Zonas Costeras, de marcado carácter multidisciplinar que se instaura según una variedad de modelos alternativos. Estas ordenaciones alternativas para las costas responden tanto a factores geomorfológicos como a otros administrativos. Desde un punto de visto fisiográfico, cabe mencionar:

- que la variabilidad natural del sustrato se comunica necesariamente al modelo, de forma casi inmediata (playas, deltas) o de forma más diferida y casi imperceptible (acantilados)
- que no todas las distintas unidades geomorfológicas costeras merecen ser protegidas por el modelo (duna aislada,...)
- que el distinto clima marítimo también influye en el modelo

Desde un prisma administrativo, también se observan importantes diferencias:

- en la identificación de los factores que estructuran la zonificación costera (seguridad, usos recreativos, ...)
- a nivel estructural, también pueden distinguirse (Ilustración 1):
  o zonas costeras simples: obtenidas por traslación unitaria hacia la mayor continentalidad de una base (a su vez, variable)
  o zonas costeras complejas: obtenidas por incorporación de objetos (instituciones) costeros especificados junto con sus perímetros de protección propios

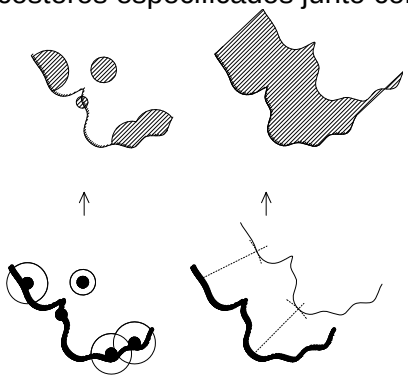


Figura 1. Tipología de zonas costeras.

El análisis comparado puede hacerse tanto en el espacio como en el tiempo. Ambas perpsectivas permiten poner de relieve los elementos esenciales del problema

y al mismo tiempo delatan aquellos otros accidentales. Esta aproximacion permite, por ejemplo, relativizar la influencia del cambio climático como fundamento de la intervención administrativa sobre las costas. Remontando al siglo VI, las normas costeras romanas del Digesto demuestran que el problema de la ordenación de costas era muy similar al que se plantea en la actualidad, con 2 matices:

- el uso recreativo no tenía relevancia institucional
- la consumición de los recursos era menor, y no se consideraba la escasez (no existía la institución 'conservación del medio ambiente')

El análisis comparado de las normas costeras también permite especificar objetos que son receptores propios de los instrumentos de protección existentes. Hasta la fecha, sin dar por cerrado el proceso, voy discerniendo 4 bienes:

- la accesibilidad al recurso recreativo: la costa atrae una multitud de aprovechamientos que es necesario ordenar y contener, pues conllevan externalidades e incompatibilidades. Plantean en particular el problema de la tutela de los usos propugnados como libres.
- la variabilidad: los terrenos costeros ocultan unos vicios propios que dificultan su ordenación, posesión, uso y deslinde. Se trata de bienes inmuebles de una particular naturaleza.
- las vidas humanas: las zonas costeras son áreas de alta vulnerabilidad, debido al reparto de la densidad poblacional y su permanente exposición al riesgo en tramos de alta peligrosidad. Para el diseño de los retranqueos costeros, existen claras analogías con los diques.
- otras entidades medio ambientales concomitantes: es obligado considerar otras instituciones como los parques naturales, las marismas, la fauna ...

En fin, la gestión integrada de zonas costeras es una disciplina jóven y aún mal acotada científicamente. Permanecen muchas dudas que enturbian el buen entendimiento del problema. Es necesario definir con claridad los elementos esenciales del sistema costero ya que de su imprecisa objetivación se generan ordenaciones impropias.

XII jornadas de Puertos y Costas (Cartagena, 07 Mayo 2013)

-

LA ORDENACIÓN DE COSTAS EN EL DERECHO COMPARADO

-

ÍNDICE

-

1) Objetos constitutivos del sistema costero
   a) en el Digesto
   b) en la Ley 22/1988 de Costas
2) Análisis comparado
3) La obtención por partes del DPMT
4) Eficacia y reforma de la Ley 22/1988
5) Referencias

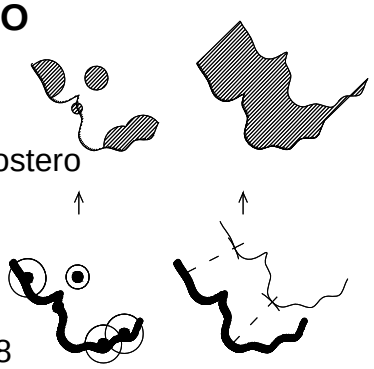


figura 1: *Tipologías de zonas costeras*

"Esta charla es una oportunidad para dar a conocer los primeros resultados de mi proyecto de tesis doctoral relacionada con el problema de la Ordenación de Costas

que estoy realizando en el seno del Grupo Investigación Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles.

A pesar de llevar ya dos años dándole vueltas al tema, aún no me siento cómodo frente a la problemática de la ordenación del litoral pues me veo enfrentado con conceptos muy esquivos tales como el cambio climático, la tradición, el medio-ambiente o el dominio público, aunque me parece que, hoy, todo el problema de la gestión litoral consiste en ordenar un sustrato dinámico cuyo potencial natural recreativo es aprovechable por cualquiera.

Esta formulación de fondo ha venido complicándose en las últimas cinco décadas con la intensificación de determinados aprovechamientos y con la preservación de las instituciones (conjuntos de normas públicas) medio-ambientales. Con todo ello, está apareciendo una disciplina nueva, la llamada Gestión Integral del Litoral, que por su falta relativa de madurez presenta aún un estado del arte polifacético, observándose en la actualidad fuertes discrepancias en aspectos tan nucleares como:

- la determinación de los factores que fundamentan la ordenación costera
- la naturaleza del elemento público que se propugna sobre las costas
- la forma macroscópica de las zonas costeras (figura 1)
- la afectación funcional de cada unidad geomorfológica costera

No es fácil hacer aflorar estos elementos esenciales del entramado multidisciplinar involucrado por la gestión integral del litoral pues se entremezclan factores múltiples y de distinta naturaleza, resultando que la proposición 'defensa de la costa' engendra acciones incongruentes según la especialidad del técnico que las atiende:

- para los juristas, defender la costa significa 'deslindarla'
- para los ingenieros, defender la costa es 'construir obras'

También he encontrado acciones integradas, como el "retranqueo[1]", una simple línea para cuyo diseño pueden observarse claras analogías con los diques. Encontrándome en el desarrollo de mi tesis bastante desconcertado con una profusión de criterios alternativos para un mismo problema, voy a seguir a los ponentes anteriores que acudieron a normas pasadas con la esperanza de encontrarme con unos casos más sencillos que me permitan observar con mayor claridad los aspectos esenciales de la ordenación costera.

[1] Observar, por ejemplo, los "setbacks" introducidos en el *Title 15A-Environment and Natural Resources - Chapter 07 Coastal Management* del *Administrative Code* del estado de North Carolina, sección *07H.0306 General uses standards for ocean hazard areas* (en internet mediante <<reports.oah.state.nc.us/ncac.asp>>)

1) Objetos constitutivos del sistema costero
a) en el Digesto (siglo VI)

DINAMISMO

D.41.1.7.(3).: "*La isla que emerge en el mar –lo que sucede pocas veces- se hace de quién la ocupa, […]*".

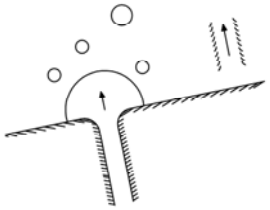


figura 3. *La isla que emerge en el mar. Adaptada de Suarez Bores P., 1980*

VARIABILIDAD

D.18.1.69.: "*Rutilia Pola compró el lago Angulario Sabateno y diez pies de tierra alrededor del mismo. El lago creció y los diez pies quedaron sumergidos. Se pregunta si tendrá derecho R. Pola a los diez pies que quedan actualmente próximos al agua*"

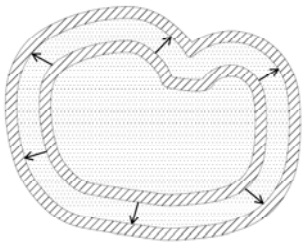


figura 2. *El lago Angulario Sabateno (D.18.1.69). (García Garrido, 2008).*

LIBRE USO ("uso común")

D.43.8.3: "*Las costas del mar, en las que tiene imperio el pueblo romano, creo que son de éste; que todos los hombres tienen un derecho a usar en común el mar, como del aire* [mientras no] *se entorpece con ello el uso de la costa o del mar*" (A D'Ors et al., 1975).

Precedentes menos complejos del mismo problema pueden encontrarse el Digesto romano que puede ser considerado como un catálogo de casos particulares. Se trata de una obra romana clásica del siglo VI que comprende unos 5000 casos de entre los cuales al menos 20 atienden a la ordenación de costas[2]. Son particularmente interesantes los dos casos siguientes: el lago Angulario Sabateno y la isla que emerge en el mar (figuras 2 y 3), de los que puede inferirse, sin menoscabo a otros casos, que en la ordenación de las costas:

- existe un problema de posesión
- se está en presencia de un sustrato variable (inmueble viciado)

Los problemas generados por la variabilidad son pocos cuando ésta es hiperestable, pero son muchos y más graves cuando es recesiva, pues tienden a confundirse las relaciones jurídicas vinculadas al sustrato.

En otros fragmentos costeros obtenidos del Digesto, aparece otro elemento recurrente en los problemas de ordenación y que es a veces apuntado como 'uso común'. Este uso común es a veces referido como el uso correspondiente por igual a todos los ciudadanos indistintamente, de modo que el uso de unos no impida el de los demás interesados[3].

Un análisis similar se puede hacer partiendo de la Ley 22/1988 de costas que declara tener, entre otros, los siguientes objetivos:

- la determinación y protección del dominio público
- la tutela del uso público

[2] En la edición del *El Digesto de Justiniano* (A D'Ors and al, 1975), he encontrado estas: {digesto libro xli. título i : sobre la adquisición de la propiedad de las cosas: [d.41.1.7.(3); d.41.1.12. ; d.41.1.14. ; d.41.1.16. ; d.41.1.30.(4); d.41.1.50; d.41.1.58.]; título ii: sobre la adquisición y la pérdida de la posesión: [d.41.2.1. ; d.41.2.3.(17)] ; título vii: sobre los lugares y las vías públicas: [d.43.7.3; d.43.8.2; d.43.8.3; d.43.8.4.] ; título xii: sobre los ríos públicos: que no se haga en un río público ni en su orilla algo que perjudique la navegación: [d.43.12.1.; d.50.12.3]; digesto libro v. título iv: reglas comunes para las servidumbres tanto urbanas como rústicas: [d.8.4.13; Próculo, 11 ep. d.18.1.69.]}

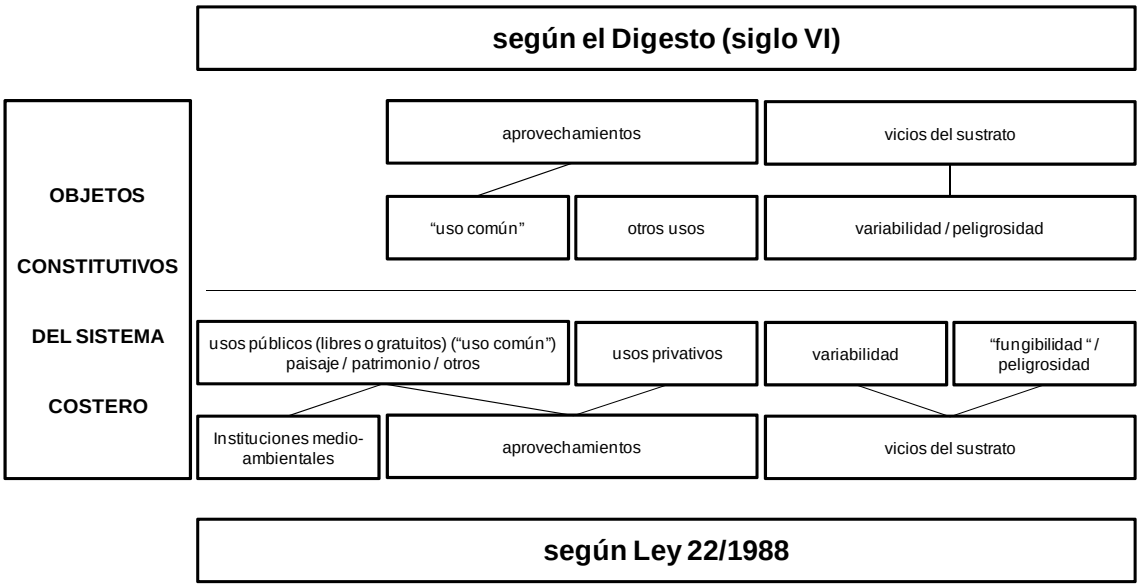
[3] Pese a la sencillez que se desprende de esta descripción, detrás del "uso común" se esconden todas las cuestiones relacionadas con el "derecho al medio ambiente" o a la "calidad de vida". Una objetivación alternativa del problema puede encontrase en la doctrina norteamericana de los "*public trust rights*", que consisten en un catálogo de libertades costeras cuya preservación constituye uno de los objetivos principales de la intervención pública. Ver, por ejemplo, en el *Administrative Code* del estado de New Jersey el *Title 7 Environmental Protection, Chapter 7E Coastal zone management*, sección *7:7E-8:11 Public access* (en internet <<www.lexisnexis.com/hottopics/njcode>>).

- la consideración del paisaje, medio ambiente y patrimonio histórico
- la calidad de las aguas

Es una característica de la Ley 22/1988 la de definir un espacio de protección base para la realización de estos objetivos, un espacio que se proyecta sobre unos factores exclusivamente fisiográficos y que se quiere proteger íntegramente con la intensidad del dominio público.

En la determinación de este espacio el carácter variabilidad es considerado a través de la incorporación en abstracto al área de protección de unos sub-espacios estabilizadores como las accesiones, las retiradas y las invasiones marinas. Se especifica la variabilidad con referencias a los áridos costeros, los estudios de dinámica litoral o a las dunas. Se dedica un capítulo entero para las obras, aunque los puertos se remiten a otra ley.

OBJETOS CONSTITUTIVOS DEL SISTEMA COSTERO, según el Digesto



Se está ahora en condiciones de realizar un análisis comparado de los dos modelos anteriores, apareciendo en primer lugar el carácter evolutivo del sistema costero que a lo largo de su historia ha experimentado modificaciones.

Estructurado originariamente en torno a dos elementos fundamentales, la garantía de los usos comunes y los vicios del sustrato, en fechas recientes se ha especificado una esencia recreativa, por una parte, y se han institucionalizado los factores medioambientales con el fin de conservar los potenciales naturales por otra. También se observa que se viene produciendo una fuerte tecnificación en la caracterización del sustrato.

Este análisis comparativo también permite plantear con mayor claridad los problemas fundamentales que encierra la ordenación costera. La duda más grande de todas es la de racionalizar, en el ámbito costero, el contenido del concepto denominado dominio público. Plantea la doctrina la cuestión de si se trata de una verdadera propiedad o por el contrario si es un simple espacio de protección sobre el que las Administraciones públicas ejercen sus funciones públicas (Parada, 2007a). De esta cuestión surgen inmediatamente otras dos: la de la aprehensión de los factores que fundamentan la

determinación de este espacio de protección, y la de las rigideces al cambio que ofrecen numerosos aprovechamientos. Según la terminología de las instituciones medioambientales, estos problemas consisten en la protección, conservación, recuperación, restauración, ... y acceso al medioambiente.

3) La obtención por partes del DPMT

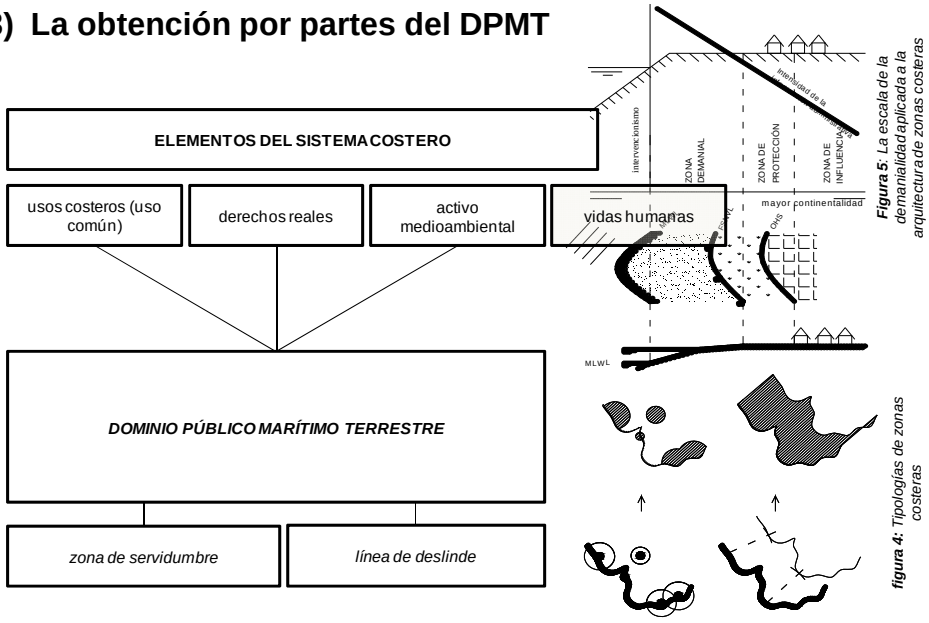


***Figura 5**: La escala de la demanialidad aplicada a la arquitectura de zonas costeras*

***figura 4:** Tipologías de zonas costeras*

Todos estos aspectos del problema pueden percibirse en la configuración de la zona costera creada por la Ley 22/1988. Como se dijo, este modelo de ordenación estructurado sobre unos factores exclusivamente fisiográficos es el resultado de la definición de un espacio base que se eleva todo él monolíticamente al dominio público. Sobre este espacio se superponen hacia la mayor continentalidad espacios jurisdiccionales complementarios obtenidos por traslaciones arbitrarias (figura 4). Se obtiene así una zona costera nominal sin clara relación de congruencia con los objetos que fundamentan la intervención. En particular, aparecen los siguientes problemas concretos:

- el criterio de los temporales (como manifestación del problema de la elección de los factores)

El contenido esencial de los usos que se propugnan libres o públicos es incompatible con ciertos estados del mar.

- el problema de la variabilidad

Como manifestación de los problemas causados por la naturaleza variable del sustrato, puede observarse cómo unos sub-espacios de carácter prospectivo (*e.g.* las invasiones marinas) son incorporados en modo presente-indicativo como predicados del dominio público[4].

- el alcance de la subsunción de las dunas
- la naturaleza de la "zona de servidumbre"

Adoptando ahora una perspectiva de derecho comparado en el espacio, el análisis de otras normas costeras vigentes[5] revela la existencia de ordenaciones e instrumentos alternativos para las costas. Respecto referido 'uso común', puede afirmarse que consiste con carácter general en un conjunto indeterminado de comportamientos de

[4] Art. 3 Ley: "Son bienes de dominio público [...]".

[5] He estudiado los *General Statutes* del estado de North Carolina, *Chapter 113ª*, *Article 7* sobre *Coastal Area Management Act*, accesible mediante internet desde <www.ncleg.net/gascripts/statutes/statues.asp.>>.

carácter recreativo (pasear, bañarse, pescar, tomar el sol...) a los que vienen incorporándose desde hace poco nuevas actividades que incluyen la educación o la investigación. Para la realización de estas libertades costeras – podrían llamarse así- un instrumento frecuente es la servidumbre[6]. Estos instrumentos al servicio de las libertades costeras inciden sobre facultades dominicales específicas según se trate de materializar un acceso corporal o visual. A veces, también se recurre a la adquisición de terrenos, bien para robustecer las servidumbres anteriores o para mejorar la accesibilidad a la costa (creación de aparcamientos, playas...). La relación entre la servidumbre y la publificación es de continuidad, produciéndose al pasar de una a otra un desplazamiento por la escala de la demanialidad hacia la mayor incorporación.

Las instituciones medioambientales, cuya preservación se inició en los años 1970 tras la Declaración de Estocolmo (Lozano C., B., y Alli T., J.C., 2011a), permiten también identificar espacios de atención privilegiada a la vista del concurso de normas protectoras que sobre ellos recaen. Así ocurre con las marismas, contempladas simultáneamente en el Convenio Ramsar (1971) como hábitat para la aves acuáticas y en la Ley de Costas. Y también con las dunas, contempladas simultáneamente en la Directiva Hábitats (1992) - para la vegetación - en la Ley de Parques Naturales (2007) - para muestras representativas - y en la Ley de Costas. Y también pueden mencionarse los acantilados, contemplados simultáneamente en la Directiva Hábitat (1992) - para la vegetación- y la Ley de Costas.

4) Eficacia y reforma de la Ley 22/1988

- **PROCESO DE APLICACIÓN**

  - la defensa de la integridad del DPMT por incorporación de sub-espacios racionales. El proceso a seguir se describe a continuación.
    a) identificación material de los bienes insuficientemente tutelados
    b) ponderación de los intereses en conflicto
    c) determinación de las áreas desprotegidas
    d) evaluación de recursos y concentración de la actuación
    e) intervención, concentrada y ceñida a los sub-espacios específicos y proporcionales a la naturaleza del bien con tutela deficitaria

La aproximación anterior por partes al dominio público marítimo terrestre es compatible con los modelos de ordenación en vigor. Podría así optimizarse el proceso de aplicación especificando dentro de la masa declarada demanial bienes jurídicos cuya protección se considere prioritaria. En lugar de perseguir la protección en bloque de un espacio único, se procedería de forma discreta a la defensa de su integridad por incorporación de sub-espacios racionales. El proceso a seguir se describe a continuación.

a) identificación material de los bienes a proteger

Para la identificación material de los bienes a proteger, se puede partir del conjunto de objetos constitutivos del sistema costero obtenidos en páginas anteriores. Consistían

[6] Ver, por ejemplo, los casos divulgados a través de la revista *Legal Tides* en el artículo *Recent and Ongoing State Coastal Law Litigation* (disponible en internet: <<ncseagrant.ncsu.edu/ncseagrant_docs/coastallaw/LT/lt_spring-summer_2012.pdf>>).

éstos resumidamente en el saneamiento de los vicios del sustrato, las libertades costeras y la preservación de otras instituciones medioambientales.

b) la ponderación de los intereses en conflicto
Inventariados estos elementos, se ordenan jerárquicamente ponderando los intereses involucrados: "*la consagración del medio ambiente como un bien jurídico constitucional plantea el problema de su armonización con otros valores y derechos […] como son el desarrollo económico (Art. 130 CE), o el reconocimiento de los derechos de la libertad de empresa (Art. 38 CE) y de la propiedad privada (Art. 33 CE),* [así como el de] *encontrar el punto de equilibrio entre ellos* [, y, en] *los casos de incompatibilidad,* [efectuar] *una ponderación en cada caso concreto de los intereses en juego* [aplicando] *el principio de proporcionalidad*" (Lozano C., B., y Alli T., J.C., 2011b).

c) la determinación de las áreas desprotegidas
Determinadas y jerarquizadas las necesidades de protección, se localizan éstas en el espacio referenciándolas a segmentos costeros concretos. Es probable que en este paso se obtengan áreas que encierren una pluralidad de bienes insuficientemente protegidos, resultando ser entonces espacios prioritarios de actuación.

d) evaluación de recursos y concentración de la actuación
Se procede finalmente a la transformación por partes del dominio público marítimo - terrestre concentrando los recursos y ciñendo la intervención a sub-espacios de protección especificados y congruentes con la naturaleza de los bienes amenazados.

Por todo ello, con la intención de proponer la realización (el deslinde) "por partes" del dominio púbico costero, parece relevante identificar las instituciones que subyacen al problema de la ordenación de las costas para especificar su deslinde, y así evitar su confusión con intervenciones en bloque.

4) Eficacia y reforma de la Ley 22/1988

- **PROYECTO DE REFORMA**
  - objetivos declarados de la reforma
    - protección de la integridad del DPMT: abandono del prisma fisiográfico
      - introducción de la vulnerabilidad como nuevo objeto constitutivo
    - tutela del uso común: no he encontrado acciones relevantes
    - seguridad jurídica: efectos antagónicos, con saldo neto negativo:
      - explosión del término de las habilitaciones administrativas
      - consagración en el proyecto de regímenes jurídicos particulares
  - balance:
    - es positiva la introducción de la vulnerabilidad como nuevo objeto de protección
    - no se resuelve, sino que sólo se posponen en el tiempo los problemas más acuciantes
    - se desaprovecha la oportunidad de la reforma para buscar una mayor integración normativa entre materias afines {aguas; inundaciones; protección ambiental}

- **LA INTRODUCCIÓN DE "CONTRIBUCIONES ESPECIALES"**
  - la pertinencia de los tributos ambientales costeros
    - el objetivo final de mi tesis:
    - el problema de su fundamentación, diseño y cuantificación
    - la creación de un instrumento innovador en materia de ordenación costera

4) Eficacia y reforma de la Ley 22/1988

- **PROYECTO DE REFORMA**
  - objetivos declarados de la reforma
    - protección de la integridad del DPMT: abandono del prisma fisiográfico
      - introducción de la vulnerabilidad como nuevo objeto constitutivo
    - tutela del uso común: no he encontrado acciones relevantes
    - seguridad jurídica: efectos antagónicos, con saldo neto negativo:
      - explosión del término de las habilitaciones administrativas
      - mantenimiento de la "transformación real"
      - consagración en el proyecto de regímenes jurídicos particulares
  - balance:
    - es positiva la introducción de la vulnerabilidad como nuevo objeto de protección
    - no se resuelve, sino que sólo se posponen en el tiempo los problemas más acuciantes
    - se desaprovecha la oportunidad de la reforma para buscar una mayor integración normativa entre materias afines {aguas; inundaciones; protección ambiental}

- **LA INTRODUCCIÓN DE "CONTRIBUCIONES ESPECIALES"**
  - la pertinencia de los tributos ambientales costeros
    - el erróneo planteamiento
  - el objetivo final de mi tesis:
    - el problema de su fundamentación, diseño y cuantificación
    - la creación de un instrumento innovador en materia de ordenación costera

2. BIBLIOGRAFÍA

A D'Ors and al, 1975. *El Digesto de Justiniano*. Pamplona: Editorial Aranzadi.

García Garrido, M. J., 2007. *Derecho Privado Romano: I. Instituciones,* 15ª edición. Madrid Ediciones Académicas.

Lozano C., B., y Alli T., J.C., 2011. Introducción al derecho ambiental y a la intervención administrativa para la protección del medio ambiente. En: *Administración y Legislación Ambiental*. 6ª edición. Madrid: Dykinson. Cap. 4, pp. 123-140 (a), y p. 143 (b).

Parada, R., 2007a. El dominio público. En: *Derecho administrativo III: Bienes públicos,* 11ª ed. Madrid: Marcial Pons. Cap. II, pp. 52-54.

Suárez Bores, P., 1980. *Formas Costeras*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

CÁLCULO DE LA COTA DE INUNDACIÓN EN ÁREAS LITORALES CONSIDERANDO DE FORMA CONJUNTA FORZAMIENTOS MARÍTIMOS Y TERRESTRES.

D. García Contreras[1], J. Herrero Lantarón[2], A. Baquerizo Azofra[1], M.A. Losada Rodríguez[1].

[1] Grupo de Dinámica Ambiental, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IINSTA), Universidad de Granada, Avda. del Mediterráneo S/N, 18006, Granada, dariogarcia@ugr.es ; abaqueri@ugr.es ; mlosada@ugr.es
[2] Grupo de Dinámica Fluvial e Hidrología, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IINSTA), Universidad de Granada, Avda. del Mediterráneo S/N, 18006, Granada, herrero@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente, la inundación en áreas litorales se ha calculado teniendo en cuenta sólo los forzamientos hidráulicos o sólo los forzamientos marítimos. Sin embargo, en zonas de rías y estuarios la posición del nivel del mar depende de la acción conjunta de ambos forzamientos.

Se ha desarrollado una metodología que permite calcular la cota de inundación en áreas litorales incluyendo de forma conjunta tanto la inundación debida a agentes terrestres como a agentes marítimos. Esta metodología se ha aplicado en la desembocadura del río Antas (Vera Playa, Almería) para la borrasca de Octubre de 1973 en la que se produjeron las mayores inundaciones litorales registradas en los últimos 150 años en las provincias de Granada y Almería (Capel, 1987). Durante dicha borrasca, el río Almanzora, en su desembocadura en Vera Playa registró el mayor caudal punta de toda la serie histórica (datos desde 1960), alcanzando un valor de 5.500 m^3/s (Vallejos, 1997) y causando alrededor de cien muertes e incalculables pérdidas económicas (Pulido, 2001).

METODOLOGÍA

En desembocaduras de ríos, rías, estuarios, etc, la cota de inundación, *CI,* sobre el nivel medio del mar se descompone como sigue:

$$CI = MM + MA + RU + ES + CQ$$

Donde *MM* es la marea meteorológica; *MA*, la marea astronómica; *RU*, el run-up debido a la acción del oleaje; *ES*, el escenario de subida del nivel medio del mar elegido y *CQ* la contribución debida al caudal del río.

En la zona marítima se ha utilizado el modelo numérico SWAN (Booij et al., 1999) para propagar estados de mar desde profundidades indefinidas hasta la costa y obtener la altura de ola significante en rotura. En la zona terrestre, se ha utilizado el modelo numérico WiMMed (Herrero et al., 2010) para calcular, a partir de los datos de precipitación, humedad, temperatura, nivel del mar, etc. el caudal y a partir de él la contribución debida al río.

ZONA DE ESTUDIO, RESULTADOS

Vera es un municipio de 15000 habitantes localizado al este de Almería cuya principal actividad económica es el turismo. Las fotografías aéreas del tramo costero de Vera Playa muestran el enorme crecimiento y desarrollo urbano en las últimas décadas que ha afectado prácticamente a todo el litoral, la canalización del Antas y la ocupación de zonas inundables y ramblas como la del Jático.

La Figura 1 muestra las zonas afectadas por la inundación en la borrasca de 1973, obtenidas a partir de la cota estimada con la metodología propuesta y considerando exclusivamente los agentes hidrológicos. Puede observarse que la afección calculada teniendo en cuenta la acción conjunta de agentes marítimos e hidrológicos es considerablemente mayor que la que se obtiene realizando los cálculos exclusivamente con los segundos. Se observa asimismo que una buena parte de las construcciones realizadas

en los últimos años se verían afectadas en caso de ocurrir una borrasca de esas características.

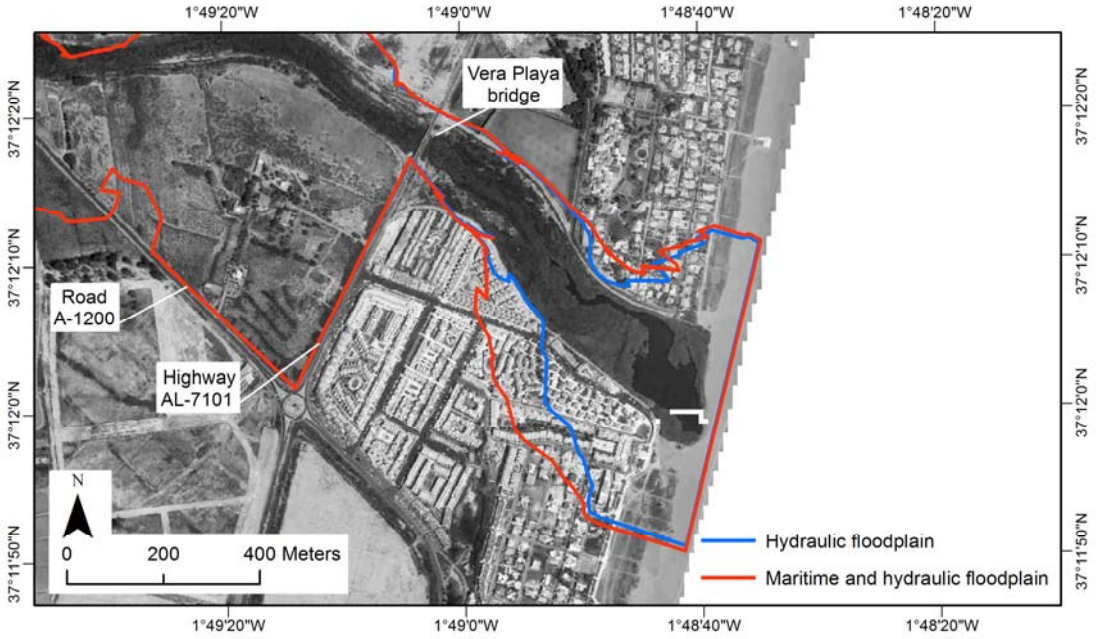


Figura 1. Cota de inundación en la desembocadura del río Antas para la borrasca del 19 de Octubre de 1973. En azul, nivel obtenido solo con forzamientos hidráulicos, en rojo, consideración conjunta de forzamientos hidráulicos y marítimos. (Ortofoto de 2007, Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía – Junta de Andalucía)

CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta una metodología que permite obtener la cota de inundación, las zonas inundables en desembocaduras de ríos, estuarios, rías, etc. y su duración en el tiempo considerando de forma conjunta los forzamientos marítimos e hidráulicos. La herramienta utiliza los resultados de los modelos de propagación de oleaje SWAN e hidrológico WiMMed.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por las Naciones Unidas, el Priority Actions Programme Regional Activity Centre (PAP/RAC), la Unión Europea, el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino y la Junta de Andalucía. Proyecto CAMP Levante de Almería, NET935761.

REFERENCIAS

Booij, N., Ris, R., & Holthuijsen, L. (1999). A third-generation wave model for coastal regions:1. Model description and validation. Journal of Geophysical Research , 7649-7666.

Capel Molina, J.J, (1987). “Inundaciones y avenidas de los ríos de Almería, una constante secular”. Boletín del Instituto de Estudios Almerienses. Núm. 7, Ciencias, pp. 25-42.

Herrero, J., Aguilar, C., Millares, A., Egüén, M., Carpintero, M., Polo, M. J., and Losada, M. A.: WiMMed. User Manual v1.1. Grupo de Dinámica Fluvial e Hidrología (University of Córdoba) and Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (University of Granada).

Pulido Bosch, A., (2001). “Hidrogeología del entorno almeriense “, Problemática de la gestión del agua en regiones semiáridas, ISBN 84-8108-240-6 , págs. 37-46.

Vallejos, A., (1991). “Contribución al comportamiento hidrogeológico de la cuenca del río Almanzora (Almería)”. Tesis Lic. Universidad de Ganada. pp. 160.

WiMMed, (2010), “Watershed Integrated Management in MEDiterranean environments”, “Cálculo hidrológico completo en cuenca”. Autores: Aguilar, C., Díaz, A., Herrero, J., Losada, M.A., Millares, A., Moñino, A., Nieto, S., Polo, M.J. Nº de registro: 200999901137225.

APLICACIÓN DE LA DIRECTIVA DE INUNDACIONES POR OLEAJE EN ESPAÑA

Mª E. Martinez[1], R. Medina[2],F.Méndez[3], D. Ortiz[4]

[1]. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. emdonaire@magrama.es
[2]. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. E.T.S.I. Caminos, C. y P. Avda. de los Castros s/n 39005. Santander. España. garnierr@unican.es. medinar@unican.es.
[3]. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. E.T.S.I. Caminos, C. y P. Avda. de los Castros s/n 39005. Santander. España. garnierr@unican.es. medinar@unican.es.
[4]. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. DOrtiz@magrama.es

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones constituyen el fenómeno natural que mayor incidencia tiene en la sociedad española. Las competencias en gestión y defensa frente a los efectos adversos de las inundaciones afectan a todas las administraciones. la Comisión Europea aprobó en noviembre de 2007 la Directiva 2007/60, sobre la evaluación y gestión de las inundaciones. La implantación de esta Directiva se está llevando a cabo por la Dirección General del Agua y la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar en los ámbitos competencia de la Administración General del Estado. Para la implementación de esta Directiva la DGSCyM está aplicando una novedosa metodología que se basa en la información generada por la Universidad de Cantabria para la Oficina Española de Cambio Climático, conocida por IOLE.

ARTICULO

Las inundaciones constituyen el fenómeno natural que mayor incidencia tiene en la sociedad española. Según los datos del Consorcio de Compensación de Seguros y el Instituto Geológico y Minero de España, en nuestro país, los daños por inundaciones se estiman en total en una media en 800 millones de euros anuales. Las estadísticas del Consorcio para el período 1971-2009 revelan que el 62,80 % de la siniestralidad total corresponden a inundaciones, seguido de un 19,29% a tempestades ciclónicas y un 7,44% al terrorismo.



Las competencias en gestión y defensa frente a los efectos adversos de las inundaciones afectan a todas las administraciones, desde la Local en las labores de planeamiento urbanístico y protección civil, la Autonómica, en material de ordenación del territorio, protección civil y gestión del dominio público hidráulico en las cuencas intracomunitarias y la Estatal, en relación con protección civil, la gestión del dominio público hidráulico en las cuencas intercomunitarias y la gestión del dominio público marítimo terrestre en las inundaciones causadas en las zonas de transición y las debidas a la elevación del nivel del mar.

Como refuerzo a todas estas actuaciones, la Comisión Europea aprobó en noviembre de 2007 la Directiva 2007/60, sobre la evaluación y gestión de las inundaciones que ha sido transpuesta a la legislación española mediante el Real Decreto 903/2010 de evaluación y gestión de riesgos de inundación.

La implantación de esta Directiva supone una oportunidad para mejorar la coordinación de todas las administraciones a la hora de reducir estos daños, centrándose fundamentalmente en las zonas con mayor riesgo de inundación, llamadas Áreas de Riesgo Potencial Significativo de Inundación (ARPSIs).

El enfoque tradicional al abordar este riesgo ha sido el de plantear soluciones estructurales (construcción de presas, encauzamientos, motas de defensa, etc. ...). Sin embargo, éstas medidas han resultado, en determinados casos, insuficientes además de producir impactos ambientales significativos. Por ello, de acuerdo con lo establecido en la Directiva, resulta necesario profundizar aún más en las medidas de gestión del riesgo y la ordenación del territorio como instrumentos fundamentales.

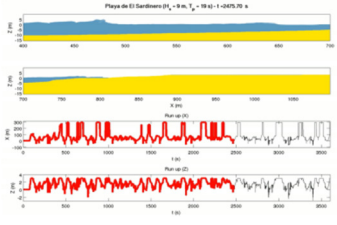
El Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, siguiendo los principios de la Directiva 2007/60 sobre evaluación y gestión de riesgos de inundación, ha puesto en marcha el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI), un instrumento de apoyo a la gestión del espacio fluvial, la prevención de riesgos, la planificación territorial y la transparencia administrativa.

El eje central del SNCZI es el visor cartográfico de zonas inundables, que permite a todos los interesados visualizar los estudios de delimitación del Dominio Público Hidráulico (DPH) y los estudios de cartografía de zonas inundables, elaborados por el Ministerio y aquellos que han aportado las Comunidades Autónomas. A día de hoy sólo se ha elaborada la primera fase que exigía la Directiva de Inundaciones la Evaluación Preliminar de los Riesgos de Inundación definiendo unas Áreas Potenciales de riesgos de Inundación.

La información del Dominio Público y la Evaluación Preliminar de los Riesgos de Inundación está a disposición de todos los ciudadanos que pueden acceder a ella de forma gratuita a través del enlace disponible en la página web del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente , o directamente desde la URL:http://sig.magrama.es/snczi/visor.html?herramienta=DPHZI.

LA Directiva prevé dos fases más para su implementación. En primer lugar está la fase dos que tiene que estar redactada para finales del año 2013 y consiste en la elaboración de los mapas de peligrosidad y riesgo de las áreas que se han definido como potenciales frente a los riesgos de inundación en la fase 1. La tercera fase consiste en la redacción de los Planes de Gestión de estas zonas y tiene que estar finalizada para finales de 2015.

El Ministerio está cumpliendo escrupulosamente el calendario fijado por la Directiva, tanto en el medio fluvial como en el Marino y a día de hoy se están redactando los mapas de peligrosidad y riesgo. En lo que compete a nuestra Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar, se han licitado nueve lotes por demarcaciones hidrográficas con un importe aproximado de 1.700.000€. Para la redacción de estos mapas se cuenta con la aportación de la Universidad de Cantabria que ha desarrollado una metodología novedosa en base a la información que habían generado para un proyecto de I+D+i con la Oficina Española de Cambio Climático y que supone una revolución en el mundo de la ingeniería de Costas tanto a nivel nacional como internacional. La aplicación al tema de las inundaciones se denomina IOLE y constituye también una nueva herramienta rápida de aplicación, económica y fiable, que se explicará en las Jornadas.



LA INCIDENCIA DE LAS POLÍTICAS URBANÍSTICAS Y TERRITORIALES EN EL DESARROLLO DEL MAR MENOR Y LAS ACTUACIONES COSTERAS DEL LITORAL DE LA REGIÓN DE MURCIA

Salvador García-Ayllón Veintimilla[1], Emilio Estrella Sevilla[2]

Universidad Politécnica de Cartagena, Dpto. de Ing. Civil. Paseo Alfonso XIII 30203 Cartagena, Región de Murcia. salvador.ayllon@upct.es

Universidad Politécnica de Cartagena, Dpto. de Ing. Civil. Paseo Alfonso XIII 30203 Cartagena, Región de Murcia. 11ees@ciccp.es

El Mar Menor constituye una singularidad geográfica enclavada en la Región de Murcia, con más de 170 km^2 de extensión y calados uniformes de entre 4 y 5 metros. Esta gran laguna salada (la mayor de España) se encuentra encerrada por un antiguo cordón dunar denominado La Manga, en el cual las agresivas políticas urbanísticas de los años 70 y 80 arrojan actualmente numerosas controversias.



Imagen 1. Estado original de La Manga en los años 50, frente algunas de las patologías urbanas actuales, como son los fenómenos de regresión dunar en la playa.

Imagen 1. La Manga del Mar Menor en los años 50 y en la actualidad.

La Región de Murcia es a día de hoy la Comunidad Autónoma de la fachada mediterránea con menos superficie de costa ocupada en su primer kilómetro. Esta situación no es debida a las políticas territoriales de protección de la costa, sino al llamado “efecto sumidero” que supuso la urbanización masiva del Mar Menor y especialmente La Manga durante las décadas de los 60, 70, 80 y 90.

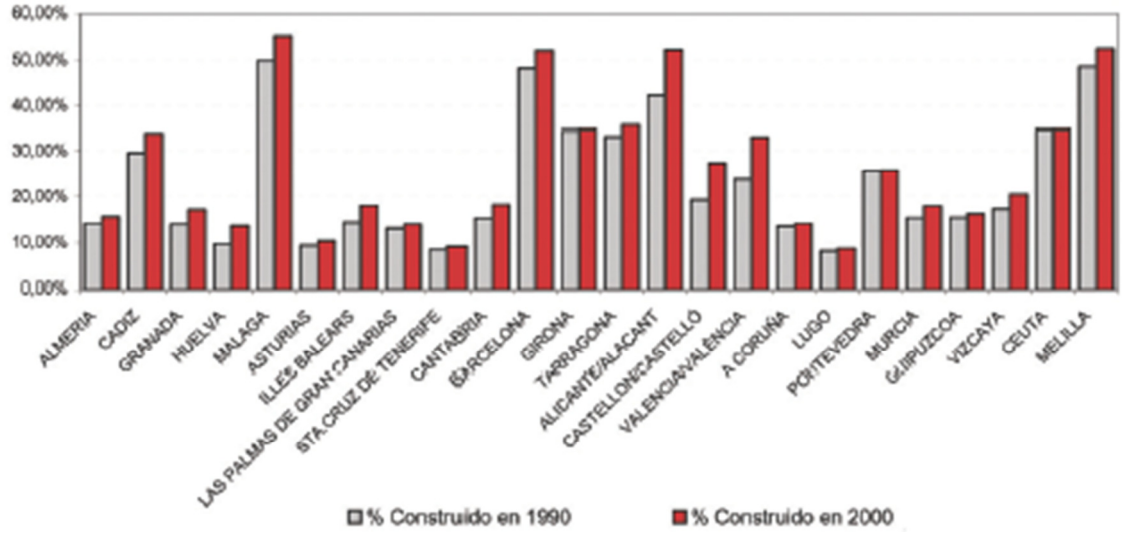


Tabla 1. Porcentaje de urbanización de las distintas provincias costeras de España. Fuente: IGN, Ministerio de Fomento (publicación de Pié i Ninot, 2009)

Esta situación de sobreexplotación urbanística del Mar Menor ha provocado distintos fenómenos antropizantes sobre el espacio costero cuyo análisis se puede desagregar principalmente en tres apartados:

- La afección a la dinámica litoral que ha motivado la modificación de las condiciones de contorno urbanísticas y el impacto de las distintas infraestructuras (creación de nuevos puertos deportivos, carreteras de comunicación entre las islas y el espacio continental o el aterramiento y desecación de antiguos espacios marítimos como el Vivero) en el extinto cordón dunar de La Manga
- El llamado proceso de "mediterraneización" del Mar Menor provocado por el continuo dragado y la progresiva apertura artificial de las golas naturales
- La situación urbanística resultante de la aplicación de la ley de costas de 1988 y los posibles riesgos naturales derivados del cambio climático

Por último, sobre la base de estas experiencias, pero huyendo de alarmismos no sustentados por el rigor del análisis técnico e ingenieril, se plantean distintas consideraciones urbanísticas y territoriales en torno a proyectos de urbanización costera como la dársena interior de Marina de Cope y el puerto deportivo con regeneración de la bahía de Portman, o de infraestructuras como la terminal de contenedores del Gorguel, todos ellos proyectos de futuro situados en el litoral de la Región de Murcia.



Imagen 2. Proyectos de la terminal del Gorguel y regeneración y puerto deportivo en la bahía de Portman (izquierda) y Marina de Cope (derecha). Fuente: diario La Verdad de Murcia

ACTUACIÓN EN EL FRENTE COSTERO DE SALOU: MEJORA DE PERMEABILIDAD Y ACCESIBILIDAD

J. Rojo[1], J. Galofre[1], M. Ruiz[1], B. Molina[1] y R. Mestre[1]

1. Servicio de Costas en Tarragona. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Marino y Rural, Pl. Imperial Tarraco 4-4, 43005 Tarragona. jrojo@magrama.es, jgalofre@magrama.es,

Las actuaciones que realiza el Servicio de Costas de Tarragona, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, tienen tres objetivos que afectan a toda la zona costera: a) Recuperación, regeneración, protección y mantenimiento, b) Garantizar la accesibilidad y permeabilidad, y c) Mejora medioambiental y de los ecosistemas

En esta ponencia se expondrá un ejemplo de cómo se han aplicado los objetivos de accesibilidad, permeabilidad y mejora medioambiental y de los ecosistemas. El caso práctico se sitúa en el municipio de Salou y se titula "Proyecto de sendero peatonal entre la calle Colón y el cabo de Salou, Fase I", y tiene el propósito de definir la filosofía y las actuaciones que han permitido la construcción de este sendero, así como la ordenación de los usos que se desarrollan en el frente de costa que delimita, según lo especificado por la vigente Ley de Costas.

El Cabo de Salou es el principal accidente geográfico del litoral de la Provincia de Tarragona a excepción del delta del Ebro. Alcanza una altura máxima de 77 metros respecto al nivel del mar y penetra hasta 1.300 metros en el mar. Su gran riqueza natural y paisajística lo convierte en un punto de atracción turística de primer orden. El caso que nos ocupa, ver figura 1, abarca desde el final de la calle Colon, zona Pilons, hasta la zona de Replanells, con una longitud total de sendero peatonal de 1,600 metros.



Figura1. Mapa de situación de la actuación

El cabo de Salou ha recibido, durante los últimos años, una presión urbanística importantísima, hecho que ha modificado sustancialmente sus valores naturales originales. En la actualidad, se detectan en este entorno varias problemáticas que pueden ser resueltas con el presente proyecto:

- Ocupaciones indebidas del Dominio Público Marítimo-Terrestre (DPMT) y de las Servidumbres de Protección y de Tránsito.
- Déficit en la dotación de instalaciones y servicios públicos en alguna de las playas.
- Espacios naturales que presentan un estado de conservación medio-bajo, con evidentes signos de deterioro que configuran zonas residuales de escaso valor paisajístico, pero con un elevado potencial ambiental, por lo que requieren actuaciones de recuperación a corto y medio plazo.
- Espacios naturales que presentan un buen estado de conservación y que requieren actuaciones de protección.
- Accesos al frente de mar en mal estado de urbanización y de accesibilidad peatonal o con un exceso de disponibilidad para el tránsito rodado, afectando innecesariamente el espacio natural.
- Frente urbano desordenado e irregular con una implantación brusca en el frente litoral.

Con base a las problemáticas detectadas, en la ponencia se expondrá como el proyecto citado anteriormente soluciona las citadas problemáticas, ver figura 2. Con todo ello se han obtenido los objetivos de: Desocupar, hasta donde sea posible, el dominio público marítimo-terrestre (DPMT), mejorar y ampliar los servicios de las distintas playas, restaurar los espacios contenidos en el ámbito del proyecto, con objeto de recuperar y consolidar los hábitats naturales que caracterizan los entornos costeros mediterráneos, y mejorar los accesos al frente litoral y evitar el acceso rodado innecesario, suavizar y ordenar el impacto de los elementos urbanos sobre el espacio natural.



Figura2. Soluciones propuesta

Las inundaciones marinas en el delta del Ebro están originadas por dos agentes: la subida relativa del nivel medio del mar (RSLR) y el impacto de las tormentas. El primero es un proceso a largo plazo el cual la diferencia entre el nivel del mar con la subida y la elevación deltaica conducen a una inundación permanente de las áreas bajas. El segundo es una consecuencia de un proceso transitorio como resultado de la erosión y rebase del sistema duna-playa. Los efectos del cambio climático influyen muy significativamente en ambos fenómenos.

El aparente incremento de la frecuencia en la inundación por tormentas en el delta del Ebro durante la última década junto con el incremento previsto del nivel del mar ha incrementado la conciencia sobre el futuro del delta. El fenómeno del cambio climático tiene una gran influencia en el comportamiento de la zona costera en el delta del Ebro. Se han propuesto diferentes alternativas para analizar el fenómeno de inundación en esta zona, ver figura 2.

El objetivo de esta ponencia es presentar la estrategia para gestionar esta área deltaica durante las próximas décadas teniendo en cuenta los procesos y respuestas en la actualidad y bajo diferentes escenarios de subida del nivel del mar, incluyendo los efectos del cambio climático.

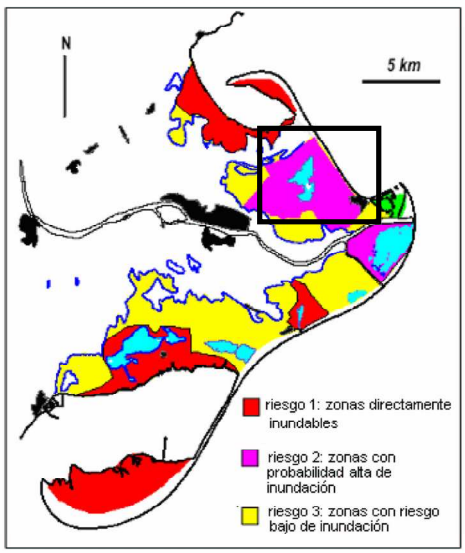


Figura1. Mapa de riesgo de inundación en el delta del Ebro



Figura2.Áreas de riesgo de inundación por temporales, diferentes períodos de retorno, en el hemidelta N

GESTIÓN DEL RIESGO COSTERO MEDIANTE SISTEMAS DE PREDICCIÓN MORFODINÁMICA

M. García[1], V. Gracia[1], M. Grifoll[1], M. Espino[1], J. Fernández[2] y A. Sánchez-Arcilla[1]

[1]*Universitat Politècnica de Catalunya, Laboratori d'Enginyeria Maritima, c/ Jordi Girona, 1-3, Campus Nord-UPC, Edif. D-1, 08034 Barcelona, Spain.* garcia.leon.m@gmail.com
[2] *Soluciones de Ingenieria Marítima (SIMO), Escar 6-8. Edifici El Far, NT3-UPC, Barcelona 08039.*

INTRODUCCIÓN

La acción de los temporales en el litoral catalán plantea uno de los problemas más complejos de gestión del territorio. Sólo en el período 1994-2008 se identificaron más de 250 temporales de los cuales 7 fueron catalogados como altamente energéticos. En los últimos 10 años han sido los responsables directos de la pérdida de al menos 7 vidas humanas así como la destrucción parcial de una gran variedad de infraestructuras costeras (paseos marítimos, obras de defensa, obras de abrigo, etc.) que sólo para el temporal de Noviembre de 2001 representaron un coste de reparación de unos 13 millones de euros. Entre los impactos costeros más significativos encontramos el retroceso de la línea de orilla, inundaciones y la acumulación en bocanas de puerto, desembocaduras de ríos o en la playa trasera. Conocer con antelación la respuesta de la costa debería permitir tomar las decisiones necesarias para minimizar tales impactos así como planificar de forma proactiva el litoral.

El objetivo de este trabajo es determinar la viabilidad de un sistema de predicción morfodinámica, *MOS* (Sánchez-Arcilla et al. 2012), que cubra una parte de los riesgos anteriormente citados y que sirva como sistema de alarma temprana para la gestión de la costa catalana. En concreto se pretende evaluar la respuesta de la costa en términos de erosión e inundación así como el impacto de los temporales en obras de defensa costeras.

MÉTODO

La arquitectura de *MOS* está formada por tres grandes bloques: (1) asimilación de datos; (2) modelos numéricos de alta resolución; (3) análisis de la respuesta en función de indicadores. Este trabajo se enfocará en el segundo módulo, el cual combina la siguiente secuencia de modelado: (a) modelo meteorológico WRF (Dudhia, 1993), (b) SWAN para generación y propagación del oleaje (Booij et al. 1999), (c) DELFT-3D (Lesser et al. 2004) para resolver la hidro-morfodinámica litoral en condiciones de oleaje moderadas, (d) XBEACH (Roelvink et al. 2009) para resolver la hidro-morfodinámica a escala de temporales, (e) SWASH (Ziljema et al. 2011) para determinar la hidrodinámica en zonas portuarias y defensa costera. El sistema MOS es utilizado para reproducir la respuesta en distintos tramos de la costa catalana frente a eventos de temporal de efectos conocidos. En concreto se reproducirán los temporales de Noviembre de 2001 y Diciembre de 2008 que causaron numerosos daños a lo largo de todo el litoral catalán. Con ello se pretende determinar la viabilidad de un sistema de predicción de este tipo así como el grado de incertidumbre asociado.

RESULTADOS PRELIMINARES

En la figura 1 se presenta a modo de ejemplo la captura de pantalla del sistema MOS para la barra del Trabucador (delta del Ebro) durante el temporal de Noviembre del 2001 (Periodo de retorno a 50 años) en el instante 12/11/2001 a las 00:45. Los resultados muestran un estado de inundación en la práctica totalidad de la barra, el desarrollo de una corriente longitudinal importante (gráfico superior izquierdo) así como la existencia de una corriente transversal en la parte central de la playa que genera un transporte de sedimentos hacia la zona interior de la bahía. Estos resultados pueden a su vez visualizarse con las características de los principales agentes impulsores (oleaje y nivel medio del mar). En el artículo presentan los resultados obtenidos para las playas del Trabucador, playa de Gavá (alrededores de Barcelona) como caso de erosión costera, la playa de S'Abanell (Costa

Brava) como caso de inundación y los tramos de costa de Cabrera de Mar (revestimiento de escolleras) y el Puerto de Mataró (costa del Maresme) como ejemplos de impactos en infraestructuras.

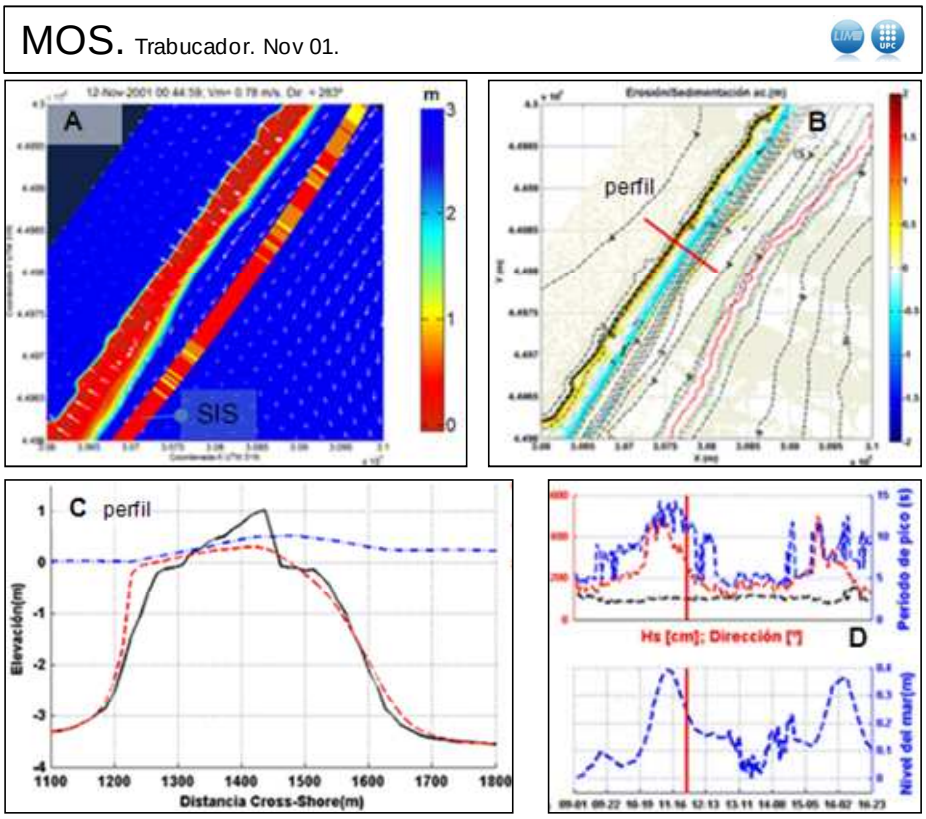


Figura 1. Interfaz gráfica de resultados de MOS en la Playa del Trabucador durante el Evento de Noviembre del 2001 (12/11/2001 00:45). (A) en áreas coloreadas se representa el calado (en metros), y los vectores, corrientes en la superficie libre. SIS (Storm Impact Scale, Sallenger, 2000): amarillo, colisión; naranja, rebase; y rojo, inundación. (B), en áreas coloreadas se representa la erosión (azul) y la sedimentación (rojo) acumulada a lo largo del episodio, en metros. (C) Perfil de playa, en negro, perfil inicial: en rojo perfil instantáneo y en azul la superficie libre del mar instantánea. (D) Condiciones hidrodinámicas (H_s en rojo, T_p en azul y dirección en negro y nivel del mar, azul) a un calado de 10 m.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto español COVARIANCE (Corrientes, oleaje y viento; mejora del análisis de riesgos mediante asimilación en esquemas numéricos de la costa y su entorno, Contrato nº CTM2010-19709).

REFERENCIAS

Booij, N., Ris, R., Holthuijsen, L. 1999. A third-generation wave model for coastal regions. Part I: Model Description and validation, *Journal of Geophysical Research*, 104 (C4), 7649-7666.

Dudhia, J., 1993. A non-hydrostatic version of the Penn State-NCAR Mesoscale Model: Validation tests and simulation of an Atlantic cyclone and cold front. *Mon. Wea. Rev*. 121: 1493-1513.

Lesser, G., Roelvink, J.A., van Kester, J. and Stelling, G. 2004. Development and validation of a three-dimensional morphological model, *Coastal Engineering*, 51(8-9), 883-915

Sallenger, A.H., 2000. Storm impact scale for barrier islands, *Journal of Coastal Research* 16(3), 890-895.

Sánchez-Arcilla, A., Gràcia, V., Grifoll, M., García, M. and Pallarés, E., 2012, Operational Forecast of Beach Morphodynamics. Reability and Prediction Limits. *Proceedings, International Conference on Coastal Engineering (ICCE12)*, Santander, Spain, July.

Roelvink, J.A., Reniers, A., van Dongeren, A., Van Thiel de Vries, J., McCall, R. and Lescinski, J. 2009. Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands, Coastal Engineering 56 (11-12), 1133-1152.

Ziljema, M., Stelling, G. and Smit, P., 2011. SWASH: An operational public domain code for simulating wave fields and rapidly varied flows in coastal waters. Coastal Engineering, 58, 992-1012.

UTILIZACIÓN DE LÍNEAS DE COSTA OBTENIDAS DE IMÁGENES LANDSAT PARA CARACTERIZAR LA EVOLUCIÓN DE AMPLIOS SEGMENTOS COSTEROS. APLICACIÓN AL SUR DEL GOLFO DE VALENCIA

J.E. Pardo-Pascual, J. Almonacid-Caballer, J. Palomar-Vázquez

Grupo de investigación Cartografía GeoAmbiental yTeledetección, Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodesia y Fotogrametría, Universitat Politècnica de València (http://cgat.webs.upv.es)

Se ha desarrollado un método y una serie de herramientas informáticas que permiten la deducción automática de la línea de costa partiendo de imágenes Landsat con un nivel de precisión con un EMC= 5 m aproximadamente. Se ha trabajado con imágenes tomadas por los satélites Landsat 5 y 7 (TM y ETM+, respectivamente) que han venido registrando información de todo el planeta durante las últimas décadas. El satélite Landsat 5 ha registrado imágenes multiespectrales de todo el planeta desde marzo de 1984 hasta noviembre de 2011 en que dejó de funcionar, mientras que el Landsat 7 funciona desde 1999 hasta la actualidad, si bien, en 2003 tuvo un problema técnico y desde entonces llegan las imágenes con franjas sin dato. Ambos satélites presentan una repetitividad en la toma de 16 días pero pasan en fechas distintas por lo que existen dos tomas de un mismo lugar cada 16 días o, incluso, en zonas de solape entre las sucesivas bandas de paso, esta frecuencia es aún mayor.

Las imágenes de las series Landsat disponibles en la base de datos del United States Geological Survey (USGS) se liberalizaron en 2008 y desde entonces se pueden descargar de forma gratuita desde un servidor de esta institución (http://earthexplorer.usgs.gov). Este amplio paquete de imágenes se encuentra ya georreferenciada –con una precisión de 0,4 píxeles—y homogenizada radiométricamente en unas categorías específicas.

Hasta ahora el empleo de esta fuente de información ha sido muy poco utilizada en análisis de dinámica costera, prácticamente sólo se ha empleado en análisis de cambios sobre áreas deltaicas donde los cambios han presentado magnitudes muy elevadas. Esto se debe a que la resolución espacial de estas imágenes en sus bandas multiespectrales es excesivamente grosera (30 m) para reconocer variaciones en playas.

Desde nuestro equipo se ha desarrollado un método y una serie de herramientas informáticas que permiten deducir la posición de la orilla, entendida como frontera agua/no agua, de forma automática y con precisiones suficientes para el análisis de cambios en la mayoría de las playas mediterráneas, expuesto con detalle en el trabajo de Pardo *et al.*, (2012). El proceso consigue afinar automáticamente la georreferenciación de las sucesivas imágenes mediante correlación cruzada. El algoritmo permite un registro entre imágenes del orden de 0.1 píxeles, es decir 3 metros en nuestro caso. Dado que la imagen de referencia empleada es una ortofotos del Plan Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA), la georreferenciación refinada garantiza que la georreferenciación no es sólo entre líneas sino también dentro de determinado sistema de referencia.

En segundo lugar, se ha desarrollado un algoritmo de extracción automática de la posición de la costa que analiza la banda 5 de Landsat (infrarrojo). En primer lugar localiza la posición de la costa con un nivel de precisión pixel (30 m) y toma esa línea como eje para hacer una análisis específico en el que ajusta una función polinómica de 5º grado sobre un vecindario de 7 x 7 píxeles y se localizan los puntos de máximo gradiente en la señal radiométrica modelada, posición que viene a fijar el borde agua/tierra. La señal radiométrica del agua es muy homogénea (muy baja) pero la de la zona emergida bastante más variable. Por ello se ha de aplicar una función correctora que tome en consideración el impacto de los diferencias de valores en los valores radiométricos de las áreas emergidas.

El resultado final, ha sido evaluado en dos segmentos con escollera (sur puerto de Castelló y sur del puerto de Borriana). Así, el error medio cuadrático oscila entre 4,69 y 5,47 m según el tipo de imagen del que se parta. Si bien el resultado del proceso de extracción

está constituido por puntos discretos separados cada 7,5 m, estos se pueden convertir en una línea que apta para herramientas de análisis de la dinámica de las líneas de costa como el Digital Shoreline Analysis System (DSAS; Thieler et al., 2009).

Aplicando esta metodología y el software desarrollado se han podido obtener 106 posiciones de la línea de costa registradas durante los últimos 27 años a lo largo de un segmento costero de 100 km, entre el puerto deportivo de la Pobla de Farnals (Valencia) y el puerto de Dénia (Alicante), si bien el número de líneas disponible no es homogeneo a lo largo del tiempo. Ello se debe a que se han utilizado únicamente datos procedentes de la base de datos del USGS.

El análisis de la posición de esta multitud de líneas de costa obtenidas por este método a lo largo del tiempo permite análisis de diferente índole: (i) tendencia general de los espacios costeros a lo largo del periodo 1984-2011, (ii) sobre la respuesta de las playas a los temporales y el proceso de recuperación de las mismas y las diferencias geográficas observadas y (iii) el impacto de determinadas obras llevadas a cabo en este segmento litoral a lo largo del periodo estudiado. Siendo así un recurso a sumar a los disponibles en gestión costera. En La figura 1 se muestra la evolución registrada en seis zonas en el áreas estudiada.

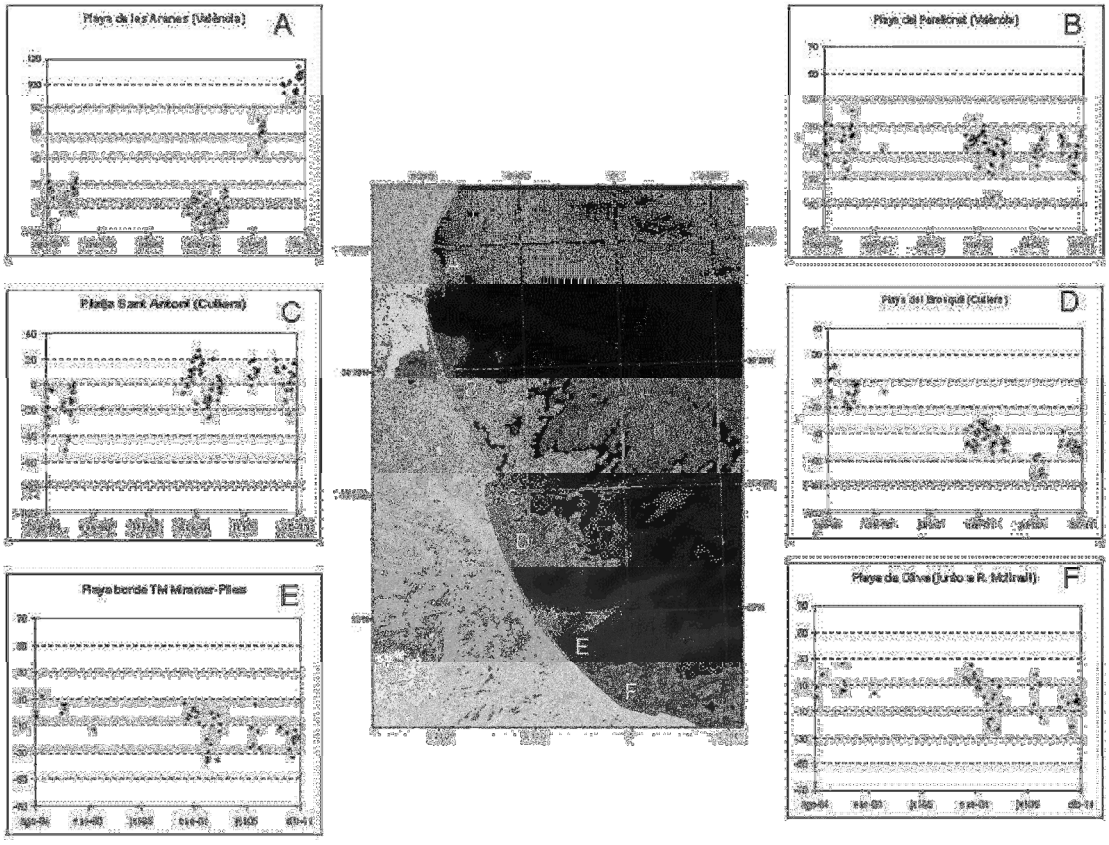


Fig.1. *Evolución de la línea de costa en seis de los 1894 segmentos analizados. Se muestra la evolución de la costa respecto a la posición del 29 -08- 1984. Hay variaciones relacionadas con actuaciones humanas (A) y (D). Se aprecia asimismo, el lento retroceso que se observa en zonas potencialmente estables como el Perellonet, Miramar-Piles u Oliva*

REFERENCIAS

Pardo-Pascual, J.E., Almonacid-Caballer, J., Ruiz, L.A., Palomar-Vázquez, J., 2012. **Automatic extraction of shorelines from Landsat TM and ETM multi-temporal images with subpixel precision**. Remote Sensing of Environment, 123, 1-11.

Thieler, E.R., Himmelstoss, E.A., Zichichi, J.L., and Ergul, Ayhan, 2009, ***Digital Shoreline Analysis System (DSAS) version 4.0- An ArcGIS extension for calculating shoreline change*****:** U.S. Geological Survey Open-File Report 2008-1278.

Tema: Gestión Integral del Litoral/
Medioambiente y Gestión Sostenible de los Recursos Costeros

ESTUDIO Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LOS FONDEOS INCONTROLADOS EN EL MAR MENOR

E. Estrella Sevilla[1], A.J.Gómez Prieto[2], P.J. Andreu Conesa[3]

[1] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Académico C. de la Real Academia Alfonso X el Sabio. Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Cartagena (Área de Ingeniería de la Construcción),

Dirección: Plaza de los Apóstoles, Edif. Apóstoles III, esc. 3ª, 1º B, Murcia (30001)

Teléfono: 609104624

Correo electrónico: 11ees@ciccp.es

[2] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Cartagena (Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes).

Dirección: Avda. Juan Carlos I, nº88, Escalera 1, 7ºB. Murcia (30007)

Teléfono: 617329367

Correo electrónico: antonio.gomez@upct.es

[3] Ingeniero Técnico de Obras Públicas y Graduado en Ingeniería Civil

Dirección: C/ Juan de la Cosa, nº 1, 8º derecha, Cartagena (30203)

Teléfono: 678787479

Correo electrónico: pablo.jose.andreu.conesa@gmail.com

RESUMEN DE LA COMUNICACIÓN

El Mar Menor ha experimentado un gran crecimiento del turismo naútico. Prueba de ello es la saturación que sufren en la temporada estival algunas de sus playas.

Actualmente muchas de estas embarcaciones se encuentran fondeadas de una forma totalmente caótica y desordenada, mediante fondeos ilegales, los cuales producen tanto daños paisajísticos, como ecológicos y económicos. Los primeros a los viandantes que caminan por el paseo marítimo y a los bañistas que disfrutan de la playa, los segundos daños citados se producen en los fondos marinos y a su riqueza biológica, y los terceros a los propios usuarios de las embarcaciones fondeadas de manera irregular, además del riesgo a la integridad física de los bañistas por la falta de seguridad que provocan estas embarcaciones, situadas completamente en zona de baño y en batimetrías de escaso calado.

A la vista de lo anterior, y tratando de alcanzar un modelo racional y sostenible para la ordenación de las embarcaciones que se fondean de forma incontrolada, se plantean unas infraestructuras de amarre que dando el servicio necesario a los usuarios de las embarcaciones, minimice el impacto ambiental de los actuales fondeos y mejore la estética desde el punto de vista paisajistico del litoral.

PLAYAS EN LA COSTA CATALANA: ¿UN RECURSO SOSTENIBLE?

J.A. Jiménez, H.I. Valdemoro

Laboratori d'Enginyeria Marítima, Universitat Politècnica de Catalunya BarcelonaTech, c/ Jordi Girona 1-3, Campus Nord ed D1, 08034 Barcelona (jose.jimenez@upc.edu, herminia.valdemoro@upc.edu)

Cataluña tiene una costa de aproximadamente unos 700 km de longitud con una gran geodiversidad, desde acantilados a deltas. Más de 250 km de esta extensión están formados por playas de diferente tipo, convirtiéndose en uno de los principales ambientes costeros. Dadas las características de la región, estos ambientes soportan esencialmente 3 funciones/usos: recreativa (turismo), protección y biotopo para ecosistemas (natural).

Durante las últimas dos décadas, aproximadamente el 70 % de las playas han estado retrocediendo, de tal forma que se puede caracterizar el comportamiento medio de las playas de Cataluña como erosivo, con una tasa de evolución media de aproximadamente –1 m /a (figura 1). Un ejemplo de la influencia de estos procesos sobre los servicios y funciones que proveen estas playas puede verse en el hecho que, alrededor de un 70 % de los municipios costeros de Cataluña han experimentado algún tipo de daños en las infraestructuras costeras.

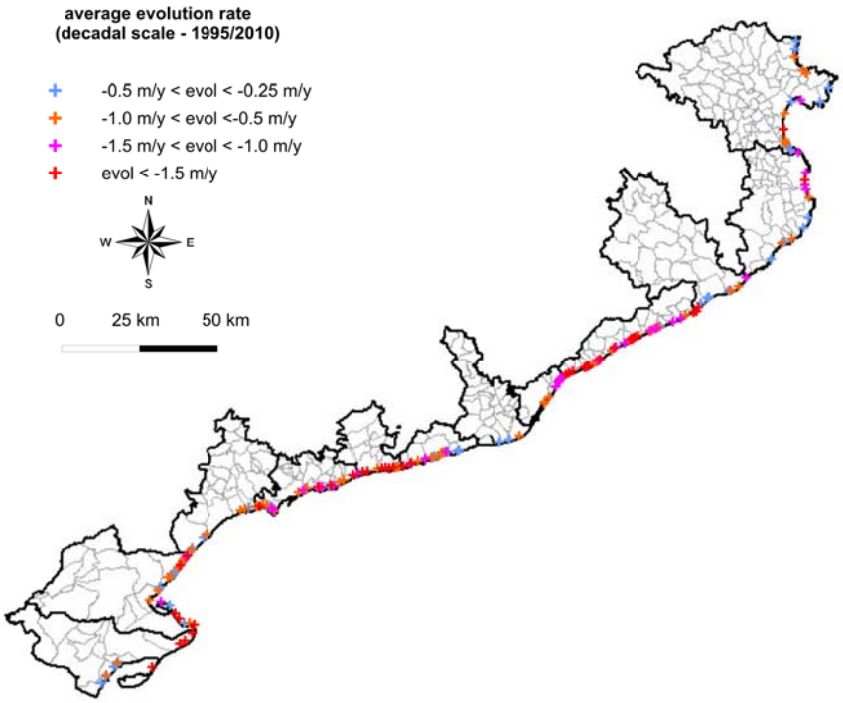


Figura 1. Playas erosivas en el litoral catalán y tasa de retroceso medio de la línea de orilla.

Para compensar esta erosión se han adoptado diferentes estrategias de protección, siendo la alimentación artificial la dominante. Un claro ejemplo de ello es que durante los últimos 25 años se han aportado más de 22 millones de m^3 de sedimento en la costa catalana. Esta aproximación a la gestión del recurso playa no ha supuesto una mejora significativa del mismo más allá del incremento inmediato justo después de la alimentación. Si se analiza la evolución de este recurso en las últimas décadas puede observarse que el máximo (mayor superficie de playa) se produjo a finales de los 80's e inicio de los 90's decreciendo hasta la actualidad de forma sistemática. Este máximo es debido a que en ese período es cuando se realizaron la mayor parte de las alimentaciones y, justo al acabar éstas y no establecerse un esquema de realimentación y/o mantenimiento, el sedimento ha sido rápidamente

erosionado. Como ilustración de este proceso, la figura 2 muestra la evolución del recurso playa para el tramo de costa desde Barcelona hasta Blanes (en términos de superficie de playa), que incorpora la totalidad de la costa del Maresme, un tramo que habitualmente ha sido considerado como dominado por el transporte longitudinal y, donde los resultados parecen sugerir otra cosa.

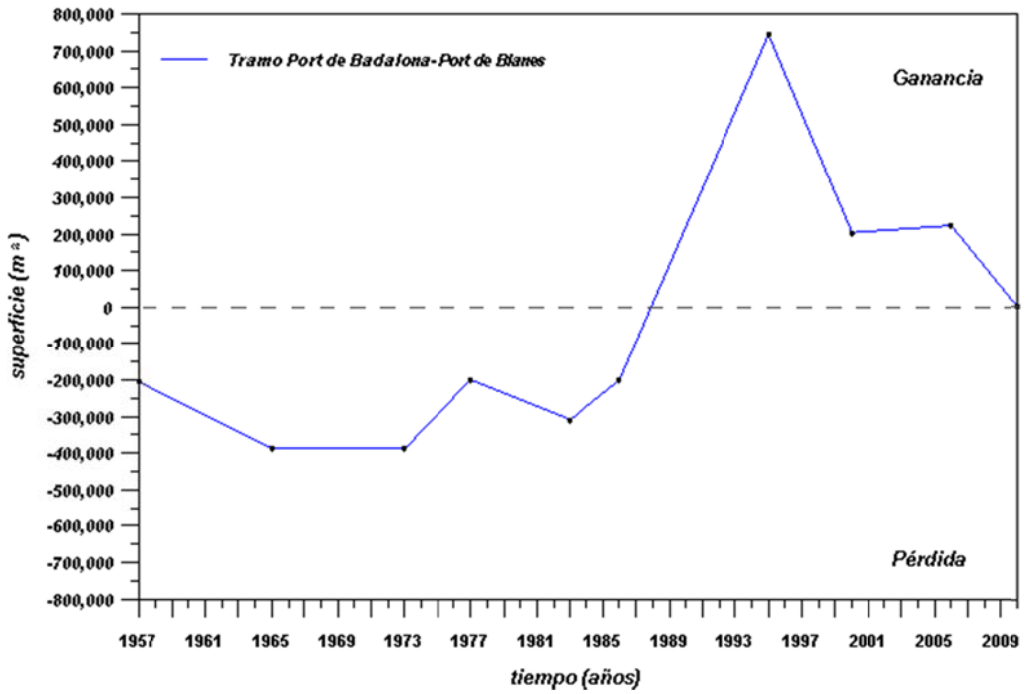


Figura 2. Variación del recurso playa en el tramo al norte del Puerto de Barcelona (Badalona-Blanes) durante los últimos 50 años, medido en término de ancho de playa y referido al estado actual (2010).

Teniendo en cuenta el estado actual de las playas (ancho) y sus tasas de evolución, se espera que sólo alrededor del 30 % de éstas sean capaces de proveer de forma adecuada las funciones recreativa y de protección al final de la próxima década. Por otro lado, alrededor de un 40 % de las playas se verán significativamente afectadas en cuanto a la función recreativa dado que su ancho será inferior al óptimo requerido y, como consecuencia, se producirá una disminución de su capacidad de carga. Finalmente, alrededor de un 30 % de las playas serán erosionadas de forma severa de tal forma que serán incapaces de ofrecer protección frente al impacto de tormentas moderadas (períodos de retorno del orden de 10 a 20 años).

Una estimación del orden de magnitud del volumen de sedimento necesario para mantener las playas en su configuración actual (mantenimiento de su ancho) arroja un valor superior a los 2.5 Mm^3/año. Sin embargo, esta cantidad se corresponde a la situación climática actual, sin considerar los efectos potenciales que la desaparición progresiva de algunas áreas puede ejercer sobre la estabilidad global y asumiendo que éstas no se verán afectadas por el cambio climático. Este hecho junto al incremento de las restricciones ambientales (así como a una creciente reacción social) claramente plantea la cuestión de la sostenibilidad de esta estrategia.

Agradecimientos
Este trabajo ha sido realizado en el marco del proyecto PaiRisC-M (CTM2011-29808) financiado por el Ministerio de EConomía y Competitividad.

SISTEMA DE CIUDADES Y LITORAL

J.M. Grassa[1], A. Lechuga[1]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Jose.M.Grassa@cedex.es, Antonio.Lechuga@cedex.es.

INTRODUCCIÓN

Desde hace algunas décadas se viene hablando de la creciente "centrifugación" de la población española. En un intento de precisar de alguna manera esta tendencia se presenta esta comunicación. Son bien conocidas las tendencias - a escala planetaria - a la urbanización y al desplazamiento - también global - de la población desde zonas del interior a zonas costeras, véase por ejemplo (WRI,1996). Ambas tendencias, vinculadas a profundos cambios en la sociedad y en su estructura productiva, modifican la ocupación del territorio costero.

La costa es un espacio de valor singular, reconocido como tal de forma generalizada y protegido en un número creciente de países mediante legislación específica. Su relativa escasez y la posibilidad de empleo por parte de la sociedad para muchas finalidades consuntivas e incompatibles la hacen un terreno abonado a todo tipo de conflictos; asimismo la costa es un medio complejo en los aspectos físico - químico - biológico y especialmente dinámico; en ella se desarrollan fenómenos extremos derivados de la conjunción de la meteorología marina y atmosférica y tiene además sus propios riesgos de catástrofes derivadas de la geodinámica.

Se presentan en primer lugar algunas de las características espaciales y de población del sistema español de ciudades y su evolución en el periodo reciente 1999 - 2011, periodo que ha sido además de un elevado dinamismo poblacional en nuestro país, pasándose de 40 a 47 millones de habitantes. El sistema español de ciudades continúa ajustándose muy aproximadamente, en un diagrama rango - tamaño, a la Ley de Zipf, una distribución simple que, pese a la complejidad de la evolución de la demografía urbana, se cumple relativamente bien en muchos países

DISTRIBUCIÓN RANGO-TAMAÑO DEL SISTEMA DE CIUDADES ESPAÑOLAS

La distribución de tamaño, en número de habitantes, de los municipios españoles sigue muy aproximadamente la conocida Ley rango - tamaño de Zipf. Esta Ley se cumple también en un elevado número de países que pueden considerarse maduros en cuanto a la estructura de su sistema de ciudades (EEUU, India, Francia, Brasil,...), y es interesante observar si el fuerte crecimiento reciente en España ha alterado en alguna medida este acuerdo.

En forma sencilla, la Ley de Zipf, véase por ejemplo (Derycke, 1970), postula que dado el conjunto de las n ciudades de un sistema (el conjunto de ciudades de un país ó región) ordenados de forma decreciente con su población, P_i, con r_i=1,..,n indicando su rango, se cumple, para la cola superior $r_i << n$ que:

$$P_i \, r_i^{\alpha} = c$$

Donde α es un valor próximo a la unidad y *c* una constante que debe ser próxima al valor correspondiente a la mayor ciudad. En el caso α = 1 ello implica que la población de la segunda ciudad será 1/2 de la 1ª, la de la tercera 1/3 y así sucesivamente; por su parte la suma de las *m* primeras poblaciones será la de la primera multiplicada por el *m* número armónico, H_m.

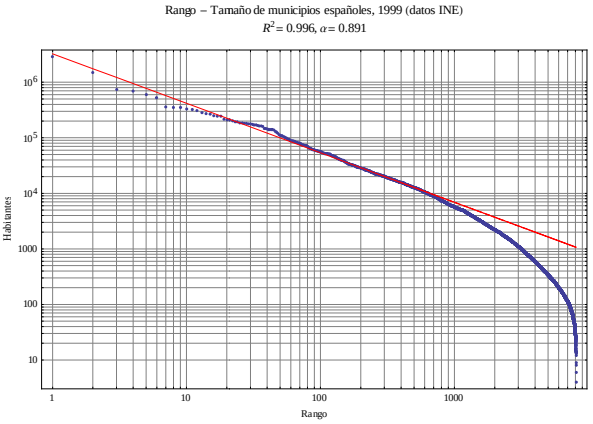


Figura 1. Rango-Tamaño de municipios españoles

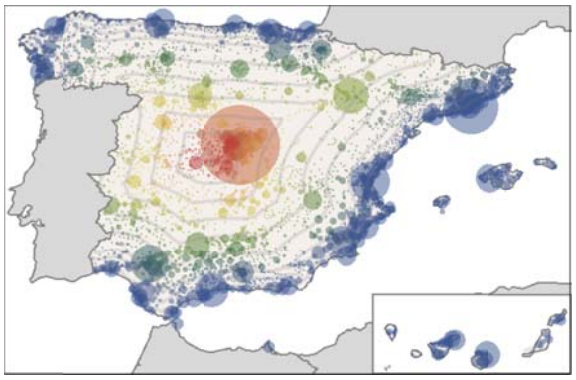


Figura 2. Distancia a la costa

DISTANCIA DE LAS CIUDADES A LA COSTA

Para calcular la distancia a la costa se utiliza la base de datos de línea de costa definida en (Wessel y Smith, 1996) con actualizaciones hasta 2011, que consiste en un conjunto de polígonos (más de 180.000) para toda la tierra, con más de 9.000.000 de vértices definidos por sus coordenadas geográficas en datum WGS84 y distancias entre los mismos del orden de algunos cientos de metros (en el entorno de España se han retenido a efectos de este trabajo aproximadamente 85.000 vértices). Dada esta resolución, y la definición somera de cada población con una única coordenada, el cálculo de la distancia se realiza de forma simplificada tomando como tal la mínima distancia desde la coordenada de la ciudad a los vértices que definen los lados de cada polígono (véase figura 2). Como se mostrará en la ponencia, se comprueba que la costa resulta en sí misma un lugar central en la distribución de la población española.

CONCLUSIONES

El crecimiento demográfico de España en la última década ha tenido la mayor dinámica de su historia reciente, siendo equiparable al de las tres décadas anteriores. Aunque el sistema de ciudades mantiene una cierta situación de equilibrio próxima a la predicción de la Ley de Zipf, la primacía de las mayores ciudades ha disminuido, creciendo mucho más las ciudades de tamaño mediano (50.000 hab.) y mediano - pequeño (12.500 hab) que las medianas - grandes (175.000 hab) y grandes (800.000 hab); esta tendencia es especialmente intensa en las ciudades litorales.

En resumen, los resultados confirman - a la vez que cuantifican - algunas de las tendencias comúnmente percibidas sobre la evolución de las ciudades españolas y su relación con el litoral.

REFERENCIAS

Derycke, P.H., 1970. L'Economie Urbaine. Presses Universitaries de France

Racionero, L., 1986. Sistemas de ciudades y ordenación del Territorio. Alianza Editorial.

Barragan, J.M. y Borja, F. 2010. Evaluación de los ecosistemas del Milenio de España. Litorales. Madrid, Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino. pp. 673-739

WRI, 1996. World Resources 1996-97: The Urban Environment. World Resources Institute.

EL PAISAJE DEL RIESGO COSTERO EN EL LITORAL CATALÁN

C. Ballesteros[1], J.A. Jiménez[1],M. Villares[2], A. Garola[2], E. Roca[2]

1. Laboratorid'Enginyeria Marítima, UniversitatPolitècnica de Catalunya BarcelonaTech, c/ Jordi Girona 1-3, Campus Nord ed D1, 08034 Barcelona (caridad.ballesteros@upc.edu, jose.jimenez@upc.edu)

2. Departamentd'Infraestructura del Transport i del Territori. UniversitatPolitècnica de Catalunya BarcelonaTech c/Jordi Girona 1-3, Campus Nord ed B1, 0834 Barcelona

Podemos definir el paisaje del riesgo costero como la totalidad o el conjunto de riesgos a los que se ve sometida la zona costera. Su caracterización implica una aproximación sistémica en la que se definen todas las amenazas que actúan, las consecuencias y/o daños que generan, los mecanismos de funcionamiento e interacción y la percepción de la sociedad. Esta aproximación es especialmente necesaria en la zona costera que puede ser clasificada claramente como un sistema multicomponente en el que coexisten diferentes valores potencialmente afectables (físicos, ambientales y socio-económicos) y que está sometido a amenazas (conjunto de agentes que determinan las situaciones de riesgo) tanto de origen natural como antropogénico que actúan simultáneamente.

Por ello, a la hora de tomar decisiones en los procesos de gestión del riesgo costero es necesario disponer de herramientas y marcos de análisis que permitan caracterizar las diferentes componentes que determinan tanto las amenazas como los daños. Esto permitirá jerarquizar la importancia de las amenazas y/o identificar acciones sinérgicas entre los diferentes factores en situaciones de riesgo.

En este contexto el objetivo del presente artículo es presentar un primer análisis de los riesgos naturales y antrópicos presentes en la costa catalana. Estos riesgos serán analizados dentro del marco SPRC (S-source, P-pathway, R-receptor, C-consequence), considerando como receptor la costa catalana y sus funciones principales (recreativa/turística, protección y natural) (ver e.g. figura 1).

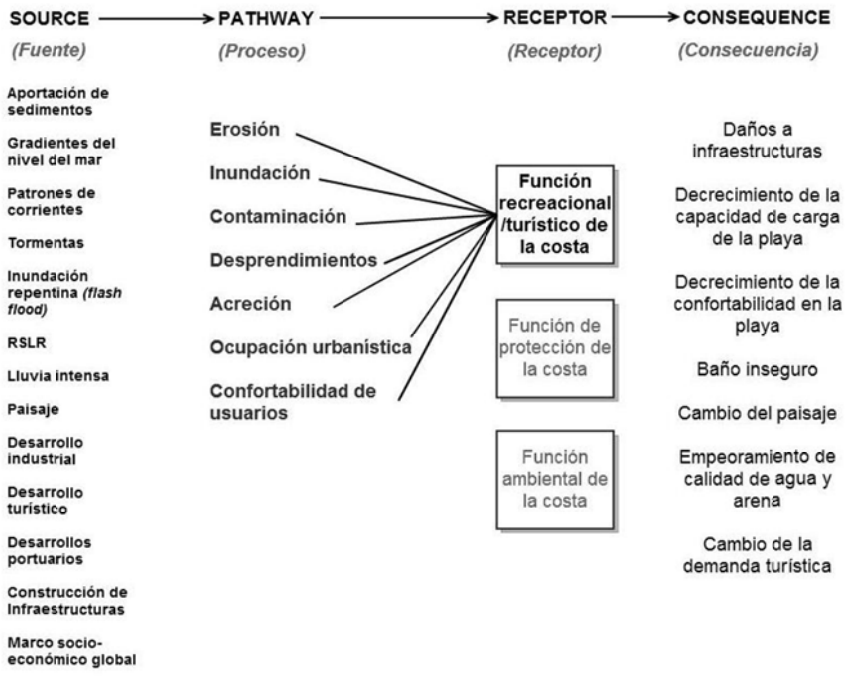


Figura 1. Ejemplo de modelo SPRC aplicado al uso recreativo/turístico de la costa.

Este marco SPRC permite de una manera sencilla representar los sistemas y procesos que determinan el riesgo así como identificar los diferentes elementos que toman parte en el proceso y sus relaciones. Como ejemplo, la figura 2 presenta una de sus aplicaciones al riesgo asociado a la erosiónpara diferentes escalas de tiempo y que permite identificar la contribución de cada una de estas escalas a la afectación de la función analizada.

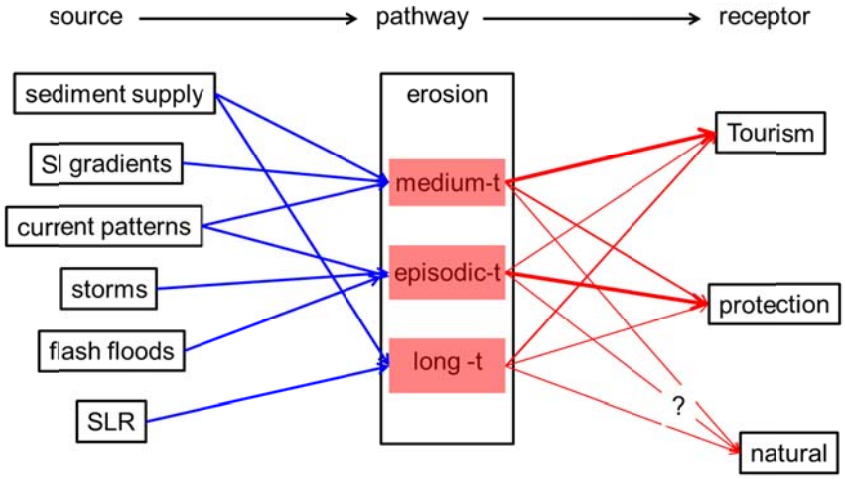


Figura 2. Ejemplo de modelo SPRC aplicado a las funciones principales de la costa para amenazas de origen natural.

Como en la mayor parte de España, el turismo es una de las principales actividades económicas deCataluña, especialmente en la costa que es donde se concentra la mayor parte de esta actividad. El desarrollo de esta actividad ha supuesto una presión significativa sobre el medio natural generando impactos de todo tipo (Sardá et al. 2005). Al mismo tiempo, dicha actividad está sometida a una serie de amenazas de origen natural y antrópico que determinan un riesgo para su desarrollo.

En este trabajo se presentará una adaptación del modelo SPRC para caracterizar el riesgo costero en Cataluña para la función recreativa/turística, considerando las contribuciones natural y antrópica a las amenazas. Así, se incluirán todos los factores de riesgo identificados a lo largo de la costa y se realizará con un análisis comparativo con los "percibidos" a través de un análisis de percepción del riesgo realizado con los principales actores del territorio. Finalmente a partir de dicho análisis, se presentará el modelo de paisaje del riesgo final para la zona así como los métodos de evaluación.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado en el marco del proyecto de investigación PaiRisC-M (CTM2001-29808), financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad. El primer autor está gozando de una beca predoctoral (FPI) de dicho Ministerio.

REFERENCIAS

Sardá, R., Avila, C. & Mora, J., 2005. A methodological approach to be used in integrated coastal zone management processes: the case of the Catalan Coast (Catalonia, Spain). *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 62(3), pp.427–439.

PROPUESTA DE NUEVA DIRECTIVA MARCO SOBRE GESTIÓN INTEGRADA DE LAS ZONAS COSTERAS Y PLANIFICACIÓN MARÍTIMA ESPACIAL

D. Ortiz[2], P. Miguel[2], Mª E. Martínez[3], J.Galofre[4]

[1]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. DOrtiz@magrama.es
[2]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. Pmiguel@magrama.es
[3]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. emdonaire@magrama.es
[4]. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. Jgalofre@magrama.es

INTRODUCCIÓN

La competición por el espacio entre las diferentes actividades económicas marinas está incrementándose en las aguas marinas y por otro lado las zonas costeras están siendo objeto de un uso muy intensivo que también está creciendo día a día. El resultado de todo esto es un incremento en los conflictos de espacio tanto en la zona marina como en la zona costera y esto supone una explotación subóptima del potencial económico a través de un ineficiente y desequilibrado uso de estas zonas. Esto hace necesario usar las herramientas de gestión para incrementar la eficiencia, coordinar y facilitar la coexistencia de múltiples actividades, y todo esto haciendo posible un desarrollo sostenible. En este sentido desde la Comisión Europea se está planteando la publicación de una nueva Directiva Marco.

ARTICULO

La competición por el espacio entre las diferentes actividades económicas marinas está incrementándose en las aguas marinas y por otro lado las zonas costeras están siendo objeto de un uso muy intensivo que también está creciendo día a día. Las actividades tradicionales como, pesca, navegación, dragado o explotación petrolífera, están compitiendo frontalmente con la rápida expansión de nuevos usos como el turismo, extracción de arena y grava, energía eólica y acuicultura offshore. El resultado de todo esto es un incremento en los conflictos de espacio tanto en la zona marina como en la zona costera y esto supone una explotación subóptimas del potencial económico a través de un ineficiente y desequilibrado uso de estas zonas.

El principal sector que está luchando por el uso en del espacio en el mar es el sector eólico offshore, que tiene unas expectativas de instalar 4 GW de capacidad para 2011 hasta 150 W para 2030 para cubrir el 14 % de la demanda de energía eléctrica de la Unión Europea y eliminar 315 millones de toneladas de emisiones de CO_2.



Este incremento de uso de las zonas costeras y marinas también nos lleva a una mayor presión sobre los ecosistemas, y a un riesgo insostenible de uso de recursos.

Las zonas costeras están expuestas a un uso más intenso de la zona terrestre y altas tasas de urbanización (casi la mitad de la población de la Unión Europea vive en los primeros 50 Km desde la línea de costa).

Es necesario un nuevo enfoque basado en un sistema más integrado y ecológico para la gestión costera y marina. La cooperación entre estados miembros transfronterizos que comparten las mismas cuencas marinas es necesaria para hacer frente a estos desafíos.

Como conclusión, los múltiples usos de las zonas costeras y marinas de la Unión Europea, están incrementando la demanda de espacio en el mar, incrementando por tanto la presión sobre los ecosistemas y considerando los riesgos derivados del cambio climático se requiere un enfoque más integrado hacía una gobernanza marina que asegure las políticas sectoriales para que el tratado de la Unión Europea permanezca coherente y no se socaven unas políticas a otras. Los enfoques sectoriales nos dirigen a la adopción de medidas que están desconectadas unas de otras. El uso de una integración inteligente en las herramientas de gobernanza marítima y costera nos permitirá mejorar la eficiencia de los recursos mientras facilitamos la implementación de las diferentes políticas sectoriales en la Unión Europea promoviendo sinergias entre actividades, coexistentes con los usos y múltiples usos a través del mismo espacio, por ejemplo infraestructuras compartidas.

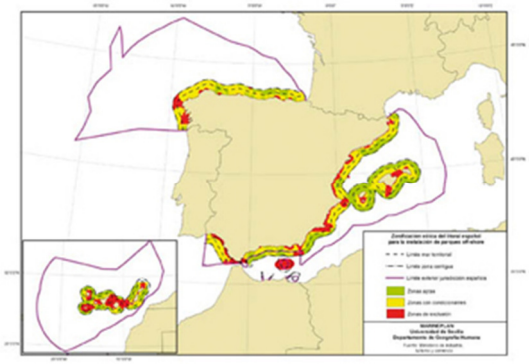
La Planificación Marítima Espacial y la Gestión Integrada de las Zonas Costeras han sido identificadas como herramientas esenciales para el desarrollo sostenible de las áreas marinas y de las regiones costeras bajo la Política Marítima Integrada de la Unión Europea (Libro azul de 2007). Ambas contribuyen a la gestión basada en los ecosistemas y al desarrollo de las líneas de gestión tierra-mar.

La Planificación Marítima Espacial y la Gestión Integrada de las Zonas Costeras son conceptos interrelacionados. Ambos abordan el uso del espacio marítimo y costero y la gestión de actividades humanas. Ambos están orientados a un ámbito multisectorial y tienen como objetivos alcanzar los objetivos económicos, sociales y medioambientales que se definan. Ambas herramientas se basan en similares principios como tener en cuenta la participación de los agentes implicados en las zonas, transparencia, la ambición de implementar un enfoque ecosistémico y una toma de decisiones basada en una información y datos correctos.

Lo dicho anteriormente deja claro que la acción de la Unión Europea hacia una gobernanza integrada de nuestras costas, mares y océanos necesitan moverse hacia un enfoque sectorial más integrado y coherente en la toma de decisiones. Esta propuesta de nueva Directiva Marco no está enfocada a un sector específico, sino que en principio trata con todas las áreas de política del tratado que afectan a nuestros océanos y zonas costeras.

Con la publicación de esta nueva iniciativa, se tendrá un periodo para la trasposición de la misma, y según el borrador de la Directiva Marco sobre Planificación Marítima Espacial y Gestión Integrada de las Zonas Costeras en dos años habría que aplicar la misma al Estado Español. Esto va a suponer un esfuerzo inversor por parte del Estado que las empresas de ingeniería española no deben dejar pasar, no sólo ya por el conocimiento que tienen de la zona de estudio, sino por el reto que va a suponer en la gestión tanto del mar como de la costa.





CAMBIO CLIMÁTICO EN LA COSTA ESPAÑOLA: PROYECTO C3E

I.J. Losada Rodríguez, R. Medina Santamaría, F.J. Méndez Incera, C. Izaguirre Lasa, A. Espejo Hermosa, J. Pérez García, G. Díaz Hernández, M. Menéndez, B. González Reguero, Y. Guanche García, A. Tomás Sampedro, F. Fernandez Pérez, R. Mínguez Solana, O. Castellanos, F. Fernández Jaime

Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria. Universidad de Cantabria. c/ Isabel Torres nº15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria 39011 Santander, Cantabria. losadai@unican.es

INTRODUCCIÓN

Desde el año 2009 el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria ha estado trabajando en el proyecto Cambio Climático en la Costa Española, C3E, financiado por la Oficina Española de Cambio Climático del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino.

El objetivo general del proyecto es elaborar datos, metodologías y herramientas destinadas a la evaluación de los impactos e identificación de medidas de adaptación para dar respuesta a las necesidades del Plan Nacional de Adaptación al Cambio Climático en las zonas costeras, teniendo en cuenta la variabilidad del clima y el cambio climático presente y futuro. Dentro de la zona costera el proyecto tiene su objetivo sobre los riesgos de inundación y erosión y la incidencia sobre las infraestructuras; centrándose en los impactos y adaptación en grandes ciudades costeras y en el sector turístico. Como parte del objetivo general se incluye también conseguir que las nuevas metodologías y herramientas desarrolladas sean tomadas como referentes por el Programa de Nairobi de Naciones Unidas.

PELIGROSIDAD, EXPOSICIÓN Y VULNERABILIDAD: CAMBIOS OBSERVADOS Y PROYECCIONES

Se ha definido la peligrosidad a través de las dinámicas marinas. Para ello se han generado bases de datos de oleaje, viento y nivel del mar tanto, en profundidades indefinidas como en aguas someras a lo largo de toda la costa española. Estas bases de datos tienen una cobertura temporal de más de 60 años (1948-actualidad), lo que ha permitido caracterizar estadísticamente cada una de las variables climáticas obteniendo sus tendencias de largo plazo (los cambios observados). Cabe destacar la tendencia ascendente del nivel del mar con valores que oscilan espacialmente entre los 1.5 mm/año del Mediterráneo, a 2 mm/año en el Cantábrico y 2.5 mm/año de la costa canaria. En cuanto al oleaje en profundidades indefinidas, se encuentran aumentos significativos en la región norte peninsular (vertiente cantábrica y costa gallega, 0.2 cm/año) y reducciones en Canarias (del orden de -0.1 cm/año), más leves en la costa Mediterránea. En profundidades reducidas los patrones de tendencia encontrados son similares al de aguas profundas.

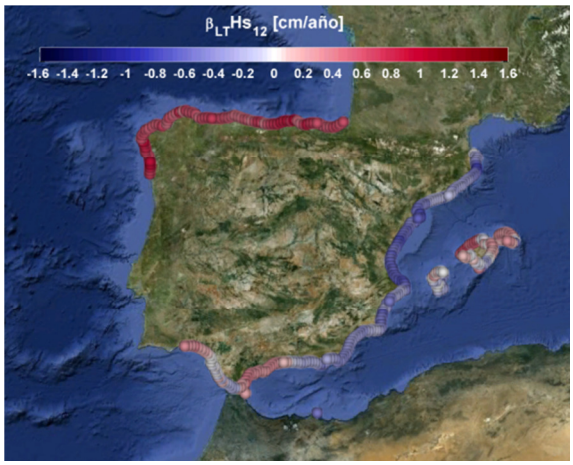


Figura 1.Tendencia de largo plazo anual (cm/año) de la altura de ola solo superada 12 horas al año en el litoral peninsular e islas Baleares.

Además de analizar los cambios observados también se han obtenido proyecciones de nivel del mar y oleaje para los escenarios de cambio climático A2, A1B y B1 definidos por el Panel Intergubernamental de Cambio Climático (IPCC).

Además de los factores climáticos, en la evaluación de los efectos del cambio climático en la costa intervienen también unos factores no climáticos que se han definido a través de la exposición y la vulnerabilidad. La exposición está relacionada con el medio físico, definiéndose a lo largo de la costa española la longitud de acantilados, playas, frente urbano, diques, estuarios, etc. Por otro lado, la vulnerabilidad está ligada a las características socioeconómicas de la zona, teniéndose en cuenta la población, usos del suelo y activos naturales del territorio español.

IMPACTOS DE CAMBIO CLIMÁTICO EN LA COSTA Y CONSECUENCIAS

A partir de los datos generados y recopilados se han calculado distintos impactos de cambio climático en el sistema natural y socioeconómico. En el sistema natural se han evaluado los impactos de inundación y erosión en playas, obteniendo su tendencia en los últimos 60 años y extrapolándola a distintos años horizonte (2020, 2030 y 2040). Se estima un incremento en el retroceso de las playas debido a la subida del nivel del mar (hasta 2.3 m en el Cantábrico en el año 2030) y a cambios en el oleaje. También se ha estimado el cambio en el transporte de sedimentos en dunas, pérdida de humedales e intrusión salina. En cuanto al sistema socioeconómico, se ha obtenido la pérdida de fiabilidad y operatividad en obras marítimas, extrapolando los resultados a los años antes citados.

Por último, se ha evaluado el riesgo estimando las consecuencias sobre la población, usos del suelo y activos naturales para distintos escenarios de subida del nivel del mar (inundación permanente) y para eventos extremos de inundación (cota de inundación). Utilizando una aproximación coste/beneficio se han cuantificado los efectos del cambio climático sobre el sistema socioeconómico a través de distintos indicadores: habitantes, activos asociados a la población, usos del suelo (cultivos, turismo, infraestructuras) y activos naturales (a través de los ecosistemas fundamentalmente).

CONCLUSIONES

El proyecto C3E ha permitido desarrollar una serie de bases de datos de dinámicas marinas a lo largo de la costa española con gran resolución espacial y temporal. Además, se han recopilado también una serie de datos de carácter físico y socioeconómico que caracterizan la exposición y vulnerabilidad en la costa. Se han analizado distintos impactos de cambio climático sobre el sistema natural (playas, dunas, humedales…) y sistema socioeconómico (obras marítimas fundamentalmente) obteniendo su tendencia de largo plazo y extrapolando los resultados a distintos años horizonte. Además, mediante una aproximación coste/beneficio se han valorado económicamente las consecuencias sobre la población, usos del suelo y activos naturales, debido a la subida del nivel del mar y eventos extremos de inundación.

Como productos derivados del proyecto se presentan el visor web www.c3e.ihcantabria.com donde se muestran todas las bases de datos y resultados obtenidos, un simulador, denominado C3sim (Coastal Climate Change Simulator, www.c3sim.ihcantabria.com), con el que se pueden estimar los efectos del cambio climático en la costa y se puede utilizar on-line a través de la página del visor, y un software denominado IHAmeva, www.ihameva.ihcantabria.com, formado por un conjunto de funciones que integra las metodologías de análisis estadístico desarrolladas y utilizadas a lo largo del proyecto, que permite hacer un análisis matemático y estadístico de variables ambientales.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo ha sido financiado por el proyecto “C3E” del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino. C. Izaguirre Lasa agradece a la Universidad de Cantabria y al Gobierno de Cantabria la financiación proporcionada dentro del programa de Ayudas Posdoctorales.

METODOLOGÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS MAPAS DE PELIGROSIDAD Y RIESGO DE INUNDACIÓN COSTERA EN ESPAÑA (iOLE)

A. Tomas[1], R. Medina[1], F.J. Méndez[1], F.F. Jaime[1], O.F. Castellanos[1], P. Higuera[1], F. Fernandez[1], R. Minguez[1], G. Diaz-Hernandez[1], J.L. Lara[1], M.D. Ortiz[2]

[1] Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres nº 15. Santander, 39011, España; (+34) 942-201616; E-mail: medinar@unican.es

[2] Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Plaza San Juan de la Cruz s/n. Madrid 28071, España; E-mail: DOrtiz@magrama.es

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La Directiva 2007/60 del Consejo Europeo publicada el 6 de noviembre del 2007, relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación (en adelante, Directiva de Inundaciones), cuya trasposición al ordenamiento jurídico español es el objeto del Real Decreto 903/2010, del 9 de julio, de evaluación y gestión de riesgos de inundación, publicado en el BOE Nº171 del 15 de julio del 2010, tiene como objetivo generar nuevos instrumentos a nivel comunitario para reducir las posibles consecuencias de las inundaciones mediante la gestión del riesgo, apoyada en cartografía de peligrosidad y de riesgo.

La implantación de esta Directiva se está llevando a cabo por la Dirección General del Agua y la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar en los ámbitos competencia de la Administración General del Estado. En la actualidad sólo se ha elaborado la primera fase que exigía la Directiva de Inundaciones: la Evaluación Preliminar de los Riesgos de Inundación, definiendo unas Áreas Potenciales de Riesgos de Inundación. La Directiva prevé dos fases más para su implementación. En primer lugar está la fase dos que tiene que estar redactada para finales del año 2013 y consiste en la elaboración de los mapas de peligrosidad y riesgo de las áreas que se han definido como potenciales frente a los riesgos de inundación en la fase 1. La tercera fase consiste en la redacción de los Planes de Gestión de estas zonas y tiene que estar finalizada para finales del 2015.

En lo que compete a la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar, para la implementación de la fase dos en el litoral español, se han licitado nueve lotes por demarcaciones hidrográficas para que los consultores adjudicatarios realicen los mapas de peligrosidad y riesgo de inundación. Para la redacción de estos mapas se cuenta con el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (en adelante IH Cantabria), que desarrolla las metodologías y herramientas que permiten la determinación de la extensión de las zonas inundables a lo largo de las costas españolas a partir de la información generada en el proyecto C3E (Cambio Climático en la Costa Española, Ref 20080050084091, www.c3e.ihcantabria.es).

En este sentido, el Proyecto C3E ha sido realizado por el IH Cantabria en el marco de un proyecto del Pan Nacional de I+D+i y financiado por la Secretaría de Estado de Cambio Climático del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Uno de sus resultados ha sido la elaboración de una extensa base de datos de variables meteo-oceánicas a lo largo de la costa española que, si bien fue desarrollada para otro fin, su adaptación para su uso en el caso de inundación costera permite, no sólo un gran ahorro en lo que se refiere a los trabajos de estudios y modelado matemático requeridos para dar cumplimiento a las exigencias de la Directiva de Inundaciones, sino también un alto grado de precisión en la evaluación de los riesgos asociados a las inundaciones difícilmente obtenibles de otra manera, con el beneficio para las administraciones públicas y la sociedad en general.

Objetivos

La determinación de las zonas inundables requiere de la realización de rigurosos estudios y modelados matemáticos, así como de la disponibilidad de extensas y fiables bases de datos referentes a las variables meteo-oceanográficas que generan esas inundaciones.

Es por ello que el objetivo del presente trabajo es el desarrollo de las metodologías y herramientas que permitan la elaboración de los mapas de peligrosidad y riesgo de inundación costera requeridos por el Real Decreto 903/2010, a partir del uso de las bases de datos resultado del proyecto C3E, anteriormente citado.

La realización de este objetivo se estructura en base a las siguientes actividades principales, que dan estructura al presente artículo:

- Desarrollo de una metodología que permita estimar la extensión previsible de la inundación costera (mapas de peligrosidad).
- Desarrollo de un software para el cálculo de la peligrosidad de la inundación costera (iOLE.exe).
- Desarrollo de una metodología que permita, a partir de la peligrosidad y la vulnerabilidad, estimar el riesgo de inundación costera (mapas de riesgo).

METODOLOGÍA MAPAS DE PELIGROSIDAD

Introducción

El régimen de inundaciones en la costa debido a la acción conjunta de la dinámica marina y meteorológica es un fenómeno especialmente complejo, tanto por el gran número de elementos que intervienen en el proceso de inundación, como por la interacción entre dichos elementos.

El fenómeno de inundación en una playa, o tramo de costa cualquiera, puede ser representado de acuerdo al siguiente esquema, figura 1: en un instante determinado, la playa está caracterizada por un nivel de marea (NM) compuesto por la marea astronómica y la marea meteorológica (MA+MM) y una batimetría. Sobre dicho nivel de marea se encuentra el oleaje que, en función de sus características y de la batimetría de la playa, se propaga hacia la costa. Al alcanzar la costa, el oleaje rompe en la playa, produciéndose un movimiento de ascenso de la masa de agua a lo largo del perfil de playa Run-Up (RU). Todos estos factores están relacionados entre sí. Además de la interacción entre los elementos (oleaje – batimetría - nivel de marea - ascenso), el fenómeno de la inundación presenta la complicación añadida de que algunos de los factores (marea meteorológica, oleaje...) son variables aleatorias y, por tanto, su presentación está sujeta a una determinada probabilidad.

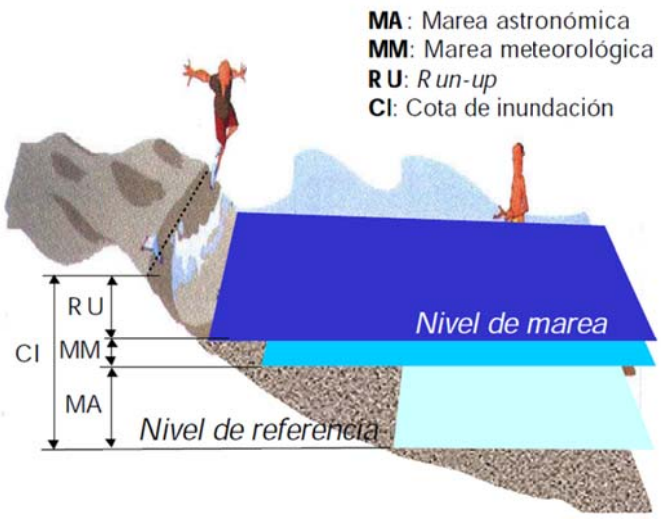


Figura 1. Factores que afectan a la cota de inundación.

Por consiguiente, cada evento de inundación tendrá una probabilidad de ser sobrepasado y, por lo tanto, la obtención de las máximas inundaciones, para cada perfil batimétrico, serán función del periodo de retorno o el tiempo medio en años que tardan en repetirse dichos eventos extremos.

Para obtener los eventos extremos de inundación asociados a determinados periodos de retorno, resulta necesario caracterizar el régimen extremal de todas las dinámicas que intervienen en el fenómeno de inundación a lo largo de todo el litoral español. Ello hace imprescindible tener información de calidad durante largos periodos de tiempo (varias decenas de años) de todas esas variables aleatorias; de forma que sea factible el estudio de la recurrencia de los eventos más extremos que intervienen en la inundación, pues se repiten con relativa poca frecuencia.

Para ello se cuenta con las bases de datos de oleaje y nivel del mar (MA, MM y Ref) generadas en el marco del Proyecto C3E (Cambio Climático en la Costa Española, Ref 20080050084091, www.c3e.ihcantabria.es). Dichas bases de datos cubren todo el litoral español con una resolución espacial de al menos 200 m y están compuestas por series horarias, generadas de forma homogénea y continua desde el año 1948 hasta el 2008 (más de 60 años de datos). La principal característica de estas bases de datos es que, aunque han sido generadas numéricamente, se ha aplicado un exhaustivo proceso de validación y/o corrección con información instrumental (boyas, mareógrafos y satélites), verificándose la excelente calidad de las mismas.

Como ya se ha mencionado, resolver los procesos de inundación costera combinando las dinámicas de oleaje y nivel del mar con la batimetría, en una ubicación concreta, es difícil, y más aún si se realiza para toda la costa española. De hecho, en si mismo, el tratamiento de toda la información disponible es un complicado problema a resolver.

Por otro lado, el cálculo de la inundación de una porción del perfil de playa producida por los movimientos del mar de largo plazo o mareas y de corto período asociados al oleaje, es especialmente complicado. En las playas, las zonas de rompientes y de ascenso-descenso se caracterizan por la completa transformación de la dinámica debida al oleaje incidente, y de otras dinámicas de características y escalas temporales muy diferentes, incluyendo desde la turbulencia de pequeña escala (con periodos inferiores al oleaje incidente) hasta flujos medios y ondas infragravitatorias de gran escala (con periodos muy superiores al del oleaje incidente). Además, todos los procesos anteriormente citados se ven altamente influenciados por otros factores locales como la forma del perfil de playa, que afecta a la transformación del oleaje en rotura y a la magnitud del run-up.

Tradicionalmente existen formulaciones empíricas que determinan el valor del run-up en playas a partir de la observación de éste en playa reales, como las de Strockdon et al. (2006) o las de Nielsen et al. (1991), estas tienden a simplificar en exceso la física del problema usando únicamente la energía de oleaje fuera de la zona de rompientes sin considerar aspectos como la forma del perfil de playa o la pendiente de ésta, anteriormente citados.

El uso de modelos numéricos está por tanto justificado frente a la otra opción de estudio, que sería la realización de ensayos físicos, debido a su menor coste de ejecución. Dentro de las opciones existentes en el estado del arte, el modelo IH-2VOF www.ih2vof.ihcantabria.com, que se enmarca dentro de la familia de los modelos bidimensionales que resuelven las ecuaciones completas de Navier–Stokes, aparece como el óptimo para el estudio de la hidrodinámica de la zona de rompientes y de swash. Uno de los aspectos más importantes que justifican su uso es el hecho de que no requiere de hipótesis simplificativas para la determinación de la teoría de ondas a usar o para la caracterización del tipo de rotura o de su localización a lo largo de la playa. Además su exhaustiva validación a partir de ensayos de laboratorio, centradas en los procesos no lineales de transformación del oleaje en la zona de rompientes, reducen la incertidumbre en su uso. En contrapartida, el coste computacional es relativamente elevado, lo que condiciona la cantidad de simulaciones a realizar.

Como se ha puesto de relevancia, la complejidad de los distintos aspectos que conforman el cálculo de la inundación a lo largo de las costas españolas hace necesario

definir una metodología que simplifique el problema de forma que sea resoluble, eficiente y precisa. Así en una primera aproximación se inunda todo el litoral únicamente con la dinámica nivel del mar, sin oleaje. Con esta aproximación se tienen resultados válidos en las zonas donde el oleaje no tiene relevancia (interior de rías y estuarios o al abrigo de infraestructuras exteriores). Tras esta primera aproximación, se corrigen las zonas del litoral donde el oleaje incide directamente, es decir, en la línea de costa propiamente dicha que no está al abrigo del oleaje. En esta segunda aproximación se trazan perfiles del terreno cada 200 m para resolver numéricamente con el modelo IH2VOF la inundación, perfil a perfil, incorporando el efecto combinado del oleaje y del nivel del mar.

A continuación, se desarrollan las dos aproximaciones o fases de dicha metodología.

Aproximación metodológica con nivel del mar (1ª).

En la figura 2 se presenta un esquema de la metodología de esta primera fase para la inundación con nivel del mar. En ella hay dos partes bien diferenciadas. En primer lugar se ajusta, para cada posición i a lo largo del litoral español, el régimen extremal de cota de inundación a partir de las series de datos de nivel del mar del proyecto C3E); calculándose la cota de inundación asociada a distintos periodos de retorno (CI Tr). En segundo lugar, y una vez calculadas en todos los puntos la CI Tr, se corta el Modelo Digital del Terreno (MDT) con las CI Tr de cada periodo de retorno, obteniéndose la extensión de la inundación y finalmente generándose los mapas de inundación asociados a cada periodo de retorno. Esta segunda parte se realiza íntegramente con un software SIG (Sistema de Información Geográfico).

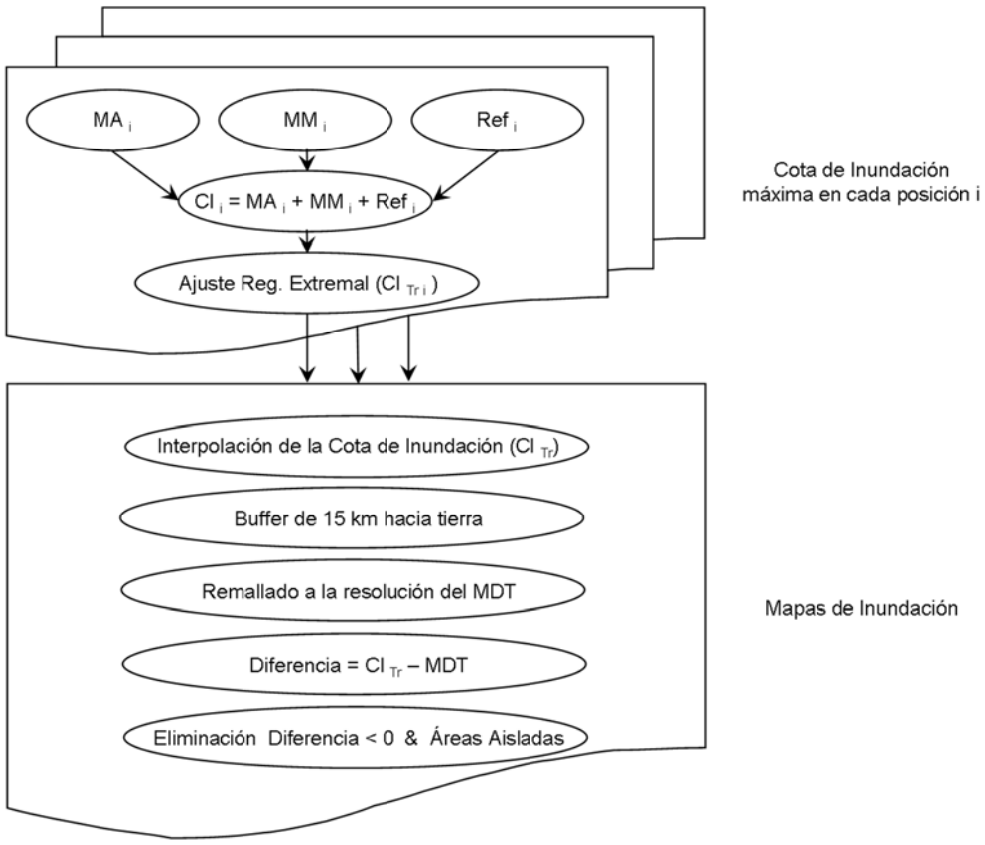


Figura 2. Esquema de la metodología con nivel del mar (sin oleaje).

Como ya se ha mencionado anteriormente, se obtienen los datos de nivel del mar del proyecto C3E, como superposición de la Marea Astronómica (MA), Marea Meteorológica (MM) y referencia del nivel medio del mar respecto al nivel medio del mar en Alicante (Ref)

en cada posición i. Por lo que la Cota de Inundación (CI i) se define a partir de series de datos horarios desde el año 1948 hasta el 2008, a lo largo del litoral español.

Posteriormente se ajusta el régimen extremal a cada serie, compuesta por más de 60 años de datos. De dicha serie se utilizan los eventos extremos independientes que superan un cierto umbral de forma que se obtengan de media entre 2 y 3 temporales al año. Usualmente se denomina a esta técnica, que utiliza sólo los datos que superan un cierto umbral para estimar el régimen extremal, POT (Peaks Over Threshold). Asumiendo que la tasa de ocurrencia de eventos se distribuye según un proceso de Poisson y que las excedencias siguen la distribución generalizada de Pareto (GPD), se tiene que el modelo GPD-Poisson es idéntico al modelo GEV (Generalized Extreme Value), expresando el resultado del ajuste en términos del máximo anual y del período de retorno. Para obtener más referencias del software utilizado en el ajuste del régimen extremal, consultar en www.ihameva.ihcantabria.com.

Una vez realizado el ajuste se calculan los valores de Cota de Inundación para los distintos periodos de retorno (CI Tr); se ha obtenido los valores para Tr = 10, 50, 100 y 500 años.

Posteriormente se generan los mapas de inundación (segunda parte de la metodología). Para cada periodo de retorno se repite un procedimiento en el que se solapa la Cota de Inundación (CI) con el Modelo Digital de Terreno (MDT) y se seleccionan aquellas zonas donde el valor de la CI sea superior al MDT. Este resultado no representa estrictamente la inundación. Las zonas inundadas por nivel de marea son además aquellas conectadas físicamente desde el mar, eliminando aquellas otras áreas aisladas.

Aproximación metodológica con nivel del mar y oleaje (2ª).

La metodología desarrollada para esta segunda fase bidimensional de inundación, con oleaje y nivel del mar, está basada en el uso del modelo numérico IH-2VOF y se aplica a perfiles del terreno tomados a lo largo del litoral español. Para ello se sacan perfiles del terreno en la línea de costa expuesta directamente al oleaje, sin entrar en rías, estuarios, interior de puertos, etc. pues estas zonas están correctamente calculadas en la primera fase de la metodología (sólo con nivel del mar).

Los perfiles reales del terreno se simulan con el modelo IH-2VOF, resolviendo con precisión la hidrodinámica en la zona de rompientes debida al oleaje y nivel del mar (Torres-Freyermuth et al., 2007). Una vez resuelto el ascenso – descenso del oleaje en la playa, se asume, para cada estado de mar, que la zona inundada del perfil es la que es alcanzada por más del 2% de las olas. Éste es un valor usual para este tipo de trabajos (Holman, 1986).

Una vez calculadas las distancias máximas hasta donde llega la inundación en cada perfil, se corrigen los las zonas expuestas al oleaje de mapas de inundación calculados en la primera fase de la metodología general (sin oleaje).

A continuación se explican los pasos en los que se desglosa la metodología de esta segunda fase.

Segmentación de la línea de costa.

En este primer paso de la metodología se define como línea de costa aquella que tiene cota 0 respecto al Nivel Medio del Mar de Alicante. Dicha línea de costa ha sido segmentada en puntos cada aproximadamente 200 m. Esta resolución espacial está condicionada por la resolución espacial de las base de datos de oleaje (DOW, Camus et al., 2013), pero es suficiente para representar correctamente el comportamiento de la inundación por oleaje a lo largo del litoral español.

Posteriormente, se eliminan los puntos de dicha segmentación de la línea de costa al abrigo del oleaje exterior, es decir los que están en el interior de rías, estuarios, bahías, etc. o al abrigo de infraestructuras portuarias.

Después se define, para cada punto, varios parámetros o características del oleaje asociados a dicha posición. Estos parámetros sirven para definir el perfil del terreno correspondiente a cada punto. Uno de los parámetros que se calcula para cada punto es la dirección del flujo medio de energía de los temporales en el inicio del perfil (θFE), ésta es la

dirección predominante con la que los temporales inundan la costa, por lo que los perfiles del terreno se cortarán siguiendo esa dirección; de esta forma se simula bidimensionalmente los procesos de inundación lo más correctamente posible. Se asume que la posición del inicio de cada perfil tiene la profundidad de cierre definida para playas (h*). Para el cálculo tanto de θFE como de h* se hace en función de la altura de ola significante que es superada 12 horas al año (Hs12).

Corte de los perfiles del terreno.

Una vez realizada la segmentación de la línea de costa, con la que se determina el inicio y la dirección de cada perfil, se procede a realizar los cortes del Modelo Digital del Terreno (MDT) para calcular el "Perfil Emergido" o topográfico (~1000 m de longitud). El "Perfil Sumergido" o batimétrico se define usando el perfil teórico de Dean (1991) desde la profundidad de cierre (h*). En la figura 3 se puede ver un esquema de los elementos con los que se determina el perfil emergido y el perfil sumergido. De esta forma se obtiene una transición coherente y suave entre ambos.

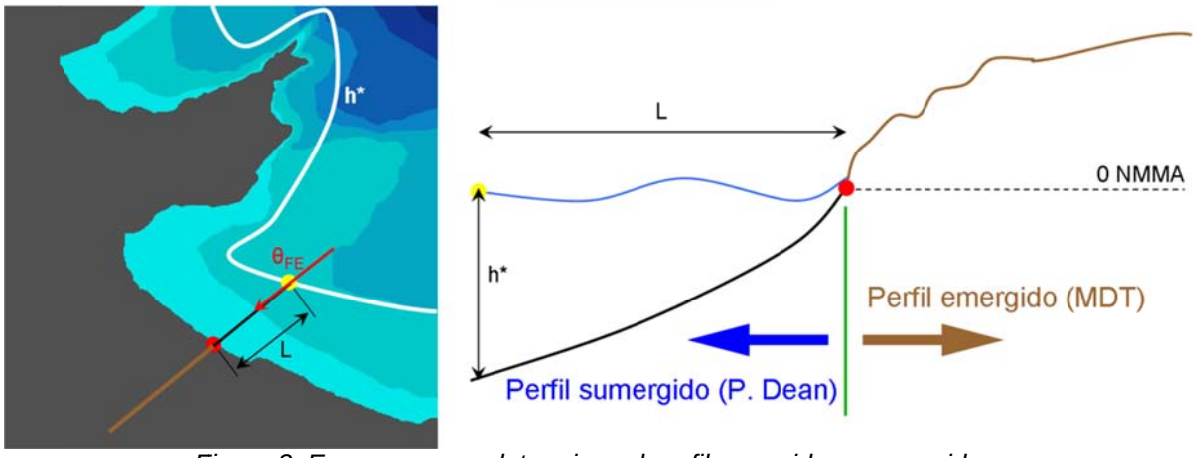


Figura 3. Esquema para determinar el perfil emergido y sumergido.

Siguiendo este procedimiento, se determinan todos los perfiles del terreno, (Emergidos y Sumergidos) a lo largo del litoral español. En total se obtienen unos 30000 perfiles.

Definición de las dinámicas en cada perfil.

Como se ha expuesto anteriormente, del proyecto C3E se tienen unas bases de datos de oleaje y nivel del mar a lo largo de todo el litoral español. Por lo que en el punto de inicio de cada perfil se puede extraer las series horarias de más de 60 años de nivel del mar (marea meteorológica y marea astronómica) y oleaje (altura de ola significante y periodo de pico).

Cálculo de las series de Ru2% e I2% en cada perfil.

El cálculo de la inundación en cada perfil se realiza a través de simulaciones numéricas con el modelo IH-2VOF. A lo largo del litoral español se han obtenido del orden de 30000 perfiles, por lo tanto, la simulación de todos los temporales en cada perfil conllevaría ejecutar numéricamente un número de estados de mar inviable, por el tiempo de cómputo que ello supondría.

Para solucionar este problema, se ha desarrollado un novedoso método de clasificación con el que se selecciona un número factible de ejecuciones (del orden de 1000) que sean representativas del total. Para ello se utilizan algoritmos de selección y clasificación para variables de alta dimensionalidad (Camus et al. 2011).

Previamente a la clasificación, se incorpora la información de la dinámica actuante de cada estado de mar horario (Hs, Tp y Nivel) en la geometría real de cada perfil, de forma que se definen unos "perfiles adimensionales" para cada temporal y para cada posición de cada perfil. Con esta adimensionalización se busca tener en cuenta que distintas

combinaciones de oleajes actuando sobre diferentes perfiles, pueden tener un mismo run-up o inundación.

Una vez seleccionados los estados de mar y los perfiles a simular con el modelo numérico IH-2VOF se ejecutan y se obtiene el remonte o Run-Up asociado al 2% de las olas (Ru2%) y también el alcance de la inundación asociado al 2% de las olas (I2%). Posteriormente se agrupan los resultados de Ru2% y de I2% de cada "clúster" o tipo de perfil adimensional y finalmente se ajustan leyes o fórmulas que rijan el comportamiento del Ru2% y el I2% en cada clúster.

De esta forma se puede usar la colección de formulas ajustadas para I2% y Ru2%, en cada clúster, de forma predictiva para otros estados de mar no simulados con el modelo numérico, sin tener que ejecutar el modelo.

En resumen, una vez obtenida la colección de fórmulas del IH-2VOF, para realizar el cálculo de los valores de I2% y Ru2% en cada perfil (a un determinado nivel de confianza): primero se identifica cada temporal (oleaje y nivel del mar) de cada perfil; posteriormente se aplica la adimensionalización del perfil para determinar cuál es el clúster que le corresponde; y finalmente se utilizan las fórmulas ajustadas de dicho clúster para calcular los valores de Ru2% y de I2%.

Ajuste de los regímenes extremales de inundación en cada perfil.

A partir de los valores extremos de I2% y Ru2%, calculados en cada perfil, se ajustan sendos regímenes extremales con la técnica POT (Peaks Over Threshold). Para obtener más referencias del software utilizado en el ajuste del régimen extremal, consultar en www.ihameva.ihcantabria.com.

Antes de realizar el ajuste de los regímenes extremales hay que referenciar las variables al mismo sistema de referencia u origen, de forma que se pueda agregar espacialmente los resultados finales. Por ejemplo, el ajuste del régimen extremal de cota de inundación se obtiene como resultado de la superposición del Run-Up, el nivel del mar (MA y MM) y la referencia del nivel medio del mar respecto al nivel medio del mar en Alicante (Ref). De forma análoga a como se referencia la cota de inundación, también se referencia la distancia o alcance de la inundación respecto al corte del terreno con el Nivel Medio del Mar en Alicante (NMMA). En la parte derecha de la figura 4 se muestra un esquema de ello. La Distancia de Inundación (DI) se define como la superposición de la distancia desde el inicio del perfil emergido (corte con el NMMA) hasta el corte con el nivel del mar (I1) y el I2% obtenido con las fórmulas del IH2-VOF (que está referenciado al nivel del mar). En la parte izquierda de la figura 4 se presenta un ejemplo de ajuste del régimen extremal, con su intervalo de confianza del 90%. Se representa el valor de la distancia de inundación frente al periodo de retorno en años (Tr).

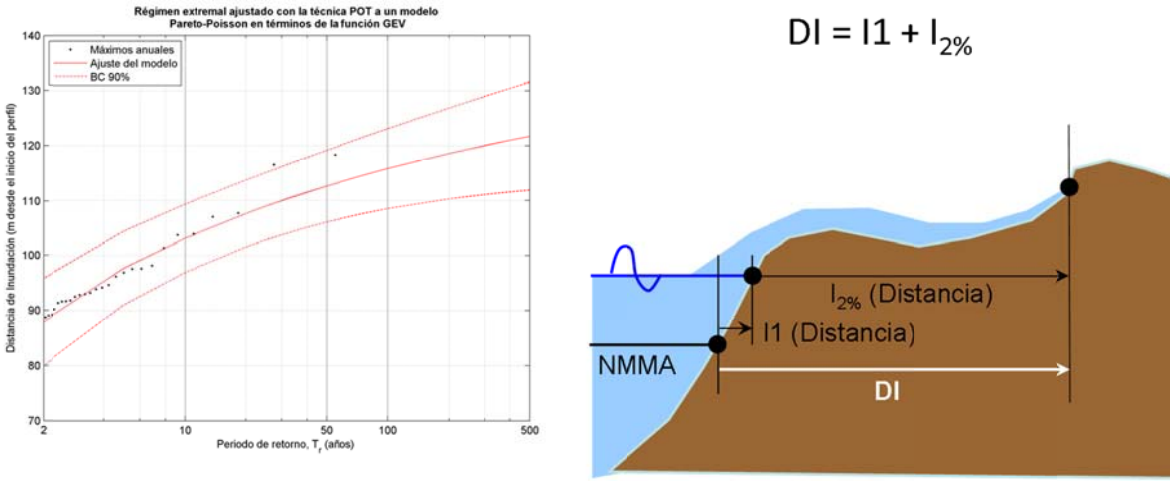


Figura 4. Ejemplo de ajuste del régimen extremal de distancia de inundación con nivel del mar y oleaje.

Una vez realizados los ajustes de los regímenes extremales se calculan los valores asociados a distintos periodos de retorno (CI Tr y DI Tr).

Cálculo de la extensión de la inundación en cada perfil.

El resultado final que se busca en cada perfil es el cálculo de la extensión máxima de la inundación a lo largo del corte transversal del terreno, asociada a unos periodos de retorno concretos. Para ello se cuenta con los valores de cota de inundación (CI Tr), medida en vertical y distancia de inundación (DI Tr), medida en horizontal, para cada periodo de retorno. A partir cada una de ellas se puede calcular la extensión de la inundación (medida en horizontal), pues la forma del perfil liga las distancias en vertical y en horizontal de la inundación. Pero al ser variables distintas y haberse tratado de forma independiente, no se obtienen los mismos resultados en función de si se calcula la extensión de la inundación a partir de unos u otros valores.

Como criterio general se utilizarán los valores de la extensión de la inundación que sean menores de entre las dos alternativas de cálculo, los obtenidos a partir de la cota de inundación (CI Tr) o los de distancia de inundación (DI Tr).

Generación de los mapas de inundación.

El último paso de la segunda fase de la metodología consiste en generar los mapas de inundación, este proceso ha sido desarrollado completamente en GIS. Los mapas de inundación por oleaje y nivel en la costa se generan a partir de los valores de la extensión de la inundación calculados en el apartado anterior, que reflejan hasta donde llega la inundación, cada aproximadamente 200 m, para los distintos periodos de retorno calculados.

Finalmente, la obtención de la zona de inundación definitiva se determina como la máxima entre los mapas de inundación por nivel del mar de la fase uno y los mapas de inundación por nivel del mar y oleaje en la costa. Dichos mapas se obtienen de la fusión de ambos mapas para los distintos periodos de retorno. En la figura 5 se presenta el ejemplo final de la una zona de la Manga del Mar Menor en Murcia.



Figura 5. Mapa definitivo de inundación por nivel del mar y oleaje (fase 1º y 2º), para los periodos de retorno de 10, 50, 100 y 500 años en la Manga del Mar Menor.

Resumen.

A continuación, en la figura 6 se presenta un esquema del procedimiento completo para aplicar la metodología con la que se estima la extensión de la inundación debida a la acción conjunta del nivel del mar y oleaje. Con ella se resume la segunda fase de la metodología, en la que se corrigen los resultados de la primera fase y se obtienen los mapas definitivos de inundación.

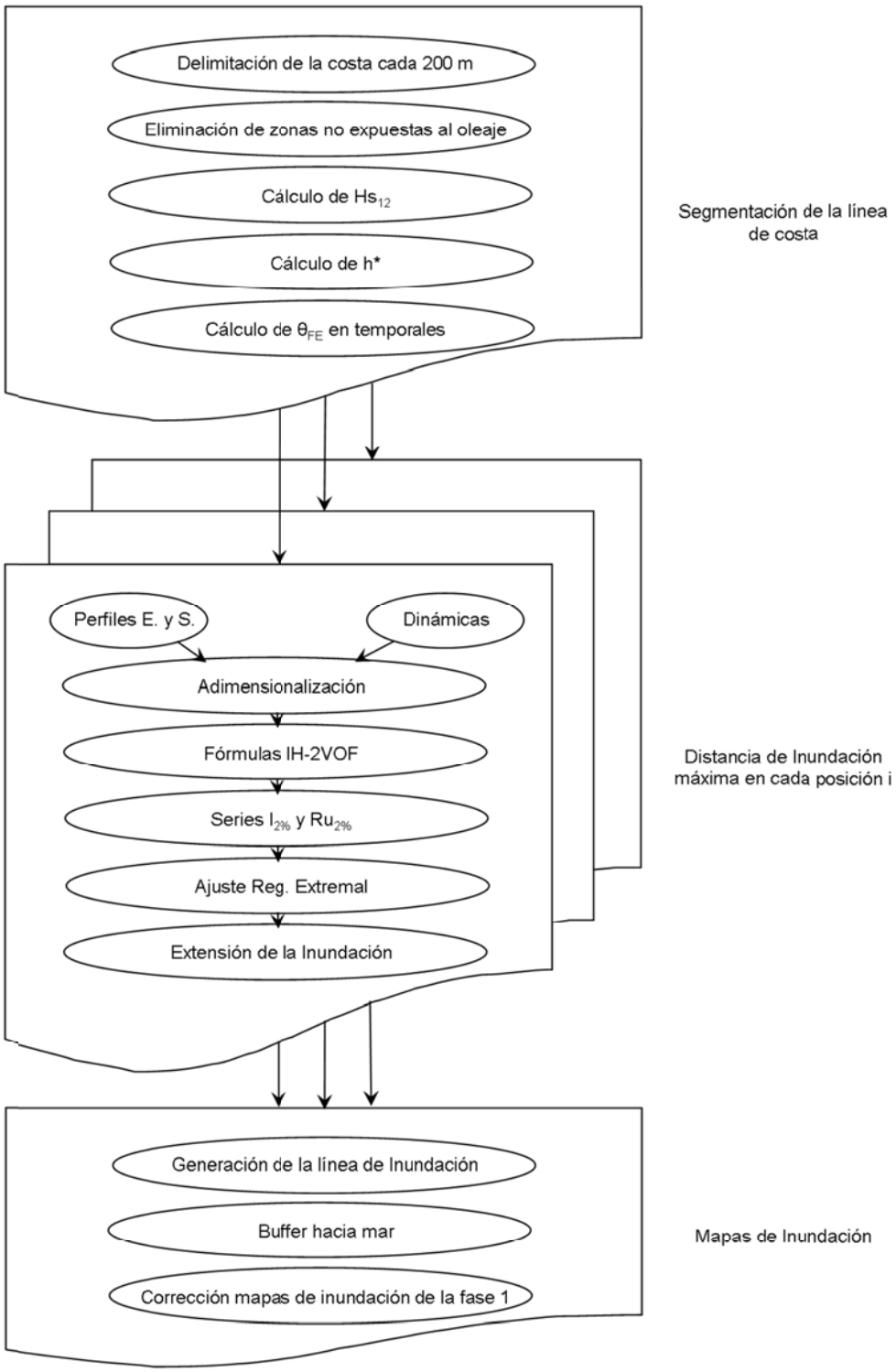


Figura 6. Esquema de la aplicación de la metodología con nivel del mar y oleaje.

SOFTWARE IOLE.EXE

Se ha generado un software que incorpora el cálculo y la aplicación de la metodología descrita en el apartado anterior. De forma que se facilita y sistematiza el cálculo de la extensión de la inundación en cada posición a lo largo de la línea de costa (cada 200 m). Se incorpora tanto la primera como la segunda fase de la metodología (nivel y nivel y olas respectivamente); sin incluir la generación de los mapas de inundación, que se realizaría posteriormente con herramientas GIS.

Cabe señalar que dicha metodología permite incorporar los efectos del cambio climático en las dinámicas actuantes, tanto del nivel del mar como del oleaje, así como la evolución de la línea de costa; lo que permite estimar la influencia de dichos cambios en los mapas de peligrosidad y de riesgo de inundación.

El software incorpora internamente todas las dinámicas del proyecto C3E y perfiles de la costa española, si bien es suficientemente versátil como para incorporar otras geometrías. Así mismo, los resultados que genera (archivos de datos y figuras), facilita su explotación y compatibilidad con otros programas.

En la figura 7 se muestra un ejemplo de la interfaz principal de la aplicación y de alguno de los resultados que se obtienen en el análisis de un perfil cualquiera.

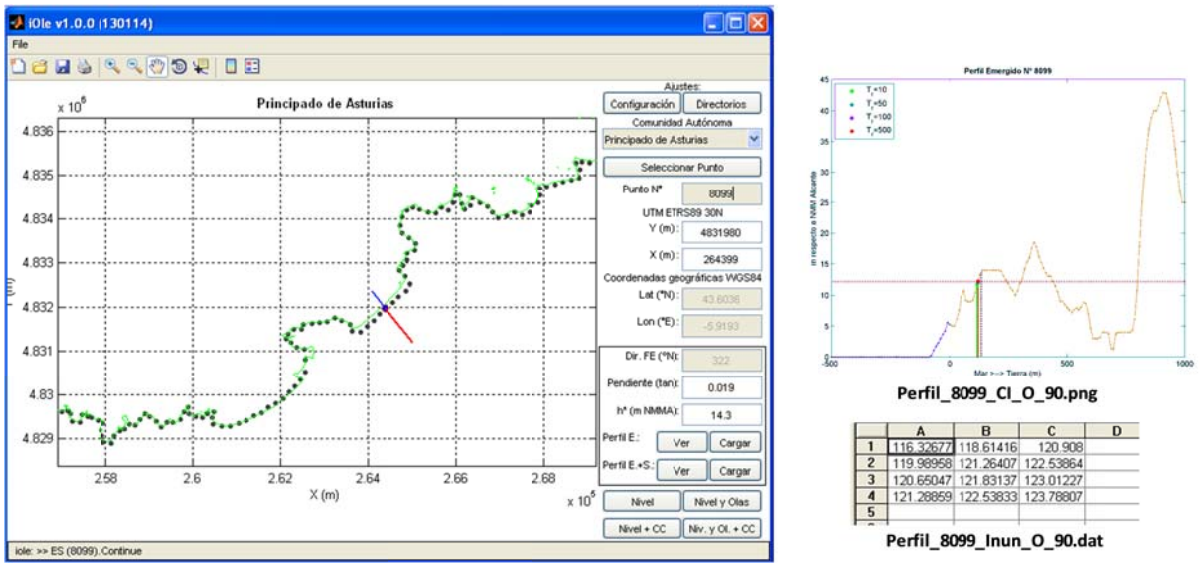


Figura 7. Interfaz principal de la aplicación (izquierda). Ejemplo de ficheros de resultados, inundación de nivel y oleaje para la banda de confianza del 90%, salida gráfica (derecha - arriba) y salida numérica (derecha – abajo).

En la parte central-izquierda de la interfaz principal se encuentran los paneles de edición de imagen e información visual. En la parte derecha de la interfaz principal se encuentran los paneles de trabajo (ajustes, localización, parámetros y resultados) que nos muestra la información del punto seleccionado y nos guía por la rutina de trabajo para el cálculo de la extensión de la inundación en cada perfil.

En el panel de resultados se muestran cuatro botones que identifican los cuatro modos de uso del software: Nivel (fase 1º), Nivel + CC (fase 1º y Cambio Climático), Nivel y Olas (fase 2º) y Niv. y Ol. + CC (fase 2º y Cambio Climático).

METODOLOGÍA MAPAS DE RIESGO

La metodología para generar los mapas de riesgo consiste en intersectar las zonas delimitadas por los mapas de peligrosidad con las bases de datos de vulnerabilidad. Ya que para cada periodo de retorno se tiene un mapa de peligrosidad, también se obtiene un mapa de riesgo para cada periodo de retorno.

Dicha metodología se define para poder realizarse completamente en GIS, a partir de los mapas de peligrosidad y las bases de datos de vulnerabilidad, de forma que si se

actualizasen las bases de datos de vulnerabilidad, la generación de los nuevos mapas de riesgo se realizaría con facilidad. Cabe señalar que las bases de datos de vulnerabilidad utilizadas tienen valores asociados a superficies: densidad de población y usos del suelo.

A modo de ejemplo, si se utiliza la base de datos de población, se utilizaría únicamente la información de densidad de población que va asociada a cada polígono de la misma. Dicha información se intersecta con el mapa de peligrosidad asociado a un determinado periodo de retorno y se calcula el área inundada de cada polígono. En la figura 8 se presenta un ejemplo de mapa de riesgo de inundación de densidad de población para el periodo de retorno de 500 años, para una zona de Cantabria. Posteriormente, multiplicando el área inundada de cada polígono por su densidad de población se obtiene el número de habitantes afectados por la inundación. Finalmente, para estudiar una determinada zona, se agregan los resultados de los polígonos que resultan inundados en dicha zona.

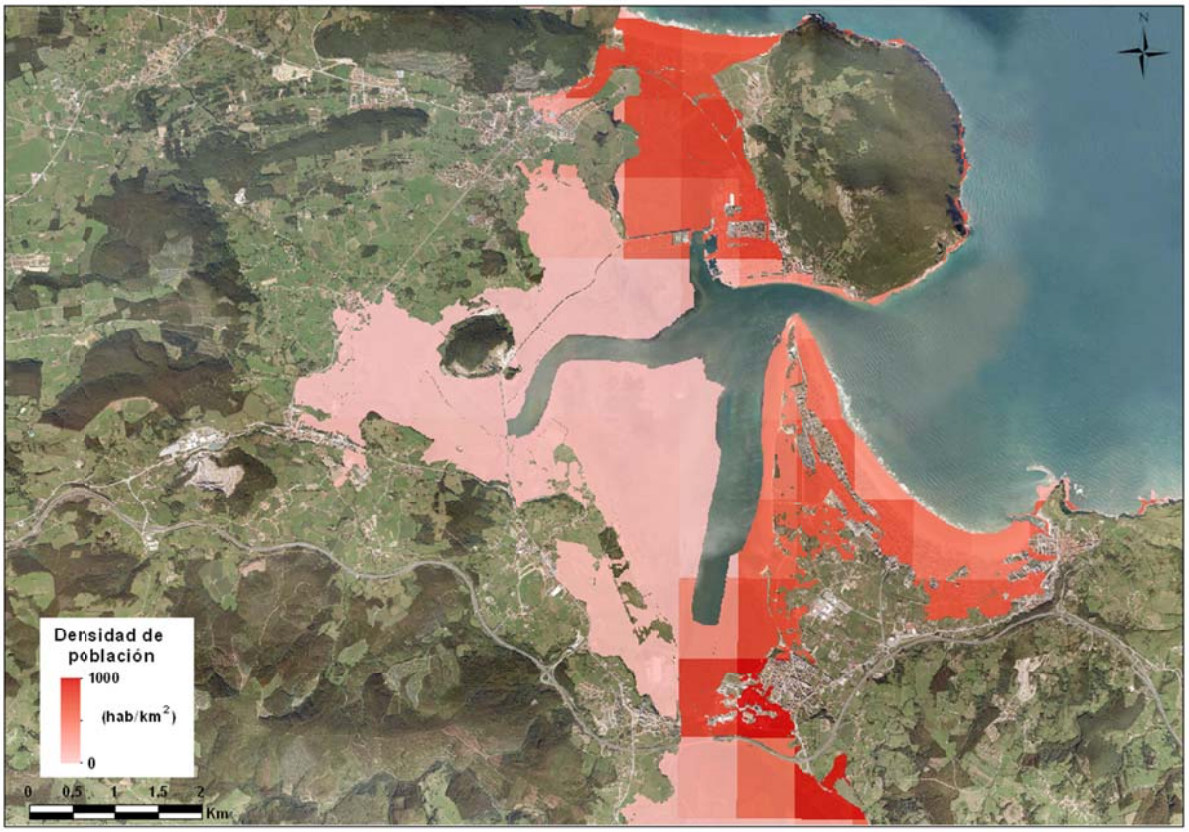


Figura 8. Mapa de riesgo de inundación para Tr = 500 años de población con los datos del Center for International Earth Science Information Network (CIESIN), para la zona de Santoña-Laredo.

Como se ha mencionado anteriormente, las dos bases de datos de vulnerabilidad que se analizan son población y usos de suelo. Para el caso de población es muy sencilla la aplicación de la metodología (como se ha explicado en el párrafo anterior), pues en cada polígono únicamente existe una categoría: densidad de población. En cambio, para la base de datos de usos de suelo, que se ha obtenido del Sistema de Información sobre la Ocupación del Suelo en España, SIOSE, 2011), en cada polígono existen distintos porcentajes de uso del suelo o categorías.

Los polígonos con los que se genera la base de datos de usos de suelo del SIOSE consideran distintos porcentajes de uso de coberturas. De forma muy simplificada, si de los distintos usos de suelo que hay en cada polígono no se considerasen los usos minoritarios y únicamente se utilizase el uso dominante (el que tenga un mayor porcentaje), podríamos aplicar directamente la metodología descrita para población. En la figura 9 se presenta un ejemplo del mapa de riesgo de inundación del uso dominante en una zona de Cantabria, intersectado con el mapa de peligrosidad para el periodo de retorno de 500 años.

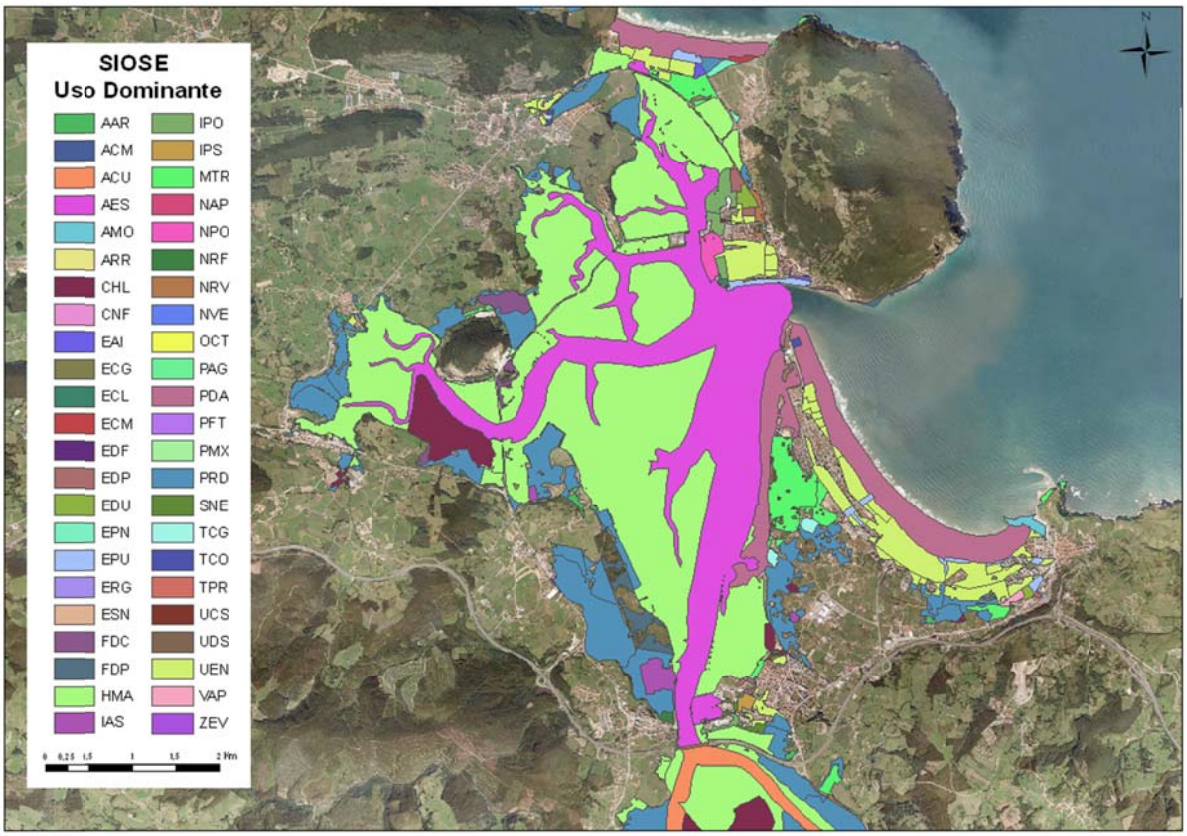


Figura 9. Mapa de riesgo de inundación para Tr = 500 años del SIOSE, para la zona de Santoña-Laredo.

Con este ejemplo simplificado de aplicación no se están teniendo en cuenta los usos minoritarios en cada polígono, que pueden ser muy relevantes para los planes de gestión. Por ejemplo, podría darse el caso que dentro de un polígono el porcentaje de suelo de parque urbano (EPU) fuese mayor que el de casco urbano (UCS), siendo parque urbano el uso dominante; en este caso, si no se tuviese en cuenta el porcentaje de cobertura de casco urbano (pues tiene un uso minoritario en porcentaje de terreno ocupado dentro del polígono) en el cálculo del daño producido por la inundación, se estaría subestimando mucho dicho valor, pues el impacto de la inundación sobre este tipo de cobertura es mucho mayor que el que sufre el parque urbano. Por este motivo se desarrolla una metodología que considera todas las coberturas que contiene cada polígono, sea cual sea su porcentaje de ocupación.

Se genera un mapa de riesgo para cada uso de suelo con el porcentaje de terreno, en cada polígono, que tiene dicho uso. Como el SIOSE define muchos usos de suelo o coberturas, para simplificar el problema, se agregan a las coberturas del SIOSE a un número reducido de usos o actividades económicas que ha definido de forma preliminar la Comisión Europea.

Finalmente, a partir de los mapas de riesgo de inundación se podría cuantificar fácilmente el riesgo en una zona concreta, integrando los resultados en ese área de estudio. Por ejemplo, para población tendríamos el número de habitantes afectados; para usos de suelo, se obtendría la extensión de los terrenos inundados de cada uso económico (en hectáreas). Posteriormente, si se define el daño medio de la inundación para cada uso económico (€/ha) se podría calcular el daño económico de la inundación en dicha zona. Así mismo, como se tienen los valores de daño (Di) para cada periodo de retorno (Tri), se podría calcular el daño esperado anual (Expected Annual Damage) como:

$$EAD = \sum_i \frac{1}{Tr_i} D_i$$

CONCLUSIONES

Se ha generado una novedosa metodología para elaborar los mapas de peligrosidad, de forma eficiente y con suficiente precisión a lo largo del litoral español.

La existencia y la calidad de las bases de datos generadas en el marco del proyecto C3E ha permitido definir la metodología rápidamente y de forma homogénea.

Los complicados procesos de inundación costeros se han simulado con el modelo numérico IH2VOF, uno de los más avanzados en su clase.

Con base a los resultados del IH2VOF se han realizado un catálogo de fórmulas para el cálculo del Ru2% e I2%, válidas para todo el rango de dinámicas y geometrías de las costas españolas.

La gran cantidad de información utilizada se administra eficientemente mediante técnicas estadísticas de clasificación y selección de variables de alta dimensionalidad.

Se ha desarrollado una herramienta que permite aplicar de forma fácil y cómoda la metodología expuesta.

Se integran los resultados mediante Sistemas de Información Geográfica, generándose los mapas de peligrosidad y riesgo de inundación. De esta forma se favorece la gestión coordinada de toda la información, por parte de las administraciones públicas y de la sociedad en general.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente la financiación por el proyecto iOLE (Asistencia Técnica a la Elaboración de los Mapas de Peligrosidad y Riesgo de Inundación Costera).

REFERENCIAS

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Cofiño A.S. (2011). Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. Coastal Engineering, Vol. 58 (6), pp 453-462

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Tomas A., Izaguirre C. (2013), High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas, Coastal Engineering, Vol. 72, pp 56-68

Dean, R.G. (1991), Equilibrium Beach profiles: Characteristics and applications. Journal of Coastal Research, Vol. 7, pp 53-84.

Holman, R.A. (1986). Extreme Value Statistics for Wave Runup on a Natural Beach. Coastal Engineering, Vol 9, No 6, March, pp.527-544.

Nielsen, P.; Hanslow, D.J. (1991). Wave runup distributions on natural beaches. Journal of Coastal Research Vol. 7 (4), pp 1139–1152

SIOSE (2011). Sistema de Información de Ocupación del Suelo en España, Anexo I - Descripción del Modelo de Datos y Rótulo SIOSE2005, Versión 2, Documento que describe las características básicas del Modelo de Datos Conceptual y la estructura y significado del Rótulo SIOSE2005. 1 de febrero de 2011. (Disponible en: http://www.siose.es/siose/)

Stockdon, H.F.; Holman, R.A.; Howd, P.A.; Sallenger, A.H. (2006) Empirical parameterization of setup, swash, and runup. Coastal Enginineering, Vol 53, pp 573-588

Torres-Freyermuth, A.; Losada, I.J.; Lara, J.L.; (2007). Modeling of surf zone processes on a natural beach using Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations, Journal of Geophysical Research. Oceans. AGU. (American Geophysical Union) VOL 112, C09014. doi: 10.1029/2006JC004050

Tema 4

Procesos Litorales y Actuaciones en la Costa

NUEVO MÉTODO PARA LA OBTENCION DE LA PROFUNDIDAD DE CIERRE

L. Aragonés Pomares[1], J.C. Serra Peris[2], J.I. Pagán Conesa[3]

[1]Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante, laragones@ua.es
[2]Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, jserra@tra.upv.es
[3]Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante, jipc1@alu.ua.es

INTRODUCCIÓN

Podemos definir la profundidad de cierre al lugar dentro del perfil transversal de la costa en la que la ingeniería limita el movimiento acrecional de los sedimentos y la envolvente de los perfiles de temporada convergen y cierran. Este límite es importante para el conocimiento de las variaciones geológicas o su morfología transitoria en la zona (crestas y barras) así como su influencia en la posición de las estructuras de protección de costas (espigones, diques sumergidos, etc.).

Muchos son los métodos que tenemos para ello, pero el problema en el que nos encontramos es en la precisión de dichos métodos y el plazo para evaluarla. Las distintas técnicas en las que nos basamos para su obtención son la toma de perfiles transversales Dean (2002), Marsh, S.W., et al. (1998), mediante técnicas analíticas Hallermeier (1971, 1981), el contorno de la zona de estudio SPM (1973), mediante Modelos Numéricos Reniers et al. (2001), el Contenido de minerales pesados Marsh et al. (1998), mediciones de submarinistas con varillas o la desviación del perfil real con respecto al perfil de equilibrio Dean y Dalrymple (2002), Dean et al. (1993).

La distribución transversal de los sedimentos a la costa en la zona litoral normalmente muestra una tendencia de clasificación hacia alta mar de los valores medios de la distribución del tamaño de grano Niedoroda et al., (1985).

En el presente artículo, se describe este nuevo método basado en el cambio de tamaño del D_{50} en el perfil transversal a la costa.

AREA DE ESTUDIO

El frente litoral objeto de estudio queda perfectamente definido, una al Norte del Puerto de Valencia cuya longitud de playa es de 4.460 metros que incluyen las playas del Cabañal, Malvarrosa y playa de Alboraia y una al Sur del Puerto de Valencia con una longitud de 11.500 metros de playa en las que se encuentran la Playa de la Dehesa, Playa del Saler y playa de Pinedo con datos morfológicos que serán analizados y que cubren esta zona.

METODOLOGÍA

Del estudio realizado por la Dirección General de Costas para el conocimiento detallado del litoral en las provincias de Alicante y Valencia se han obtenido los resultados de un total de 77 muestras granulométricas georreferenciadas en la zona Norte y 132 muestras en la zona Sur distribuidas a lo largo de la franja litoral, desde la playa hasta una profundidad -15 metros. De cada una de las muestras se ha obtenido el tamaño medio D_{50}, su posición y su cota.

Hemos obtenido los datos de clima marítimo en la zona de estudio a partir de la Boya de Valencia de Puertos del Estado REDCOS 1619 y la Profundidad de Cierre mediante la técnica analítica de Hallermeier (1971, 1981) a partir de la información obtenida.

Se ha realizado una toma de 9 perfiles transversales a la costa durante varios años en la zona de estudio. La toma de perfiles y el periodo de tiempo ha sido amplio, (en alguno de los perfiles 20 años) lo que ha permitido obtener la profundidad de cierre según metodología de Marsh, S.W., et al. (1998) o Inman, D.L., Adams, P.N. (2005) donde la desviación con respecto a la media sea muy pequeña, para este estudio se ha considerado la Profundidad de Cierre cuando la envolvente entre perfiles fuera de 0.30 metros.

La Profundidad de Cierre obtenida mediante las técnicas analíticas y de perfiles transversales se ha comparado con la variación que experimenta el D_{50} conforme profundizamos.

DISCUSIÓN

La Profundidad de Cierre es función del movimiento de los sedimentos por las olas. Se ha comparado el cambio producido en el tamaño medio de los sedimentos D_{50} aguas adentro, con los datos de perfiles con variación 0.30 metros y con la fórmula de Hallermeier (1978, 1981), verificando que mediante el cambio en el tamaño de los sedimentos podemos obtener la zona donde se produce la Profundidad de Cierre. Este método es una herramienta de predicción del límite exterior a lo largo de la costa.

Comprobamos que este método nos aporta información fiable incluso habiendo realizado cambios morfológicos importantes (regeneración de playa, ampliación del Puerto de Valencia). En la zona de estudio se comprueba que la altura de ola $H_{S,12}$, para obtener la Profundidad de Cierre con la fórmula de Hallermeier (1978, 1981) es la de mayor frecuencia de los temporales, ya que dicha profundidad corresponde a la media de los obtenidos por los perfiles.

Las barras múltiples que obtenemos en la zona de estudio se mueven desde una profundidad de 2 hasta 5.5 metros, comprobando que hay zonas donde la barra es fija. Precisamente en dicha zona este nuevo método nos indica que la Profundidad de Cierre se produce antes de la barra, Figura 1.

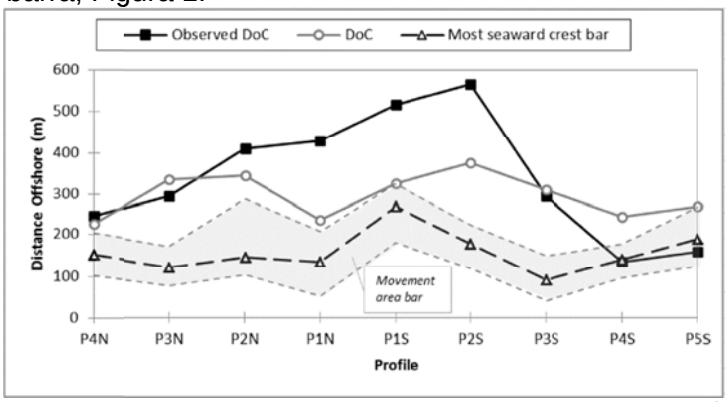


Figura 1. Movimiento de la barra y Profundidad de Cierre. Elaboración propia.

CONCLUSIONES

En la actualidad no hay un método libre para evaluar la localización del punto en el perfil transversal a la costa donde situar la Profundidad de Cierre y el Perfil de Equilibrio. Los métodos utilizados hasta la fecha sobreestiman o subestiman este límite real donde se localice el pie de ese relleno en equilibrio.

Se puede concluir que este nuevo método verifica la profundidad de cierre y lo que es más importante ya que el plazo para evaluarla es corto.

REFERENCIAS

Dean, R.G., Healy, T.R., and Dommerholt, A.P. (1993). A blind-folded test of equilibrium beach profile concepts with New Zealand data, Marine Geology, Vol 109, pp. 253-266.

Dean, R.G. and Dalrymple, R.A., (2002). Coastal processes with engineering applications. Cambridge University Press. 475 pp.

Hallermeier, R.J. (1978). Uses for a calculated limit depth to beach erosion. Proceedings, 16th Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, 1493-1512.

Hallermeier, R.J. (1981). A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate, Coastal Engineering 4, 253-277

Inman, D.L., Adams, P.N. (2005). “Model to Predict Mine Migration and Related Bedform”.

Niedoroda, A.W., Swift, D.J.P. and Hokins, TX, 1985. The Shoreface. In: R.A. Davis (Editor), Coastal Sedimentary Environments. Springer-Verlag, New York, pp. 533-624.

EVOLUCIÓN Y TENDENCIA DE LA PLAYA DE LA DEVESA (VALENCIA)

J.C. Serra Peris[1], V. Esteban Chapapría[2]

1. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, jserra@tra.upv.es
2. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, vesteban@tra.upv.es

INTRODUCCIÓN

La ponencia presenta los trabajos del seguimiento de la playa de la Devesa, en Valencia, que viene realizándose desde 1992 hasta la actualidad. Dicho seguimiento permite analizar la evolución de un frente litoral que aún puede decirse que conserva sus formas naturales, y evaluar su comportamiento a corto plazo.

LOCALIZACIÓN

La playa de La Devesa se localiza entre las golas del Pujol y del Perellonet, formado parte del cordón de la Devesa, figura 1. La Devesa del Saler separa el Lago del mar, con una franja arenosa de anchura superior a un kilómetro (1 km) y casi cinco kilómetros (4.930 m) de longitud, poblada de monte bajo y pinos mediterráneos. El lago de la l'Albufera y la Devesa se originaron hace unos 10.000 años. A grandes rasgos, éstos se formaron gracias a los sedimentos aportados principalmente por el río Turia. La corriente marina existente en dirección norte-sur se encargó de redistribuir estos sedimentos y formó una barra de arena (la Devesa) que aisló una porción de mar (l'Albufera).



Figura 1. Localización

Posteriormente el tamaño del lago se fue reduciendo principalmente a favor del cultivo del arroz. Existen numerosos historiadores que narran cómo era la Devesa en tiempos romanos. Las descripciones hablan de un lugar de una belleza exuberante y de un lago tan grande que se necesitaba cabalgar durante todo el día para rodearlo. Por este motivo, a lo largo del tiempo los monarcas se reservaron para sí este territorio. Tanto Jaime I como Martín el Humano, por citar algunos, consideraban este entorno como un lugar privilegiado que había que proteger y conservar.

La playa de La Devesa formo parte, en un primer momento, de la Unidad Morfodinámica Natural denominada Ovalo valenciano, y limitada por el delta del Ebro, al norte, y el cabo de San Antonio, al sur. Tras las obras portuarias construidas en este frente litoral, y su consolidación como barreras totales al transporte sólido litoral, la Devesa pasa a formar parte de la Unidad Morfodinámica Artificial denominada Cullera y limitada, al norte, por el Puerto de Valencia, y el cabo de san Antonio, al sur. Y dentro de esta unidad podemos distinguir la Subunidad Morfodinámica Artificial de 1er Orden ***"Saler"***, tramo de costa

limitado por las obras de abrigo del Puerto de Valencia, al norte, y el Cabo de Cullera, al sur. Esta subunidad comprende uno de los frentes más importantes del litoral, tanto desde el punto de vista ambiental como costero. Se adopta el cabo de Cullera como una singularidad que permite establecer las dos subunidades que en este tramo se definen.



Figura 2. Detalle localización

BASE DE DATOS Y METODOLOGÍA

Para el estudio aquí recogido hemos tomado los datos tomados en los seguimientos que se han realizado sobre las playas al norte y sur del Puerto de Valencia desde 1992. La metodología para la toma de datos ha sido el Método BP diseñado por el Laboratorio de



Figura 3. Localización Google Hearth

Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia. Los datos recogidos se agrupan en Perfiles Batimétricos, únicamente nos apoyamos en los correspondientes a los levantados en la playa de la Devesa. Se añaden los levantamientos de la denominada Línea Cero. Igualmente introducimos datos tomados a partir de las imágenes de Google Earth y que en su momento se abalizaran y discutirán.

Los perfiles batimétricos se han tomado los correspondientes a la playa en alineación con el Parador Nacional Luis Vives, estos perfiles se han venido levantando desde 1992, en podríamos decir dos periodos, el primero entre 1992 y 1997, un segundo entre 2005 y 2007 y un tercero entre 2008 y 2013, prorrogable hasta 2015, hemos señalado previamente dos periodos debido a la continuidad entre 2007 y 2008.

Los perfiles nos han permitido conocer la anchura de la playa seca en dichos periodos, considerando que la anchura se mide desde el pie de la duna hasta la línea cero. Como complemento a dicha anchura nos hemos apoyado en las imágenes de Google Hearth, definiendo tres perfiles que hemos denominado como Gola, Casal y Parador, cuya localización señalamos en la figura 3. Como podemos ver el perfil denominado Gola está situado casi en el extremo norte de la playa; el perfil Casal se localiza en la esquina norte del Casal d'Esplai, situado en el centro del frente litoral, y el tercero se alinea con la piscina del Parador y casi coincidente con el batimétrico.

La base de datos se complementa con los levantamientos de la línea cero entre las golas del Pujol y Perellonet, de la cual hemos determinado los incrementos/decrementos de la superficie de la playa como la orientación y su evolución.

CLIMA MARÍTIMO

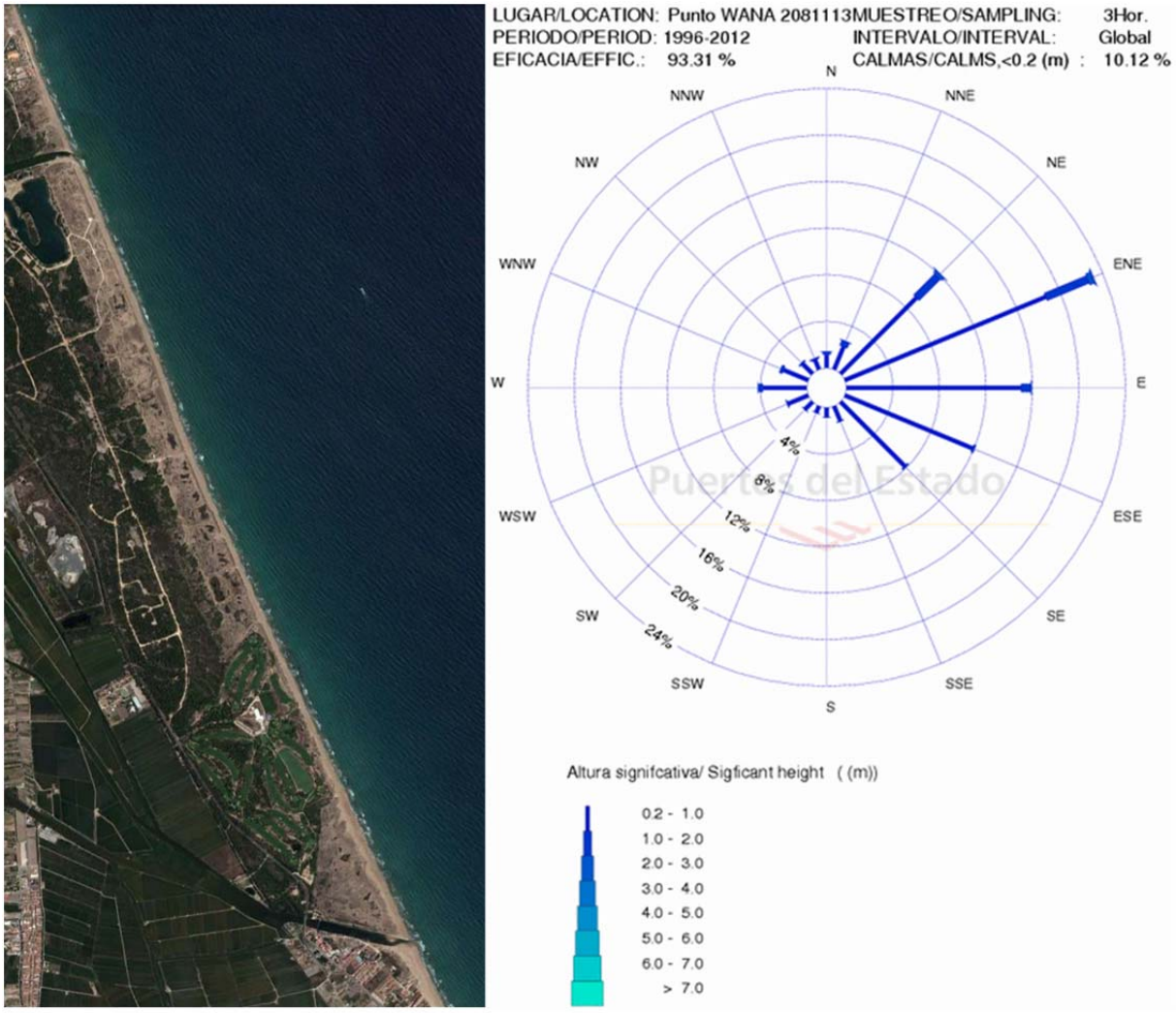


Figura 4. Rosa del Oleaje

Primeramente queremos dar un vistazo general al clima marítimo de la zona a estudiar, para ello nos hemos apoyado en los datos facilitados por Puertos del Estado, recogiendo los valores registrados en el punto WANA-2081113 que se localiza, aproximadamente, al frente objeto del estudio. El oleaje reinante, figura 4, apoyándonos en la rosa, es el estenordeste (ENE) con casi un 24%, mientras que los dominantes son el noreste (NE) y el estenordeste; en conjunto son los oleajes del primer cuadrante, el 52% del oleaje se mueve entre el noreste (NE) y el este (E). Esta distribución del oleaje deja claro el sentido del transporte solido litoral, de norte a sur, aunque podríamos hablar de un cierto equilibrio si consideramos que los oleajes del este pueden darnos transporte sur-norte, dada la orientación media del frente

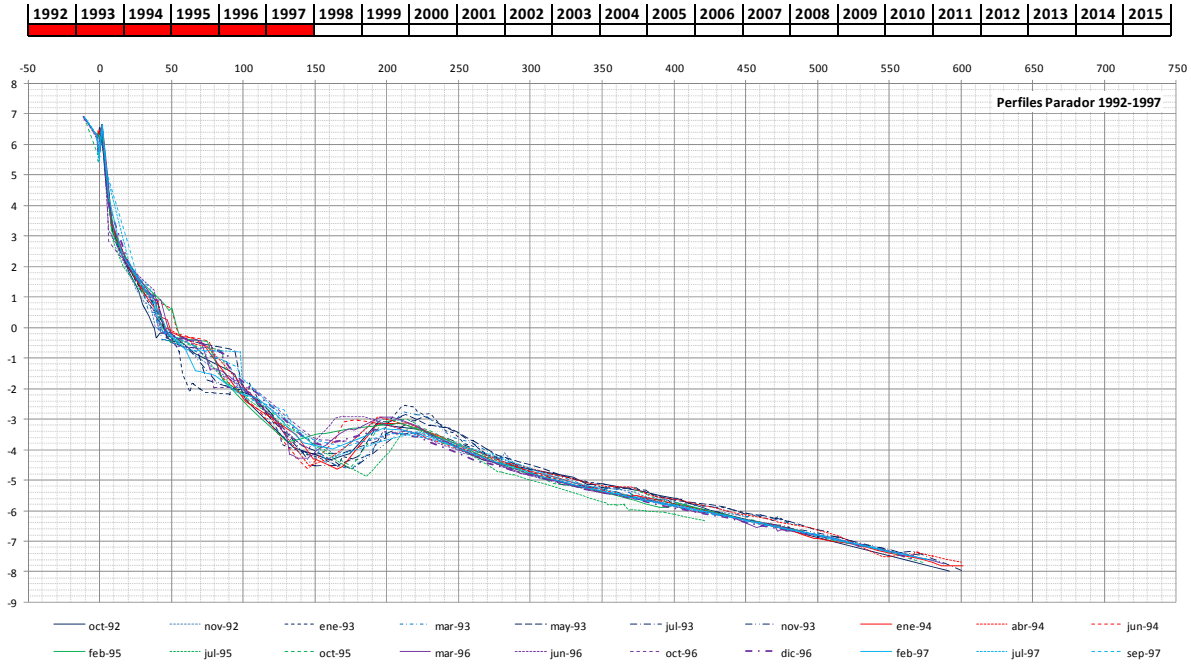


Figura 5. Perfiles Batimétricos 1992-1997

ANÁLISIS DE LOS PERFILES BATIMÉTRICOS

Los perfiles batimétricos se han levantado en alineación con el Parador Nacional Luis Vives en tres periodos, 1992-1997, 2005-2007 y 2008-2013.

Perfiles batimétricos

Entre 1992 y 1997 el perfil muestra una gran variabilidad en los primeros trescientos metros, figura 5, que corresponderían a la playa seca y el estrán. Un aspecto importante de los perfiles levantados en este periodo es la presencia de una barra, que en su momento se denomino como barra de estabilidad y nos permitió definir la playa de la Devesa como una playa aparentemente estable, al apoyarnos en que dicha barra no se desplaza, barra que presentaba una anchura de aproximadamente ciento cincuenta metros (150 m) y una potencia de dos metros (2 m). La estabilidad de la barra se confirma cuando comparamos la envolvente de los perfiles en dicho período.

Entre 2005 y 2007, figura 6, la evolución de los perfiles cambia, para empezar mientras en el seguimiento anterior la periodicidad de la toma de perfiles era cada dos meses, en este periodo se establece en tres meses. Después de esta matización vemos que la semejanza entre los diversos levantamientos es más significativa, fundamentalmente en la playa sumergida y el escarpe cordón dunar.

Las diferencias más significativas son la menor movilidad de la playa seca y el estrán, comparado con el seguimiento 1992-1997.

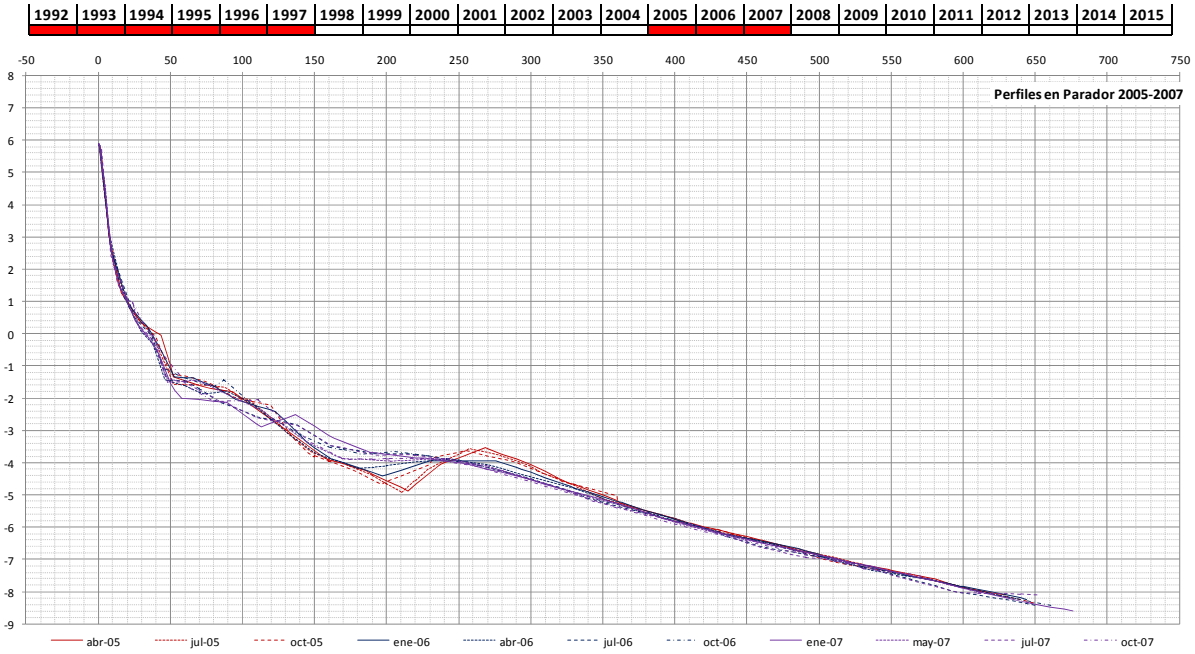


Figura 6. Perfiles Batimétricos 2005-2007

Centrándonos en la barra, figura 7, de estabilidad definida en 1992-1997 vemos que en 2005-2007 se ha alejado de la línea de costa; mientras en el primer seguimiento se localizaba a ciento cincuenta metros (150 m) de la cabeza del perfil, en esta ocasión se localiza a doscientos metros (200 m) aunque mantiene su anchura de ciento cincuenta metros (150 m), pero su potencia se ha reducido a metro y medio (1,50 m). Otro aspecto es la profundidad de la barra, en 1992-1997 la barra se mueve entre las isobatas -2,60 y -3,60, en referencia a la cresta de la barra; en 2005-2007 se mueve entre -3,60 y -4,00, igualmente estamos hablando de la cresta de la barra.

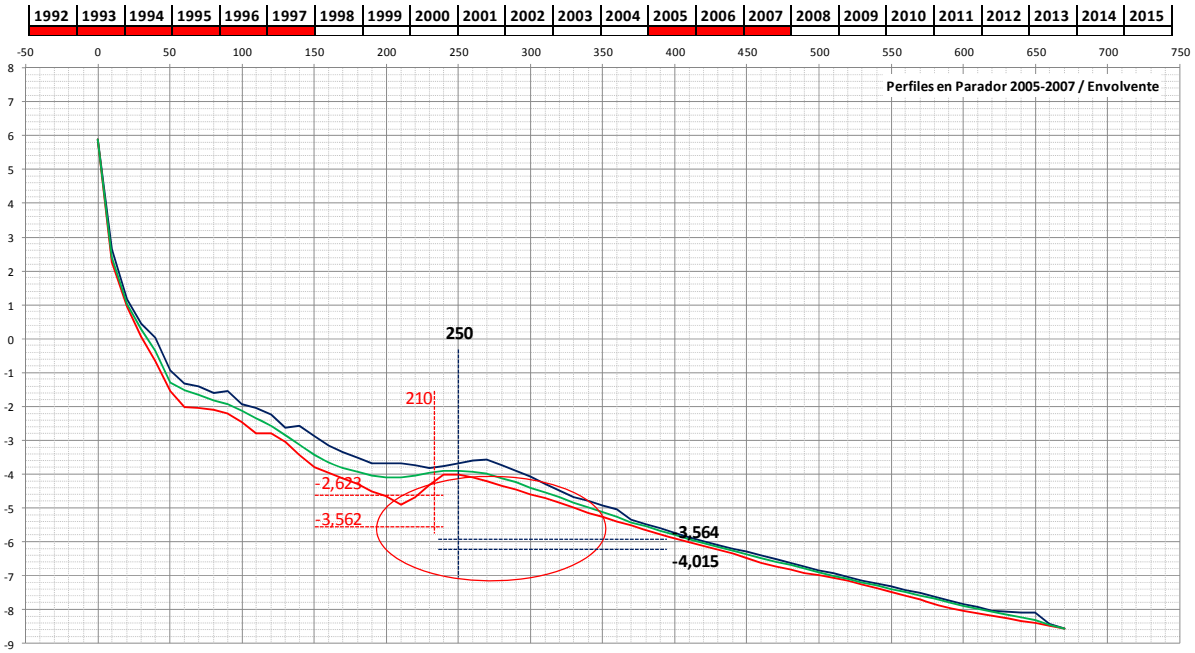


Figura 7. Movilidad barra 1992-1997/2005-2007

Podríamos decir que la barra aun puede considerase como de estabilidad, dado que se mantiene en su posición, aunque es una posición más profunda y alejada, aun podemos

considerar la playa como aparentemente estable, pero existe una cierta señal de que algo pasa en la playa.

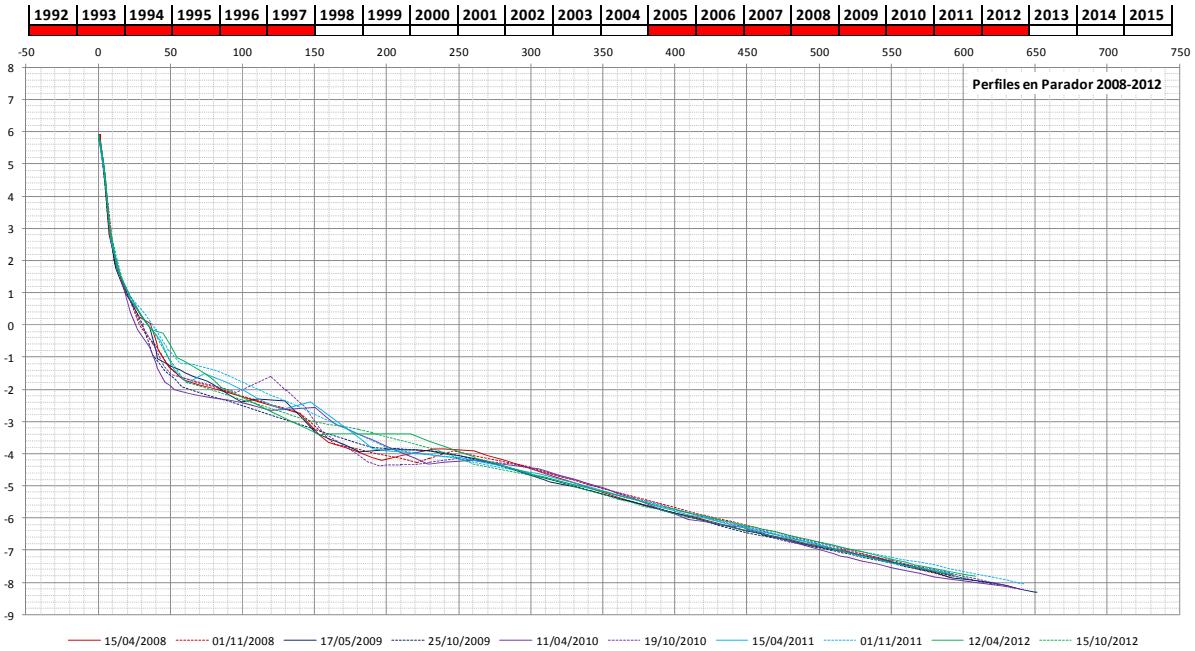


Figura 8. Perfiles Batimétricos 2008-2012

El último periodo analizado es entre 2008 y 2012, consideramos el 2012 como fin dado que aun no se ha levantado ningún perfil en 2013. Los perfiles son similares a los levantados en el seguimiento anterior, con referencia a las pocas variaciones que podemos observar entre los diversos levantamientos, principalmente en la playa sumergida y escarpe, mientras que playa seca y estrán muestran más variabilidad, lo que se ajusta a lo esperable. La barra de estabilidad, figura 9, prácticamente ha desaparecido, se muestra aparentemente y permite distinguir entre estrán y playa sumergida; pero pasemos a ver las diferencias. La anchura de la barra se ha reducido y la potencia igualmente se ha reducido a unos escasos cincuenta centímetros (0,50 m), situándose entre las isobatas -4,00 y -4,40.

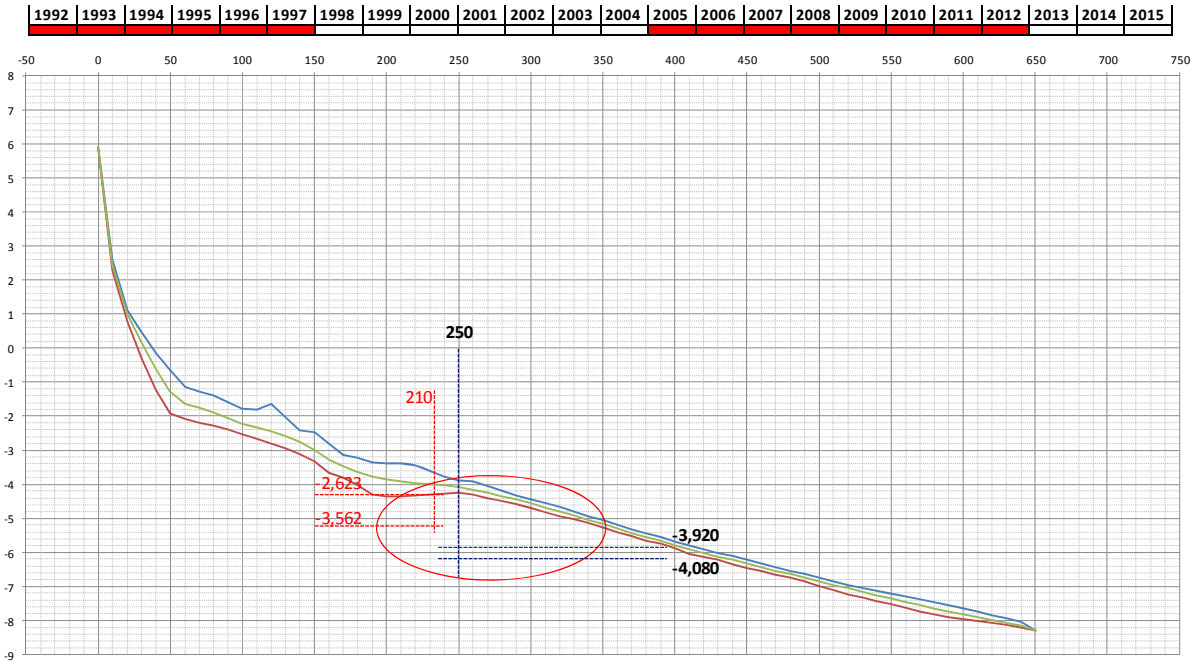


Figura 9. Movilidad barra 2005-20072008-2012

Aparentemente la barra de estabilidad ha desaparecido y por tanto la hipótesis de playa aparentemente estable se ha perdido, todo parece indicarnos que la playa muestra una tendencia al retroceso, lo que nos señala que el frente ha pasado de aparentemente estable a playa en recesión, aspecto que iremos analizando en epígrafes siguientes.

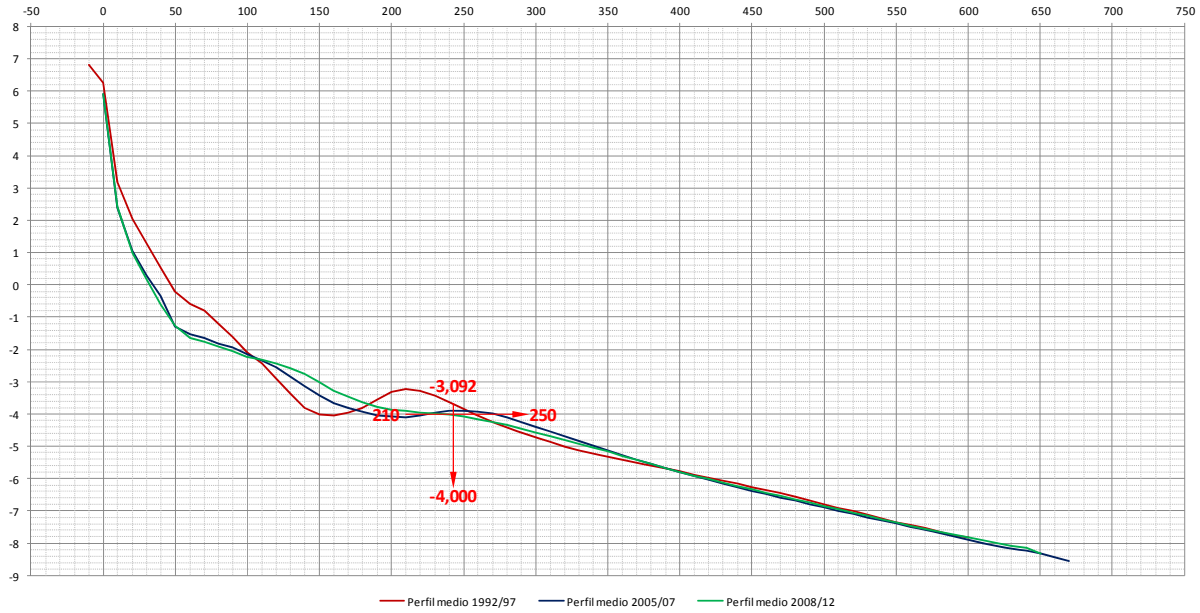


Figura 10. Perfil medio superpuesto

En la figura 10 podemos ver los perfiles medios superpuestos de los tres seguimientos analizados con anterioridad. En primer lugar vemos la diferencia que podemos observar en la playa seca y el escarpe, con un importante retroceso del cordón dunar entre el seguimiento realizado en 1992-1997 y los posteriores, en los dos últimos se mantiene. El retroceso se debe a las obras de ampliación del puerto de Valencia realizada entre 1991 y 1998, ampliación sur de la Terminal Pública de Contenedores, en su momento se detecto la aparición de una "onda de erosión" que se desplazaba hacia el sur, al finalizar el seguimiento en 1997 aun no había alcanzada la playa de la Devesa, pero en el seguimiento iniciado en 2005 ya se comprueba que dicha onda alcanzo la playa, y que podemos ver en la figura señalada con anterioridad. Si nos entramos en analizar la evolución de la "barra de estabilidad" podemos ver que se ha desplazado hacia mayores profundidades; entre 1992-1997 y 2005-2007 pasa de una profundidad de -3,00 a -4,00, y de una distancia, respecto de la cresta del escarpe, de 210 a 260 metros, claramente se ha hundido lo que puede interpretarse como proceso de recesión de la playa, a partir del segundo seguimiento, 2005-2007, parece que se ha estabilizado el perfil, el escarpe y la playa seca apenas ha sufrido variación, como el primer tramo del estrán, la playa sumergida apenas se ha modificado desde el inicio en 1992, pero lo que es evidente es la suavización de la llamada "barra de estabilidad"

Anchura de la playa

En la figura 11 podemos ver la evolución de la anchura de la playa seca, anchura desde el pie de la duna hasta la orilla, en la grafica recogemos la anchura desde el inicio del primer seguimiento en 1992; lo primero que podemos ver es el importante retroceso existente entre 1992-1997 y 2005-2007, que en conjunto nos marca una clara tendencia al retroceso de la línea de costa. Discretizando por seguimientos tenemos que entre 1992 y 1997 la tendencia es al avance, tendencia muy ajustada y que casi podríamos establecer que se mantiene la anchura de la playa seca, con un valor medio cercano los cuarenta y cinco metros (44,73 m). En este punto quisiéramos señalar que consideramos que la anchura mínima de una playa de arenas con formas naturales, es decir playa sumergida-están-playa seca-escarpe natural (duna, barra, flecha, restinga o talud rígido), la anchura mínima debe ser de cuarenta

y cinco metros (45 m), anchura que consideramos que permite a la playa absorber la energía en temporales sin generar recesión en la playa, por tanto entre 1992 y 1997 la playa de la Devesa podía definirse como “aparentemente estable” aunque la playa fuera recesiva, conclusión aparentemente contradictoria pero que nos dibuja una playa sostenible.

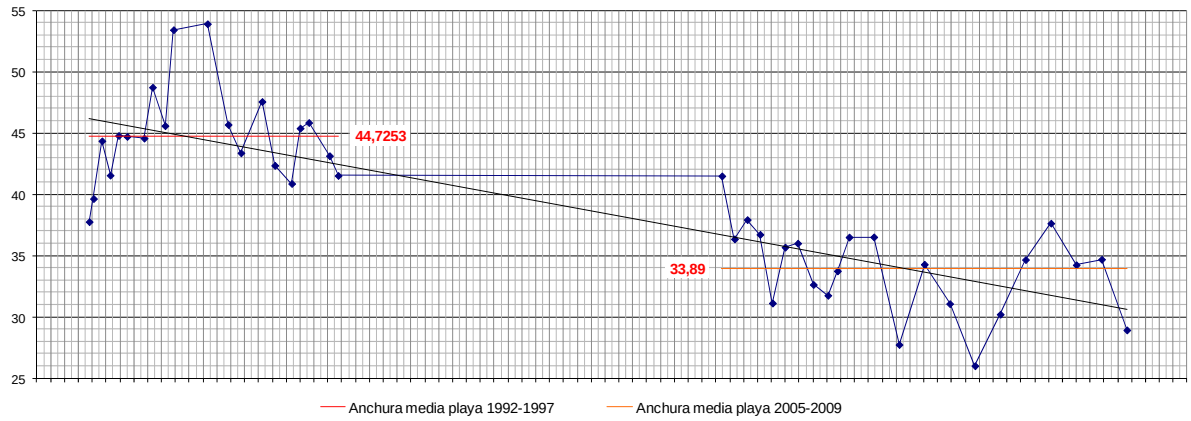


Figura 11. Variación anchura playa seca

Entre 2005 y 2007 la anchura media es de treinta y cinco metros (35,44 m), ha sufrido un retroceso, respecto de 1992-1997, de casi diez metros (-9,29 m), más de un metro por año (-1,16 m), marcando una tendencia al retroceso muy acusada que contrasta con lo visto en 1992-1997. Entre 2008-2012 la anchura media de la playa seca es de treinta y tres metros (32,79 m), un retroceso de dos metros y medio (-2,65 m), la tendencia es a la acreción pero menor que la regresión observada en 2005-2007. Lo lógico dada la continuidad entre los dos últimos seguimientos podemos considerarlo como un único programa, y en ese caso la tendencia es al retroceso y la anchura media de treinta y cuatro metros (34,18 m).

En conjunto, considerando la evolución del perfil y de la anchura de la playa seca es evidente el retroceso experimentado la playa en el entorno del perfil batimétrico, la migración de la barra y la tendencia de la anchura lo confirman, aunque podríamos apuntar a una posible estabilización el retroceso, es decir la llegada de la “onda de erosión” provoca la disminución de la anchura de la playa, 1992-1997/2005-2007, y migración de la “barra de estabilidad”, y, es posible, que en la actualidad este estabilizándose, realmente ralentizándose el proceso recesivo a posibles valores anteriores a la llegada de la “onda de erosión”. En cualquier caso hay que señalar que la anchura de la playa está por debajo de la anchura que hemos considerado como mínima para dar la playa como sostenible.

Anchura de la playa Google Earth

Apoyándonos en las imágenes de Google Earth hemos determinado la anchura de la playa seca en tres perfiles de la misma, perfiles que hemos denominado como Gola, situado al norte de la playa, Casal, centrado aproximadamente en la playa y Parador muy próximo al que hemos referido como perfil batimétrico y anteriormente tratado. Hay que señalar que en 2003 se regenera el escarpe, primer cordón dunar, en un frente de más de dos mil metros (2.100 m) desde la gola del Pujol, y que recogemos en la imagen al margen; apuntamos este punto dado que puede tener su influencia en la evolución de la playa, cuando además podemos observar que se ha regenerado retranqueada respecto de su posición original. La anchura de la playa se ha establecido desde el pie aparente de la duna hasta la orilla aparente; hay que indicar que los valores determinados son aparentes y no deben de tomarse como valores de precisión como ocurre con los perfiles batimétricos. Por un lado el pie de la duna se ha fijado en el límite de la vegetación dunar, y la orilla en la playa seca, en este último caso dicho punto depende del clima marítimo, la energía del oleaje si el perfil es de calmas o temporales o el nivel medio del mar por marea astronómica o meteorológica; es

evidente pues que los valores obtenidos deben de tomarse como una aproximación, y puede tener más peso la variación y tendencia.

El perfil Gola, situado al norte muestra una tendencia al avance, avance que se denota entre 2005 y 2012, entre 2001 y 2005 la tendencia es de recesión. La anchura media en este perfil es de veintitrés metros (23,10 m).

El perfil Casal, situado alineado con el Casal d'Esplai, aproximadamente en el centro del frente y, como en el caso anterior, en el frente regenerado, la tendencia es al retroceso, y la anchura media de la playa es de treinta y ocho metros (38,65 m), mayor que en el caso anterior.

El tercer perfil, próximo al perfil batimétrico analizado, la tendencia es a la acreción, similar a la determinada entre 1992-1997; la anchura media de la playa seca es de veinticuatro metros (24,65 m), inferior a la determinada en el perfil batimétrico.

Si extrapolamos las anchuras medias a la determinada apoyándonos en el perfil batimétrico las anchuras de la playa seca serian:

Perfil Gola	Perfil Casal	Perfil Parador
32,03	53,60	34,18

Destaca la mayor anchura en el centro de la playa, probablemente debido a la regeneración, en el resto la anchura es similar y en cualquier caso inferior a la que consideramos como mínima para una playa sostenible.

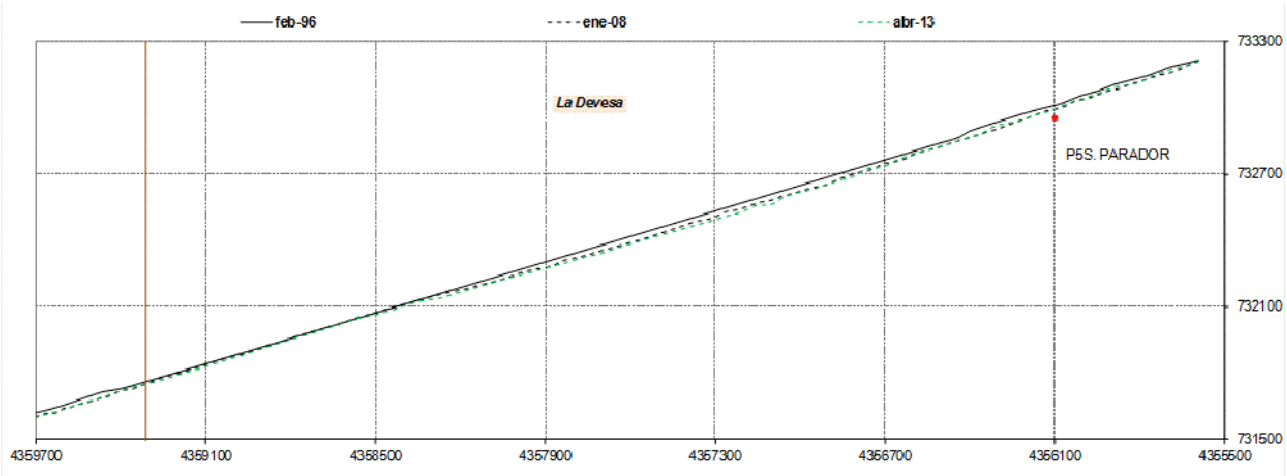


Figura 12. Superposición Línea Cero 1996-2008-2013

EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA CERO

Desde 2008 se ha estado realizando un levantamiento de la línea cero de la playa al sur del puerto de Valencia y que aquí hemos aislado a la playa de la Devesa, entre las golas del Pujol y el Perellonet. Como podemos ver en la figura 12 la superposición de las líneas cero levantadas no muestran grandes variaciones y prácticamente puede decirse que son coincidentes, pero si comparamos la inicial, febrero de 2008, y la última, abril 2013, si que apreciamos un retroceso de la línea cero, más acusado en el centro del frente. La conclusión particular que podemos alcanzar es que la playa es recesiva.

VARIACIÓN SUPERFICIAL

Apoyándonos en el levantamiento de la línea cero se ha determinado la variación superficial de la playa entre las golas del Pujol y Perellonet, variación que nos señal una tendencia a la recesión superficial, con una pérdida media de casi mil seiscientos metros cuadrados al mes (-1.598 m^2/mes) que representa una pérdida de -0,14 m^2/m.mes, valor relativamente bajo, lo que puede llevarnos a concluir que tras la llegada de la "onda de recesión" la playa ha vuelto a su evolución anterior.

En la figura 13 podemos ver la evolución superficial de la playa seca, y en la figura 14 la variación del frente al sur del Puerto de Valencia y donde podemos observar que toda la costa se encuentra en recesión con tasas muy próximas, salvo en el extremo norte.

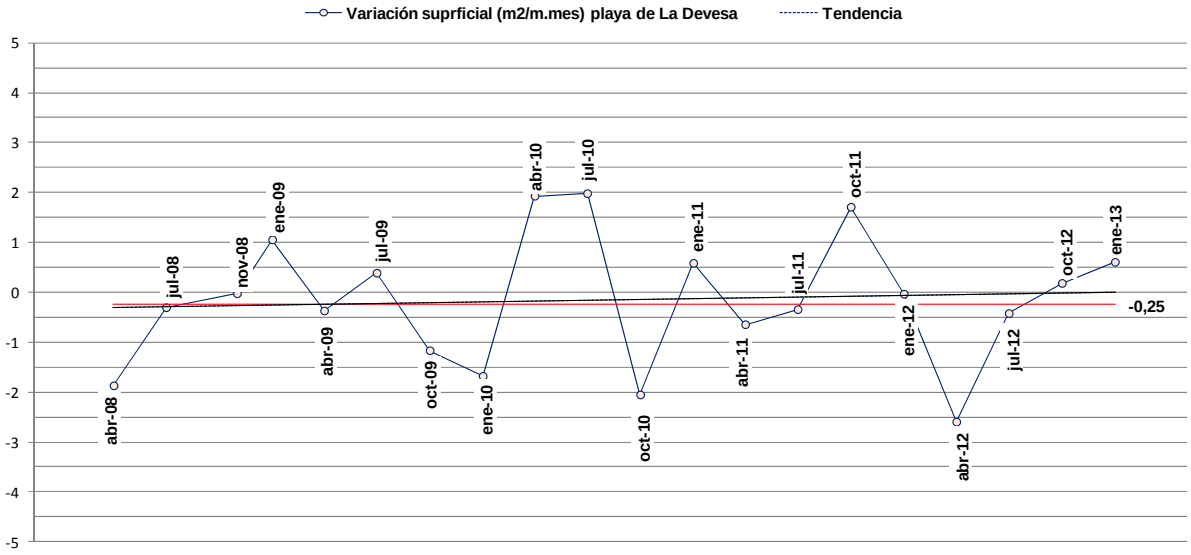


Figura 13. Variación superficial playa de la Devesa 2008-2013

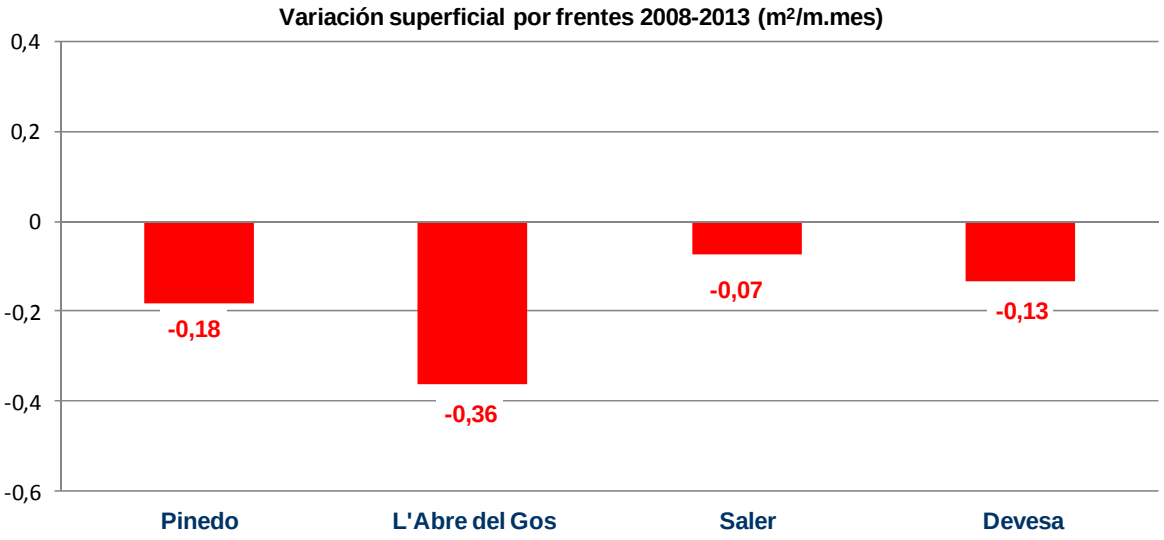


Figura 13. Variación superficial playas al sur del Puerto de Valencia 2008-2013

VARIACIÓN ORIENTACIÓN DEL FRENTE LITORAL (68,58)

Apoyándonos en el mismo periodo de 2008-2012 hemos realizado un análisis de la variación de la orientación de la playa de la Devesa.

En primer lugar recordemos que entre 2005 y 2007 se definió una orientación media para las playas de El Saler y La Devesa, en la primera fue de 75ºN y para la segunda de 67ºN, con la conclusión de que la Devesa mostraba un giro dextrógiro, y que sigue poniéndose de manifiesto en la actualidad, entre 2008 y 2013 la orientación ha pasado a 68,58ºN y con tendencia a aumentar como podemos ver en la evolución recogida en la página siguiente, figura 15.

CONCLUSIONES

Concluir que las playas al sur del puerto de valencia están en recesión no es algo que pueda sorprender pero aquí vamos a analizar la evolución reciente de la playa.

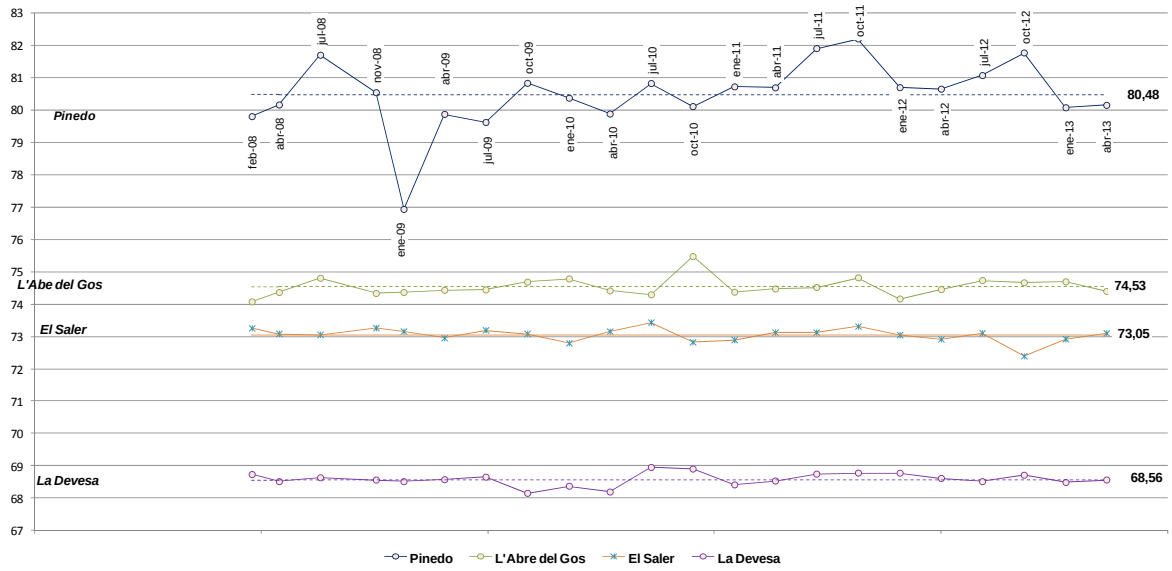


Figura 15. Variación orientación playas al sur del Puerto de Valencia 2008-2013

Entre 1992 y 1997 la playa de la Devesa, playa recesiva, mostraba una tendencia que nos hacía pensar en una playa aparentemente estable al apoyarnos en la denominada como "barra de estabilidad" y que se pudo comprobar que mantenía una situación fija.

En ese periodo se ejecuta la ampliación sur del puerto de Valencia, ampliación que no supuso un aumento del efecto barrera pero sí un cambio en las condiciones de contorno que genero una "onda de recesión" que se desplazaba de norte a sur desde la playa de Pinedo; cuando termino el seguimiento la onda seguía desplazándose. Este efecto se ha podido comprobar en otros frentes, tras la modificación de las condiciones de contorno se produce una rápida adaptación de la playa a sotamar a las nuevas condiciones pero a corto plazo la playa recupera su evolución anterior a la modificación.

La "onda de recesión" alcanza la playa de la Devesa entre 1997 y 2005, por ello vemos la diferencia sustancial entre los perfiles de 1992-1997 con el determinado en 2005-2007 y que se mantiene en 2008-2012.

Un detalle importante en la migración de la "barra de estabilidad" y su pérdida de potencia observada en 2008-2012.

Tres riesgos importantes se ciernen sobre la playa de la Devesa; en primer lugar la achura de la playa por debajo de los cuarenta y cinco metros (45 m) que consideramos como mínima y que asegura como suficiente para absorber la energía en granes temporales.

En segundo lugar la migración de la barra y su merma suponen la desaparición de una defensa natural frente a los temporales y una señal de proceso recesivo claro.

Y en tercer lugar la ausencia de aportes continentales supone una subalimentación de la playa, únicamente los aportes desde el norte de las playas de Pinedo y Saler pueden mantener una recesión atenuada.

La conclusión general que podemos establecer es que la playa de la Devesa se encuentra en una situación de riesgo elevado y a medio plazo, sin actuaciones paliativas, podríamos asistir a una situación crítica de recesión que puede mermar la potencia del cordón dunar.

No queremos perder la oportunidad de aportar una conclusión sobre el efecto de las actuales obras de ampliación del puerto de Valencia sobre las playas al sur. La ampliación ejecutada no supone un aumento del efecto barrera pero sí de las condiciones de contorno, pero en esta ocasión las condiciones de contorno se han modificado para las playas al norte del puerto y no las de las playas al sur, la prueba está en que desde el inicio de las obras, y tras el cierre perimetral de la ampliación no se ha detectado cambio en la evolución de las

playas al sur, en general, y de la Devesa en particular. La conclusión es que las obras de ampliación no han supuesto afección sobre las playas al sur.

RECOMENDACIONES

Ante la situación de riesgo de la playa de la Devesa, y del conjunto de las playas al sur consideramos necesaria la actuación sobre la playa. Apoyándonos en la tasa media de las playas al sur del puerto de Valencia la perdida superficial en playa seca y en perfil, podemos considerar que la pérdida anual de sedimentos es superior a los diecisiete mil metros cúbicos (-17.113 m^3/año),lo que nos obligaría a un vertido anual de más de veinticinco mil metros cúbicos (+25.670 m^3/año) para mantener la situación actual, pero teóricamente este volumen únicamente se mantendría un año, para asegurar una sostenibilidad de al menos diez años sería necesario verter un volumen de más de doscientos cincuenta mil metros cúbicos (256.700 m^3).

REFERENCIAS

Serra Peris, J. ; Medina Folgado, J.R. (1994). Beach monitoring program of "el Saler". Permanent International Association of Navigation Congress (PIANC), bulletin. Vol 83/84, pp 180-186.

Serra Peris, J.; Medina, J.R. (199). Beach monitoring program of Valencia (Spain). Coastal Engineering, pp 590 - 591

Serra Peris, José; Guerra, Manuel; Sánchez-Barcaeztegui, Maravillas (2011). Plan de vigilancia de la evolución de las playas al norte y sur del puerto de Valencia en el periodo de ejecución de las obras del mismo. XI Jornadas Españolas e Ingeniería de Puertos y Costas, pp 707-714.

J. Serra, M. Guerra, M. Sánchez-Barcaeztegui (2012). Evolución de las playas al norte y sur del puerto de Valencia en el periodo de ejecución de las obras del mismo. II Congreso Med Days de Pianc y IV Congreso de la ATPYC.

ESTADO DEL ARTE DE OBRAS BLANDAS PARA LA DEFENSA DE COSTAS

A. Lechuga[1], J.M. de la Peña[1] y A.I. Antón[1]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Antonio.Lechuga@cedex.es, Jose.M.Pena@cedex.es, Ana.I.Anton@cedex.es.

INTRODUCCIÓN

Los diversos autores que han ido analizando y tratando el estudio de la obra blanda, destacan en las introducciones de sus trabajos la importancia que éstas cobran en la actualidad. Todas ellas se podrían agrupar en tres puntos:

1- Obra alternativa a las clásicas, también llamadas duras, realizadas primordialmente como estructuras de hormigón o de escollera. Pero, también, sirven de complemento en la construcción de éstas: Usándose en alguna de sus fases constructivas, como pueden ser núcleos de diques; Como prototipo para conocer la eficacia de la obra que se pretende realizar (o como obra auxiliar).
2- Obra que se realiza en un corto espacio de tiempo, inmediatez y rapidez, que la hace ideal como obra de emergencia. Nótese que éste es el uso que se ha dado en la historia a obras con sacos terreros, consideradas como blandas, y a las que se recurre hoy en día en determinadas acontecimientos como inundaciones.
3- Los costes de las obras blandas por lo general son muchísimo más bajos que las obras de defensa de costa tradicionales, obra dura. A ello se une la simplicidad de su construcción. En ocasiones se confunden éstas con obras de bajo coste; si bien, las primeras tienen una componente ambiental diferente a las de bajo coste, que únicamente se le exige que cumpla con el nombre que se le ha puesto.

Contra estas tres ventajas, evidentes, se podría argumentar una serie de inconvenientes, muy fuertes, que han sido determinantes para que hasta épocas recientes no se usaran salvo en casos muy esporádicos. Entre ellos los más importantes son:

I. Materiales inadecuados para resistir las inclemencias del tiempo y los embates del mar.
II. Alta diversidad de métodos y técnicas no normalizadas, y por tanto inexistencia de métodos de cálculo adecuados y fiables.
III. Fácilmente degradables por la acción humana; con especial relevancia al vandalismo.
IV. Percepción subjetiva de falta de resistencia y poco vistosa con un impacto visual importante.

En las últimas décadas, la presión urbana sobre la costa, el incremento de erosión en muchos tramos costeros, el temor a una invasión marina, inundación de terrenos urbanos, y la subida del nivel del mar debido al cambio climático, han llevado a los gobiernos a invertir más y más en protección de la costa con perspectivas futuras de mayores necesidades. En este horizonte, la reducción de costes, la facilidad de construcción y velocidad de realización, las obras blandas se han mostrado como una alternativa muy seria a las obras duras u obras clásicas, tradicionalmente realizadas a lo largo de las costas. Pero esta alternativa de uso conlleva un mayor conocimiento en el comportamiento de éstas, su diseño y durabilidad.

De todas las obras blandas existentes en la actualidad, solamente la alimentación de playas se encuentra perfectamente calculada para su diseño y comportamiento en el tiempo. Esta circunstancia ha hecho que buen número de expertos e instituciones de investigación y desarrollo de países hayan optado por su estudio, con el fin último de encontrar herramientas de cálculo, diseño y comportamiento fiables para este tipo de obras.

ESTADO DEL ARTE DE LAS OBRAS BLANDAS PARA LA DEFENSA DE COSTAS

La indefinición o exactitud de lo que se entiende por obra blanda hace que sea muy complejo presentar el estado del arte de ésta a lo largo del tiempo. Por ello, se ha preferido acotar los trabajos en aquellos relativos a lo que se entendería por obras blandas alternativas, y con esta palabra se entiende excluida una de las obras blandas más importantes y más usadas en las costas españolas: La alimentación de playas mediante el vertido de sedimento, especialmente arenas (Hanson et al 2002). Se ha excluido porque, a lo largo de las años de la reducida historia de costas, se ha desarrollado una metodología de cálculo lo suficientemente precisa y conocida que no requiere de mayores comentarios; especialmente en un trabajo como éste que lo que pretende es sacar a la luz estas nuevas técnicas de defensa blanda de costas que no se han usado ni desarrollado como la ha hecho aquella. Solamente, en todos los trabajos que se exponen a continuación, se ha insertado uno referente a la alimentación artificial de playas, que pone de manifiesto la real importancia que tiene, ha tenido y tendrá en el mantenimiento de la costa como herramienta de importancia en la ingeniería de costas. El mismo caso sucede a la regeneración dunar, por lo que solamente se presentan algunos trabajos como representación de este tipo de obra blanda en la costa.

También debe puntualizarse que, en ocasiones, se confunde obra blanda con obra de bajo coste, que con ser ésta una premisa importante para considerarla como obra blanda, no tiene por qué coincidir siempre. Esa frontera entre ambas, en ocasiones es muy sutil y, hasta, subjetiva. Algunas de las tipologías se encuentran perfectamente estudiadas y calculadas; apareciendo en manuales específicos y libros de costas.

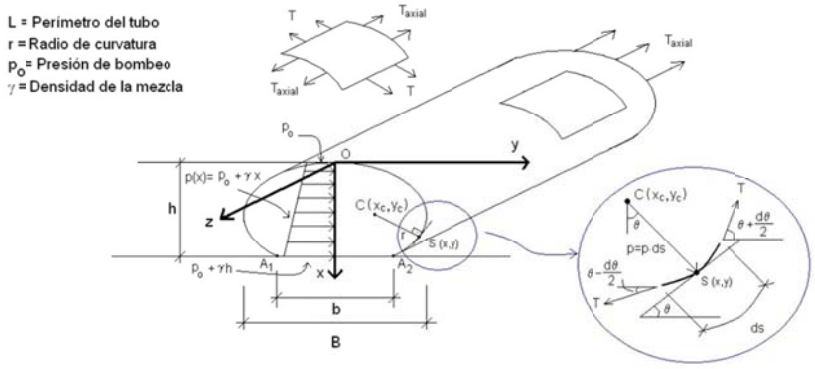


Figura 1: Geometría y esfuerzos del tubo de geotextil (Leshchinsky y Leshchinsky 1996)

REFERENCIAS

Leshchinsky, D. Leshchinsky, O. (1996). *"Geosynthetic confined pressurized slurry (GeoCoPS): Supplemental notes for version 1.0"*. Report TR CPAR-GL-96-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station.

Hanson, H., Brampton, A., Capobianco, M., Dette, H.H., Hamm, L., Laustrup, C., Lechuga, A. y Spanhoff, R. (2002). *"Beach nourishment projects, practices, and objetives – a European overview".* Coastal Engineering, 47, 81-111.

PROFUNDIDAD DE CIERRE EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS PARTIENDO DE DATOS REALES DE SEGUIMIENTOS

J.M. de la Peña[1], A.I. Antón[1], A. Lechuga[1] y G. Diez[2]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Jose.M.Pena@cedex.es, Ana.I.Anton@cedex.es, Antonio.Lechuga@cedex.es.

2. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar-Ministerio de Agricultura, Alimentación y medio Ambiente, GDRubio@magrama.es

INTRODUCCIÓN

A lo largo del año 2012, se realizó un trabajo sobre la profundidad de cierre en las costas españolas que era continuación de otros realizados por el CEDEX para la Dirección general de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (DGSCyM).

El objeto fundamental de ese trabajo era evaluar cuál es la profundidad a la que se mueve la arena de la playa, profundidad de cierre, a lo largo de las costas españolas; usando, para ello, los datos de perfiles existentes en las diversas batimetrías, tanto del CEDEX como las facilitadas por la DGSCyM, para de ayudar al diseño de regeneración de playas. Se planteó como continuidad del anterior realizado en 2002 (CEDEX, 2002), actualizándolo con los trabajos posteriores, en especial el programa PACE de la U.E. (Nicholls et al, 1998), usándose las mismas escalas de tiempo para caracterizar la profundidad de cierre. Se ha dividido este estudio en tres grandes grupos, a saber:

1. Teórico: Repaso a la evolución de los estudios teóricos y últimos trabajos realizados sobre la PdC.
2. Determinación de la profundidad de cierre a largo término, o como lo denomina el estudio citado, a Escala Grande, para diversas playas de las costas españolas utilizando básicamente las batimetrías que se han ido efectuando para realizar las cartas náuticas españolas.
3. Determinación de la profundidad de cierre en diversas playas a lo largo de las costas españolas, a pequeña y media escala, usándose para ello, principalmente los diversos seguimientos que se han ido realizando en las costas españolas por parte del CEDEX y de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.



Figura 1: Detalle del perfil de la playa de La Flecha del Rompido en Lepe, para caracterizar la PdC a gran escala, largo término

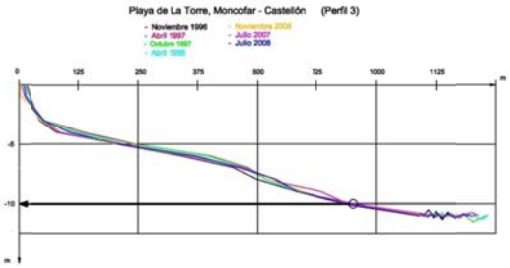


Figura 2 Perfil característico de la playa de La Torre en Moncofar (Castellón), periodo 1996 a 2008, para caracterizar la PdC, corto término

CONCLUSIONES

A la hora de determinar la profundidad de cierre en un punto de la costa española, se debe aplicar la fórmula propuesta por el programa europeo PACE (Nicholls et al, 1998):

$$D_c = k\, d_{l,t}$$

Siendo $d_{l,t}$ la profundidad de cierre calculada por la fórmula de Hallermeier (1981), Birkermeier (1985) o el CUR (1987); esto es:

- Hallermeier (1981) (k = a) $d_{l,t} = 2{,}28\, H_{e,t} - 68{,}5\, (H_{e,t}^2/g\, T_{e,t}^2)$
- Birkemeier (1985) (k = b) $d_l = 1{,}75\, H_e - 57{,}9\, (H_e^2/g\, T_e^2)$
- CUR (1987) (k = c) $d_l = 1{,}75\, H_{s\ 0{,}137}$

Donde la profundidad de cierre es la predicha para un periodo de t años sobre la bajamar media; la altura de ola $H_{e,t}$ es la significante no rota que es excedida 12 horas por t años, (100/730. t)%; y $T_{e,t}$ es el periodo de la ola asociado. Los coeficientes de la fórmula de predicción de la profundidad de cierre, Dc, dependen de la fórmula. Habiéndose determinado en dos horquillas de tiempo, consideradas en el programa europeo PACE:

Media escala, o corto término: De un año a una década
Gran escala, o largo término: Entre una década y un siglo

COEFICIENTES k PARA DETERMINAR LA PdC REAL USANDO FORMULAS TEÓRICAS						
	LARGO TÉRMINO			CORTO TÉRMINO		
ZONA	Hallermeier a	Birkemeier b	CUR c	Hallermeier a	Birkemeier b	CUR c
I - NORTE	1,69	2,21	2,04	1,42	1,85	1,75
II – SUR (atlántico) (mediterráneo)	1,62 2,00	2,13 2,60	1,89 2,30	- 1,29	- 1,71	- 1,56
III – ESTE	1,65	2,18	1,90	1,80*	2,62*	2,29*
IV – BALEARES	1,97	2,49	2,12	-	-	-
V - CANARIAS	2,00	2,50	2,20	-	-	-

REFERENCIAS

Nicholls, R.J; M. Larson, M. Capobianco, y W.A Birkermeier (1998). *Depth of closure: Improving Understanding and Prediction*; Proceedings of International Conference on Coastal Engineering (pp. 2888 a 2901).Kraus, N.C. y W. G. McDougal (1996). *The Effects of Seawalls on the Beach: Part I, An Update Literature Review*; Journal of Coastal Research (nº 12, pp. 691 a 701).

Peña Olivas, J. M. (2002). *Estudio de la profundidad de cierre aplicado a las costas españolas*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (nº 22-401-5-105, inf. téc. para D. Gral de Costas). CEDEX, 2002]

Peña, J. M. (2002). *3.3.4: Estudio de profundidad de cierre en las costas españolas partiendo de datos reales de seguimiento. Aplicación a criterios para regeneración de playas mediante alimentación artificial*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (nº 22-401-5-105, inf. téc. para DGSCyM). [CEDEX, 2012]

CLASIFICACIÓN DE LOS ESTADOS MORFODINÁMICOS DE LAS PLAYAS DE LA COSTA BLANCA

M.A. Jordá Guijarro[1], L. Aragonés Pomares[2], J.C. Serra Peris[3], A. Asín Berenguer[4]

[1]*Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta, Alicante,* majorda@magrama.es
[2]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante, laragones@ua.es*
[3]*Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, jserra@tra.upv.es*
[4]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante, jipc1@alu.ua.es*

INTRODUCCIÓN

Para determinar el comportamiento morfodinámico del litoral de una zona costera es imprescindible conocer el tipo de respuesta de la playa ante el principal agente dinámico, el oleaje. Diversas formulaciones teóricas permiten clasificar las playas desde reflejantes hasta disipativas a partir de la altura de ola en aguas profundas o en rotura, la pendiente media del estrán y la velocidad de caída de los sedimentos. Estos métodos, se tienen que contrastar con la realidad de la zona (estructuras sumergidas, posidonia, puertos, cabos, bahías, etc). En este trabajo se clasifican las playas del litoral de Alicante siguiendo distintas metodologías lo que permitirá comprobar el grado de idoneidad de esas formulaciones para el litoral de la Costa Blanca.

Para ello se ha realizado el estudio climatológico local a partir de la Red REDCOS de Puertos de Estado, perfiles transversales, densidades de cada una de las playas, granulometrías para la obtención del tamaño medio D_{50}, estableciendo diferentes modelos de evolución morfodinámica para clasificar las playas a partir del estudio de sus condiciones hidrodinámicas y granulométricas.

Muchos son los métodos existentes para realizar esta clasificación, no obstante, el problema radica en que en función del método empleado pueden obtenerse clasificaciones diferentes para una misma playa. Wright et al. (1979) y Short (1978, 1979) establecieron un modelo mediante el cual una playa podía clasificarse en 10 estados diferentes, cuatro en la fase de crecimiento y cuatro en la de erosión, junto con los dos estados extremos, estado disipativo y estado reflejante, esta clasificación la establecieron en función de las pendientes que presentaban las playas cuando estas se encontraban en equilibrio. Por otro lado, Nayak (1970) estableció mediante un coeficiente adimensional 3 estados diferentes para una playa en equilibrio.

En el presente artículo, se realiza una clasificación de las costa blanca mediante estos dos modelos, pudiéndose comprobar las diferencias entre ambos.

AREA DE ESTUDIO

El frente litoral objeto de estudio se extiende desde las playas situadas en el término municipal de Pilar de la Horadada (El Mojón) hasta las playas ubicadas en el término municipal de Denia (Setla).

METODOLOGÍA

A partir del Estudio Cartográfico de Julio de 2007 realizado por la Dirección General de Costas para el conocimiento detallado del litoral en la provincia de Alicante se han obtenido un total de 58 perfiles donde se analiza la granulometría de la playa así como su pendiente media. De cada una de las muestras se ha obtenido el tamaño medio D_{50} para así posteriormente poder calcular la velocidad de caída de la partícula, dato necesario para obtener el parámetro adimensional de Nayak.

Se han obtenido los datos de clima marítimo en la zona de estudio a partir de la Boya de Alicante de Puertos del Estado, de los nodos WANA (2045026, 2047028 y 2044025) y de los nodos SIMAR (2045026, 2047028 y 2050029).

A partir de la pendiente se han clasificado las playas en los diez diferentes estados propuestos por Wright y Short. Con la altura de ola en aguas profundas, el periodo y la

velocidad de caída de sedimento se ha obtenido el parámetro adimensional de Nayak y de esta manera se han clasificado las playas en los tres estados diferentes propuestos por el autor.

Se han tomado perfiles transversales en cada una de las playas de grava, para comprobar la pendiente en las mismas.

Se ha comprobado que existe relación entre el diámetro característico del material que forma la playa (D_{50}) con las pendientes que se establecen en la misma, tal y como se muestra en la Figura 1.

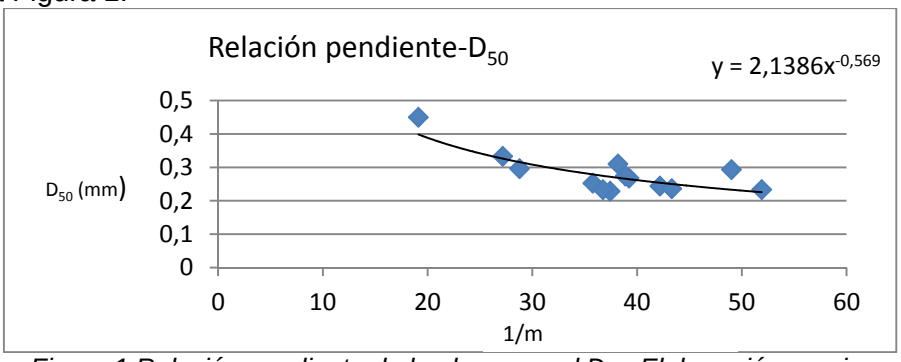


Figura 1.Relación pendiente de la playa con el D_{50}. Elaboración propia.

DISCUSIÓN

La clasificación de las playas es función de la energía del oleaje, del tamaño de los sedimentos y de su densidad. Se ha comparado la clasificación obtenida mediante las pendientes extraídas de los perfiles tomados, con los resultados obtenidos mediante el parámetro adimensional de Nayak.

Se comprueba que los datos obtenidos cuando se realiza la clasificación mediante las pendientes son fiables, en cambio, cuando la clasificación se realiza mediante el parámetro de Nayak aparecen ciertas incoherencias, pudiendo comprobar que estas son debidas a que este parámetro no tienen en cuenta factores externos existentes en la costa, como puede ser la existencia de obras marítimas, presencia de posidonea oceánica, etc….

No obstante ambos métodos proporcionan datos fiables tanto para playas compuestas por arena como para playas compuestas por gravas.

CONCLUSIONES

Actualmente existen diversos modelos para clasificar una playa en sus diferentes estados morfodinámicos, los modelos son válidos siempre y cuando no existan otros factores externos que puedan alterar el coeficiente de reflexión del oleaje.

Tras realizar las clasificaciones de las playas de la costa blanca se puede concluir que como modelo más fiable es el propuesto por Wright y Short ya que su modelo se basa en la clasificación de las playas por su perfil, por lo que este aporta datos que van acorde a la situación real de la playa, no obstante, este modelo precisa del conocimiento de los perfiles de la zona a analizar, por lo que en ocasiones resultará imposible acceder a la documentación necesaria, por ello, el modelo de Nayak puede emplearse para una primera aproximación de la clasificación de la playa, siempre y cuando, sea conocido la no existencia de factores externos que puedan alterar el resultado.

REFERENCIAS

Short, AD. (1979). Three-dimensional beach-stage model. J. of Geology, 87,553-571

Wright, L.D. y Short, A.D. (1983). Morphodynamics of beaches and surf zones in Australia En: Komar, P.D.(ed.), Handbook of Coastal Processes and Erosion, Boca Raton, CRC Press, 35-64.

Agustín Sánchez-Arcilla, José A. Jiménez (1994). 2 Conceptos de de morfología costera. Ingeniería del agua. Vol1 Num., 97-114..

D.W.T. Jackson, J.A.G. Cooper, L. Del Rio (2005). Geological control of beaches morphodynamic state.Marine Geology 216. 297-314.

J.M. de la Peña Olivas (2006). Influencia en la costa de la dinámica litoral. Guía técnica de estudios litorales. Manual de costas. 261-380.

ESTUDIO DEL REMONTE EN PLAYAS EN MODELO 2DV SOBRE LECHO ARENOSO

R. Díaz-Sánchez[1], J.M. de la Peña[1]; J.F. Sánchez González[1]

[1]. *Centro de Estudios de Puertos y Costa del CEDEX-Ministerio de Fomento. c\Antonio López Nº 81, 28026 Madrid. Roberto.Diaz@cedex.es*

RESUMEN

Para el cálculo del remonte extremo se utiliza un modelo físico 2DV con lecho arenoso. La configuración del ensayo, con pendientes uniformes, y el propio fondo de arena, permite que la formulación deducida sea útil en la estimación de este parámetro para estudios de riesgo cuando se quiere delimitar el máximo alcance del oleaje que en una playa podría ocurrir. Se comparan los resultados con formulaciones existentes procedentes de ensayos en la naturaleza y en modelo físico. En el caso de que el perfil de playa se encuentre más alejado de su teórico equilibrio con respecto al oleaje incidente, la amplitud en la zona de acenso-descenso sigue siendo dependiente del oleaje incidente en aguas profundas sin existir el fenómeno de saturación del espectro del remonte. Esto hace que pese a que el número de Iribarren indique una playa no reflejante, la dependencia del remonte en este parámetro sigue siendo significativa. En la formulación propuesta se da mayor peso a la pendiente.

INTRODUCCIÓN

Uno de los parámetros más necesarios para una adecuada gestión y planificación costera es el remonte. Dado que éste es el alcance máximo del oleaje en la costa, es la expresión última de la transformación del oleaje tras los procesos de asomeramiento y rotura. Numerosos estudios estadísticos han intentado predecir este valor, pero las complejas y abundantes condiciones de contorno al problema hacen que exista una gran dispersión en las estimaciones. En el caso de estudios empíricos *in-situ* los condicionantes locales influyen en las predicciones, por lo que su aplicación queda supeditada a la similitud entre las morfodinámicas estudiadas. Los ensayos en modelo físico en la zona de ascenso–descenso (zona de *swash*) se han realizado sobre pendientes uniformes con lecho fijo y no-poroso, por lo que las oscilaciones en el *swash* pueden verse distorsionadas.

Las principales formulaciones para la estimación del remonte extremo o del 2%, R_2, en playas se presentan en la Tabla 1. Los estudios que han estudiado esta variable tienen en general un aspecto en común, aunque existen divergencias en los coeficientes de las regresiones. En general se acepta y se ha demostrado la dependencia en el número de Iribarren en aguas profundas, ξ_0, para las playas reflejantes, $\xi_0 > 1$, y la independencia en la pendiente de la playa, para las playas disipativas, $\xi_0 < 0{,}3$.

Cabe citar que en los estudios del remonte es conveniente separar la contribución al mismo del *setup* y de la amplitud en el *swash*. El *setup* se calcula como el nivel medio promediado de las oscilaciones en el estrán, $<\eta>$, generalmente denominado en la terminología anglosajona como *time-averaged setup*.

La amplitud en el *swash*, S, se descompone en infragravitatoria, S_{IG}, frecuencias por debajo de 0.03 – 0.05 Hz, y gravitatoria, similares a las del oleaje incidente, S_{inc}. Realizando esta separación se ha observado el distinto comportamiento del espectro del remonte en función de la morfología disipativa – reflejante de la playa, lo que influye en la significancia de los estimadores: número de Iribarren, ξ_0, o de los parámetros en aguas profundas u *off-shore* del oleaje, H_0L_0. Esto es debido principalmente a la conocida saturación del espectro en frecuencias graviatorias que se produce en playas disipativas y que hacen que la pendiente de la playa deje de ser significativa, (Guza y Thornton, 1982).

A la hora de aplicar alguna formulación del remonte se ha de tener en cuenta principalmente cuál es la magnitud a calcular, en este caso el remonte extremo, R_2. Esto determina la escala temporal del estudio, pero dado que la morfología de la playa no es estacionaria, sino que varía con el tiempo y además sus estados modales están correlacionados con los anteriores, es necesario determinar el estado modal que más

interese a los fines del estudio. Cabe preguntarse cuál es el peor perfil que puede presentar la playa frente a un temporal para el cálculo del remonte extremo, por ejemplo: un temporal tras años de calmas puede hacer que la playa presente un estado menos disipativo, aumentando su dependencia en el número de Iribarren y produciéndose remontes inusualmente altos.

No existen registros suficientemente amplios de la morfología de cualquier perfil de una playa, y los estudios estadísticos que estudian el remonte han asumido la morfología de la playa en un instante dado, que además y con mucha probabilidad no coincidirá con temporales, o con la peor situación en la que el perfil se pudiera encontrar.

En este estudio se presenta un ensayo para la predicción del remonte en playas en modelo físico sobre lecho arenoso. El fondo arenoso asegura que la onda en el *swash* se comporte cinemáticamente en condiciones más similares a la realidad con respecto a los ensayos con fondo fijo. De los datos obtenidos se obtiene el *runup* del 2%, R_2, para el cual se propone una nueva fórmula. La morfología con pendiente uniforme asume un estado de máximo desequilibrio del perfil, de tal modo que la formulación puede ser asumida como la envolvente de remontes máximos que son susceptibles de producirse en una playa y por lo tanto adecuada en un análisis de riesgos.

Tabla 1.- Principales formulaciones para la estimación de R_2 en playas.

Autor/es	**Tipología experimento**	**Pendientes (estrán) m_e**	**Variables: Dependiente - Independiente**
Van Dorn (1976)	Modelo físico (Oleaje regular)	0,022 - 0,083	R_2-ξ_0
Guza y Thornton (1982) *	Ensayo “in situ”	0,030 - 0,051	R_s- H_s
Holman (1986)	Ensayo “in situ”	0,070 - 0,200	R_2-ξ_0
Mase (1989)	Modelo físico	0,200 – 0,033	R_2-ξ_0
Nielsen y Hanslow (1991)	Ensayo “in situ”	0,200 – 0,033	R_2-H_0L_0 *Disipativas* R_2- ξ_0 *Reflejantes*
Ahrens y Seelig (1996)	Ensayo “in situ”	---	R_2-ξ_0
Ruggiero et al. (2001)	Ensayo “in situ”	0,050 – 0,033	R_2-H_0L_0
Hedges y Mase (2004)	Modelo físico	0,2; 0,1; 0,05; 0,033	R_2-ξ_0
Stockdon et al. (2006)	Ensayo “in situ”	0,020 to 0,110	R_2-H_0L_0 *Disipativas* R_2- ξ_0 *Reflejantes*

* En el estudio presentó el análisis del remonte significante, para la estimación del R_2 habría que utilizar algún tipo de función de distribución conocida.

METODOLOGÍA

Para el estudio del remonte extremo se construyó un modelo físico en el Laboratorio para Experimentación Marítima del CEDEX en uno de los canales del laboratorio cuyas características geométricas son: 36 m de longitud, 6,5 m de anchura y 1,3 m de alto, Figura 1. El canal se dividió en dos para el uso de diámetros de arena diferentes, con objeto de que se pudiera cuantificar la influencia de los efectos de escala según el diámetro de grano. Mediante paleta tipo pistón se generó un oleaje irregular con espectro JONSWAP que junto con las tres pendientes ensayadas (1/20, 1/30 y 1/50) abarcó números de Iribarren hasta 0,6. Las mediciones en la zona de ascenso–descenso fueron realizadas mediante sondas capacitivas montadas sobre una estructura *ad hoc* para eliminar efectos espurios en las tomas.



Figura 1. Vista del ensayo realizado en el laboratorio de experimentación marítima.

La principal ventaja de este modelo físico frente anteriores es que el fondo es arenoso lo que asegura un factor de fricción adecuados a través de la rugosidad y la permeabilidad. En la zona de rompientes la fricción por el fondo es despreciable, pero en la zona de ascenso-descenso no lo es. Tal y como se observa en la Figura 2 los diferentes valores de la fricción en el fondo, *f*, afectan la trayectoria en el *swash*, además la diferencia aumenta según la pendiente en el estrán se reduce. La fricción en el fondo está influenciada por la rugosidad, la permeabilidad y los procesos de infiltración y surgencia. En el caso de los procesos de infiltración y surgencia la influencia es menor y sólo es de interés en el caso del estudio de transporte de sedimentos a lo largo del perfil (Elfrink y Baldock, 2002). El fondo en arena permite que exista tanto una rugosidad adecuada como la permeabilidad necesaria para que el coeficiente de fricción se vea afectado en las fases de ascenso y descenso.

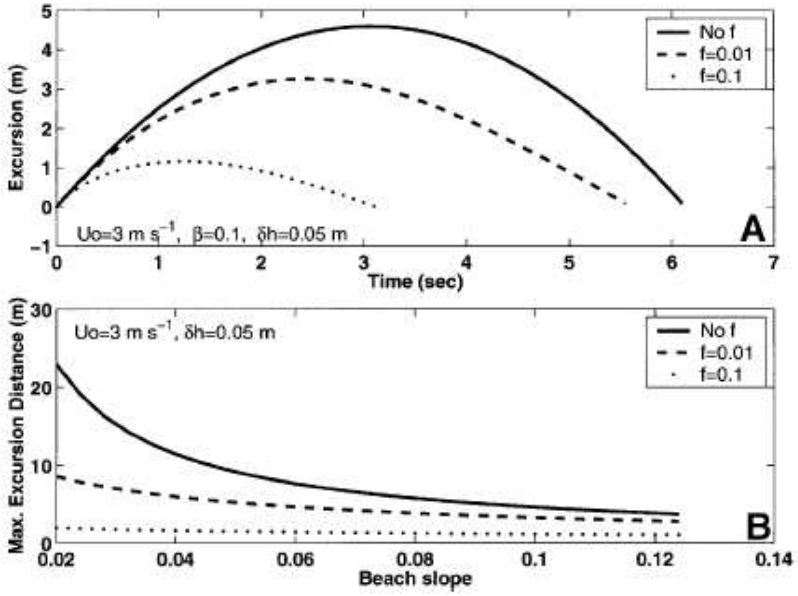


Figura 2. Diferentes valores de la trayectoria en la zona de ascenso-descenso para distintos valores del coeficiente de fricción, f Fuente: Puleo y Holland (2001).

RESULTADOS

A partir del estado del arte desarrollado en de la Peña et al. (2012) se compararon los resultados del modelo con las formulaciones existentes, distinguiendo entre los análisis que usan el número de Iribarren como estimador, ξ_0, y los que sólo usan los parámetros *off-*

shore H_0L_0.

En este estudio no se separa la contribución del *setup,* $<\eta>$, y de la amplitud en el *swash*. En el caso de $<\eta>$ se puede utilizar las formulaciones presentes en otros estudios como Nielsen y Hanslow (1991) o Stockdon et al. (2006). En Díaz-Sánchez et al. (2013) se analiza la asimetría de este parámetro y su influencia en la estimación del remonte. Teniendo en cuenta esos estudios se considera que para el conjunto de los datos el *setup* depende del número de Iribarren, pudiéndose aceptar la siguiente formulación en forma dimensional:

$$<\eta> = 0{,}35\cdot(H_0\cdot L_0)^{0.5}\cdot m \qquad [1]$$

Cuando el espectro del *swash* está dominado por las frecuencias infragravitatorias la pendiente de la playa puede ser no significativa y el remonte puede ser estimado únicamente con los parámetros *off-shore* (Huntley et al., 1977; Guza y Thornton, 1982). Se suele suponer que el número de Iribarren puede indicar si frente a un temporal la playa presentará dicha saturación. Sin embargo el carácter determinista de la pendiente de la playa en el parámetro y su variabilidad en el perfil, hacen que sea necesario un análisis más profundo de la morfología. Si las playas presentan una gran zona de rompientes disiparán mayor energía, la transferencia de energía a frecuencias infragravitatorias será mayor y por tanto el *runup* será más independiente de la pendiente. Por el contrario, si la zona de rompientes no está desarrollada no se producirá dicha situación, por lo que la dependencia en la pendiente aumentará.

En el caso del ensayo y debido a la morfología ensayada, que supone un estado en desequilibrio de la playa y por lo tanto de baja disipación, la saturación del espectro en frecuencias incidentes no se produce, Figura 3, y por lo tanto la pendiente de la playa sigue siendo significativa en la estimación del remonte. Por ello y para el conjunto de los datos se considera que el número de Iribarren en aguas profundas puede ser un estimador significante de la amplitud en el *swash*. Teniendo en cuenta Ec.[1], se concluye que el número de Iribarren actúa como estimador del remonte al estar sus dos componentes, *setup* y amplitud del *swash*, correlacionadas con este parámetro.

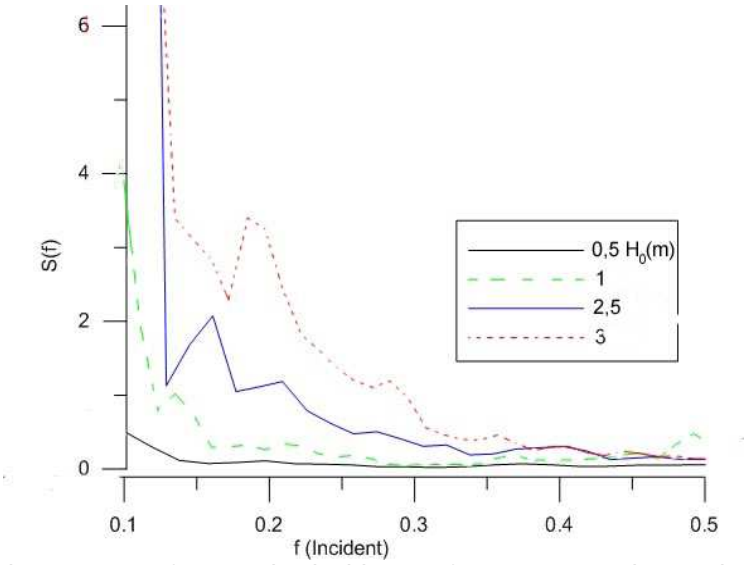


Figura 3. Muestra del espectro en frecuencias incidentes, f > 0,1 Hz*. Se observa la no-saturación del espectro.*

Se comparan las formulaciones del remonte con los datos obtenidos en el ensayo que analizan el remonte adimensionalizado mediante la altura de ola significante en profundidades indefinidas, R_2/H_0, Figuras 4 y 5. Se observan que existen dos grupos: las que son envolventes de los datos, Mase (1989), Ahrens y Seelig (1996) y Hedges y Mase (2004) y las que son una estimación más próxima a la media, Van Dorn (1976) y Holman

(1986). Es importante indicar que los ensayos de Holman (1986) se obtuvieron en un ensayo *in situ* (Carolina del Norte, EEUU) que en el instante de la toma de datos presentaba una fuerte pendiente en el estrán, y por lo tanto una morfología no-disipativa, cuando el estado modal de esta playa más frecuente es el disipativo. El que esa formulación sea una aproximación de la tendencia media de los datos del ensayo corrobora la validez del modelo físico.

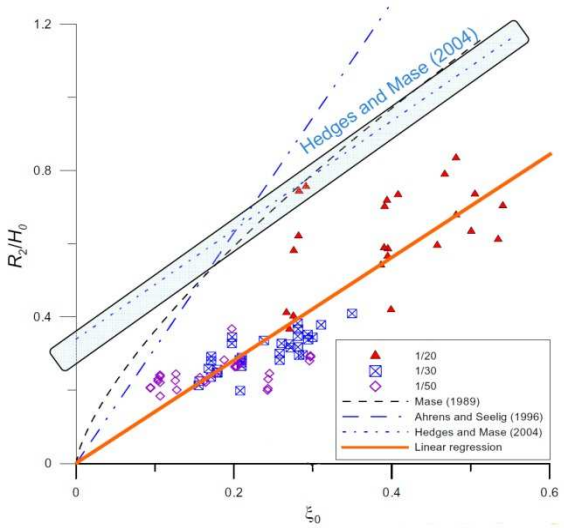


Figura 4. Formulaciones remonte adimensional. Envolventes de los resultados del ensayo.

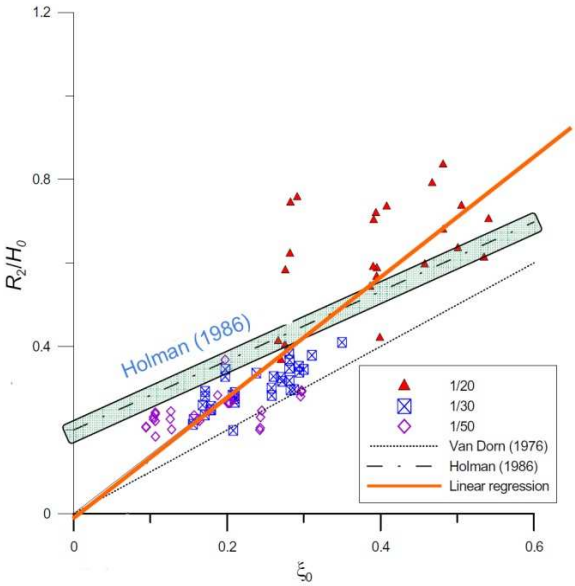


Figura 5. Formulaciones remonte adimensional con tendencia media o subestimación de los resultados en el ensayo.

La dependencia del remonte extremo, R_2, en la pendiente es demostrada en el análisis dimensional, $R_2 – H_0L_0$, Figura 6. Si se realiza el ajuste por mínimos cuadrados al conjunto de los datos la correlación entre $R_2 – H_0L_0$ es baja, aumentando la correlación si se discretiza los datos por pendientes. Por lo tanto la formulación propuesta por Nielsen y Hanslow (1991) para playas no reflejantes parece que no es apropiada para este caso. No considerar la pendiente de la playa en un estado morfológico en desequilibrio supone una sobrestimación de R_2.

Las fórmulas de Ruggiero et al. (2001) y Stockdon et al. (2006) tienen un comportamiento bastante similar. Hay que tener en cuenta que ambas provienen de datos en playas

disipativas en su mayoría. El error en la estimación del remonte aumenta significativamente cuando la pendiente es más fuerte (*m* = 1/20).

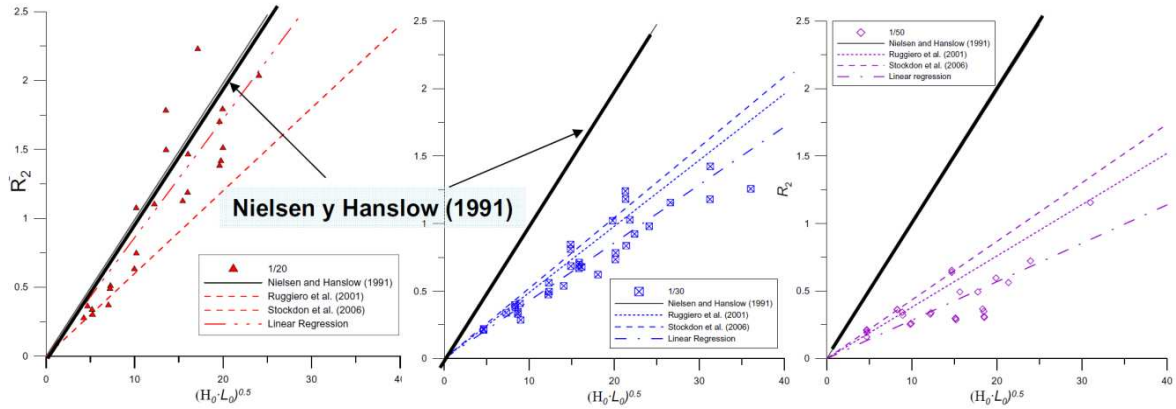


Figura 6. Formulaciones remonte dimensional. De izq. a dch. Pendientes: 1/20; 1/30 y 1/50.

El principal problema de los ensayos en la naturaleza para la estimación del remonte es obtener datos bajo condiciones de temporal, los fallos en la instrumentación: sondas o video-control, son bien conocidos. Por lo tanto es muy probable que las medidas que se obtienen se hayan obtenido bajo condiciones medias de oleaje. Al aplicar estas ecuaciones se está recurriendo a un criterio no conservador, teniendo en cuenta la dispersión que existe en la estimación del remonte, este criterio supone asumir riesgos significativos. Además, a esto se le une la variabilidad temporal de los perfiles de playa, por ejemplo: al aplicar la formulación con un perfil de playa en condiciones medias de oleaje el remonte obtenido será menor al que se producirá si en esa playa un temporal alcanza la costa con una morfología del perfil más reflejante. En el caso de los ensayos en modelo físico con pendiente uniforme las ecuaciones son una envolvente de remontes, debido a que suponen el peor estado en desequilibrio de una playa. El problema de estos modelos es que se han usado pendientes fijas uniformes y los coeficientes de fricción así como la invariabilidad del perfil con respecto al tiempo hacen que las ecuaciones resulten demasiado conservadoras.

El modelo físico con lecho arenoso permite por un lado asumir un perfil de playa en estado de mayor desequilibrio por lo que el remonte que se obtiene es la envolvente máxima que podría ocurrir en una playa. Además el lecho arenoso permite que las oscilaciones en el *swash* sean más reales y por lo tanto los resultados no tan conservadores como en el caso de lechos fijos impermeables.

PROPUESTA DE FORMULACIÓN

En el modelo físico y por tanto en estados de alto desequilibrio en el perfil de la playa, el remonte parece ser claramente dependiente en la pendiente de la playa. Teniendo en cuenta las regresiones lineales por el origen para el análisis dimensional, R_2-H_0L_0, Tabla 2, se obtienen los coeficientes de las regresiones para cada pendiente. Estos coeficientes son correlacionados con la pendiente de la playa a través de una relación potencial tal que:

$$C = 4 \cdot m^{1/3} \qquad [2]$$

Tabla 2: Regresiones lineales por MCO.

Regresiones Lineales				
Ecuación simbólica	Pendiente m	C (desviación estándar)	ρ^2	Error cuadrático medio
$R_2/H_0 = C\ \xi_0$	1/20, 1/30, 1/50	1.4115 (0.037)	0.94	0.0961
$R_2 = C\ (H_0 L_0)^{0.5}$	1/20	0.086(0.004)	0.95	26.99 (cm)
$R_2 = C\ (H_0 L_0)^{0.5}$	1/30	0.043(0.001)	0.98	12.18 (cm)
$R_2 = C\ (H_0 L_0)^{0.5}$	1/50	0.028(0.002)	0.92	12.96 (cm)

Obtenida la relación del coeficiente de regresión con la pendiente se construye la

ecuación para la estimación del remonte extreme R_2. Se presenta esta formulación en forma dimensional y adimensional, Ecs. [3] y [4].

$$R_2 = 4 \cdot m^{1.3} (H_0 L_0)^{0.5} \quad [3]$$

$$\frac{R_2}{H_0} = 4 \cdot m^{0.3} \cdot \xi_o \quad [4]$$

Cabe mencionar que se entiende como pendiente, *m*, en esta formulación. En principio y en la mayoría de los estudios de remonte la pendiente que se escoge es la del estrán o *foreshore*, m_e. Existen estudios donde se sugiere el uso de una pendiente media en la zona de surf si el proceso de remonte está dominado en esta zona, playas disipativas, m_s. Dado el enfoque global de este estudio, es decir, una formulación aplicable en cualquier tipo de playa hasta números de Iribarren 0.6 (disipativas-intermedias). Se sugiere que este parámetro podría corresponderse para la formulación propuesta con aquella que escale la zona de *surf*, definida entre el nivel del *setup time-averaged* y la profundidad de cierre d^* (Hallermier, 1978).

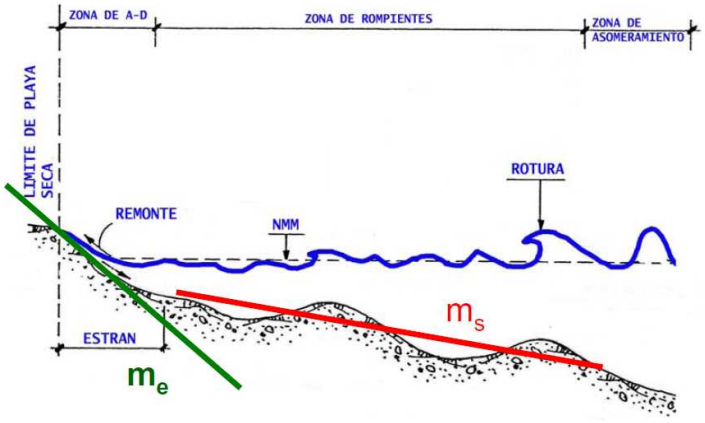


Figura 7. Esquema de pendientes de la playa consideradas en estudios de remonte.

CONCLUSIONES

El análisis espectral es clave a la hora de identificar la saturación del espectro en el *swash*. Esto determina las significancia de los distintos parámetros que pueden modelizar el remonte. En playas el estado morfológico en el que se encuentre en el momento que el temporal alcance la costa es clave en el comportamiento del remonte.

Suponiendo que el perfil se encuentre en un estado de mayor desequilibrio con respecto al oleaje incidente es de esperar un mayor remonte, debido a la no-saturación del espectro. Esto no ha sido tenido en cuenta en las ecuaciones deducidas en ensayos “in situ” por lo que la aplicación de estas formulaciones supone asumir riesgos de subestimación del remonte extremo. En el caso de formulaciones que provienen de modelos físicos las formulaciones pueden ser excesivamente conservadores debidas al uso de fondos fijos impermeables.

El remonte, R_2, estudiado bajo los condicionantes de este modelo físico con lecho arenoso es significativo con el número de Iribarren en aguas profundas y por lo tanto con la pendiente. La morfología estudiada supone la peor posible frente a un temporal, al no tener una zona de rompientes desarrollada bajo los condicionantes *off-shore* dominantes. Por ello las fórmulas que se proponen, Ecs [3] y [4], son de aplicación en un análisis de riesgos y, por lo tanto, en la estimación del remonte extremo o remonte del 2 %, R_2, siendo la envolvente de remontes extremos que en una playa pueden ocurrir.

En el estudio además se sugiere el uso de una pendiente que estime la magnitud de la zona de surf para el cálculo del remonte. Aunque esta hipótesis debe ser constrastada con

ensayos “in situ”.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Dr. Antonio Lechuga la supervisión y revisión de estos trabajos así como a los compañeros del CEDEX que han ayudado en la fase experimental. Este estudio ha sido posible gracias a la financiación de la Dirección General de Sostenibilidad de Costa y del Mar del Gobierno de España así como al CEDEX en la financiación de la Beca FPI.

REFERENCIAS

Ahrens, J. P., y Seeling, W. N. (1996). "Wave runup on beaches." *25th International Conference on Coastal Engineering, ASCE,* 981-993.

De la Peña, J. M., Sánchez González, J. F., Díaz-Sánchez, R., y Martín Huéscar, M. (2012). "Physical model and revision of theoretical runup." *Proceedings of the 33rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE,* Santander, Spain.

Díaz-Sánchez, R., López-Gutiérrez, J. S., Lechuga, A., Negro, V., y Esteban, M. D. (2013). "Direct estimation wave setup as a medium level in swash." *12th International Coastal Symposium . CERC. Plymouth, UK.,* 1.

Elfrink, B., y Baldock, T. (2002). "Hydrodynamics and sediment transport in the swash zone: a review and perspectives." *Coastal .Engineering.,* 45(3-4), 149-167.

Guza, R. T., y Thornton, E. B. (1982). "Swash Oscillations on a Natural Beach." *Journal of Geophysical Research-Oceans and Atmospheres,* 87(NC1), 483-491.

Hallermeier, R. J. (1978). "Uses for a calculated limit depth to beach erosion." 1493-1512.

Hedges, T. S., y Mase, H. (2004). "Modified Hunt's equation incorporating wave setup." *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-ASCE,* 130(3), 109-113.

Holman, R. A. (1986). "Extreme Value Statistics for Wave Run-Up on a Natural Beach." *Coastal Engineering,* 9(6), 527-544.

Mase, H. (1989). "Random Wave Runup Height on Gentle Slope." *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering,* 115(5), 649-661.

Nielsen, P., y Hanslow, D. J. (1991). "Wave Runup Distributions on Natural Beaches." *Journal of Coastal Research,* 7(4), 1139-1152.

Puleo, J. A., y Holland, K. T. (2001). "Estimating swash zone friction coefficients on a sandy beach." *Coastal Engineering.,* 43(1), 25-40.

Ruggiero, P., Komar, P. D., McDougal, W. G., Marra, J. J., y Beach, R. A. (2001). "Wave runup, extreme water levels and the erosion of properties backing beaches." *Journal of Coastal Research,* 17(2), 407-419.

Stockdon, H. F., Holman, R. A., Howd, P. A., y Sallenger, A. H. (2006). "Empirical parameterization of setup, swash, and runup." *Coastal Engineering,* 53(7), 573-588.

Van Dorn, W. G. (1976). "Set-up and Run-up in shoaling breakers." *Proceedings of the 19th International Conference on Coastal Engineering,* 738-751.

EL PAISAJE EN LA ESTABILIZACIÓN DEL SISTEMA DE PLAYAS MAGDALENA-PELIGROS (SANTANDER)

A. Mª Castañeda Fraile[1]

[1]*Demarcación de Costas de Cataluña, C/ de la Marina, nº 16-18, Planta 14B, 08005 Barcelona, acastaneda@magrama.es*

INTRODUCCIÓN

Analizar el paisaje equivale a redescribirlo, a llegar a conocer su íntima sustancia a través de un trabajo paciente. Observar, imaginar y proyectar es el camino. Conocido el territorio, y educada la mirada estamos capacitados para idear y soñar en una transformación del paisaje, que concluirá en un proyecto.

El sistema de playas de La Magdalena – Los Peligros se sitúa en la bocana de la Bahía de Santander y junto al estuario de la ría de Cubas, desembocadura del río Miera, un lugar de elevada importancia ambiental por albergar gran cantidad de ecosistemas naturales de elevado interés. Se encuentra al abrigo de los oleajes dominantes y reinantes de la zona gracias a la Península de la Magdalena. Véase la Figura 1.



Figura 1. Ubicación de la zona de actuación.

A lo largo de la historia la zona de la actuación ha cambiado significativamente, hasta alcanzar en la actualidad una situación de inestabilidad que requiere de constantes operaciones de mantenimiento y reubicación de la arena para conseguir anchos de playa aceptables.

A finales del siglo XIX se construyeron el Balneario de La Magdalena y el espigón embarcadero adyacente. Este espigón apoyaba en su lado Este la playa de La Magdalena.

Con la redacción del "Proyecto de Estabilización del Sistema de playas Magdalena-Peligros, T.M. Santander (Cantabria)", encargado por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente), se intenta encontrar una solución definitiva a la estabilización de este sistema de playas a través de la construcción de unas estructuras de apoyo.

Tras el análisis de diferentes opciones, el citado proyecto propone la solución mostrada en la Figura 2.



Figura 2. Solución propuesta.

Esta solución está compuesta por dos elementos, uno situado en la zona próxima al Balneario de La Magdalena y otro en la zona adyacente al Promontorio de San Martín, en el extremo occidental del sistema de playas Magdalena-Peligros.

El presente trabajo se centra en el primer elemento, un espigón de dos brazos de los cuales el primero se sitúa sobre el Pantalán existente en la actualidad. Este Pantalán, que mide actualmente 110 m, se prolonga 30 m más, alcanzando una longitud de 140 m. El segundo brazo tiene 60 m de longitud. La orientación del primer brazo es S15^{o}E y la del segundo brazo es S44^{o}W.

EVOLUCIÓN DEL SISTEMA DE PLAYAS MAGDALENA-PELIGROS

La zona de estudio comprende tres playas, como podemos ver en la Figura 3:



Figura 3. Sistema de playas en estudio.

El espigón adyacente al Balneario de La Magdalena, construido a finales del siglo XIX, produce una retención de las arenas a levante. La Figura 4 nos muestra la situación en 1905 (izquierda) y en 1912 (derecha).

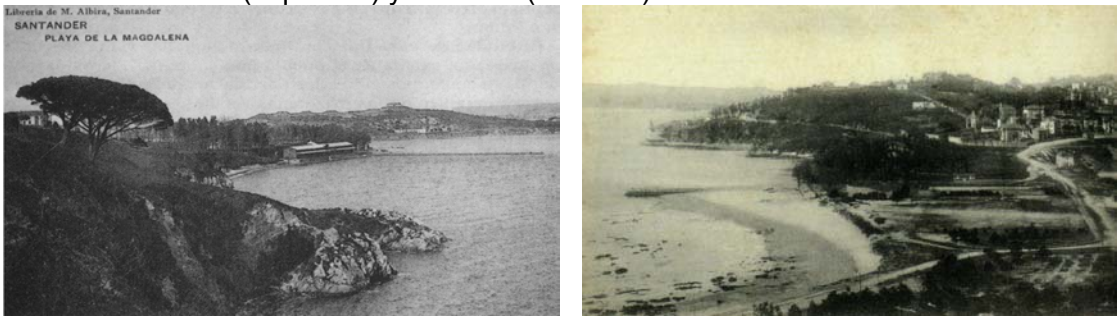


Figura 4. Balneario de La Magdalena y espigón adyacente en 1905 y 1912.

Hacia 1972 se demuele el espigón de La Magdalena y sobre sus restos se construye un pantalán. Ello provoca que el saliente de arena que se apoyaba en el espigón va desapareciendo y al mismo tiempo se incrementa la migración de arena desde la playa de La Magdalena hacia la playa de Los Peligros. En la Figura 5

podemos comprobar la situación actual del pantalán construido sobre los restos del antiguo espigón.



Figura 5. Situación actual del pantalán de La Magdalena.

PROBLEMÁTICA ACTUAL

El basculamiento que se produce en el sistema de playas Magdalena-Peligros obliga a la realización periódica de trasvases de arena de poniente hacia levante. La Figura 6 nos muestra el esquema del trasvase que necesita el sistema y cómo se realiza mediante una draga.



Figura 6. Trasvase necesario y draga trabajando en mayo de 2009.

El "Proyecto de Estabilización del Sistema de playas Magdalena-Peligros, T.M. Santander (Cantabria)" del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, resuelve la estabilización de este sistema de playas mediante la construcción de unas estructuras de apoyo. La planta general de este Proyecto la vemos en la Figura 7.

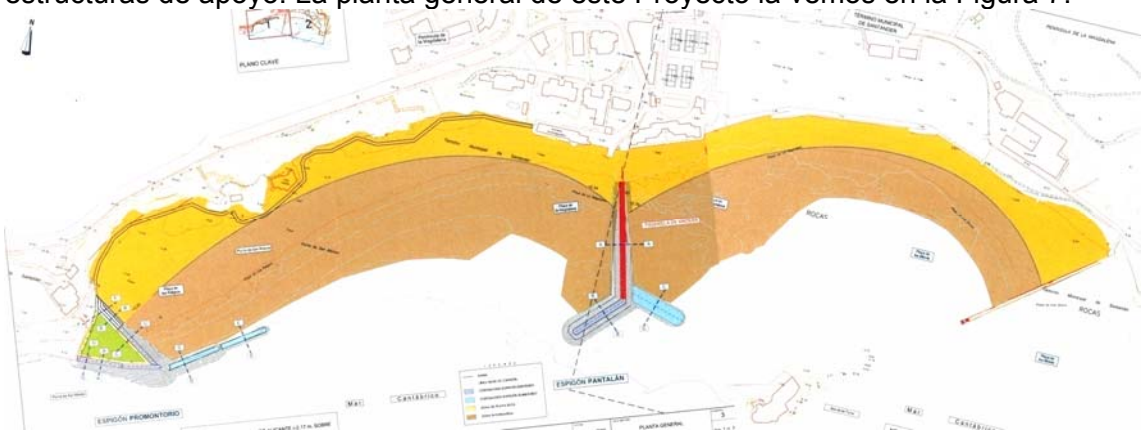


Figura 7. Planta general del "Proyecto de Estabilización del Sistema de playas Magdalena-Peligros" de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente).

EL MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE

En nuestra tarea de proyectistas proponemos considerar el siguiente PROCESO CREATIVO:

1. Aprender de la Naturaleza
2. Modelar la Naturaleza
3. Generar emoción

El MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE aborda el punto 3.- Generar emoción. Para alcanzar el objetivo de generar emoción, el Método emplea el paisaje como herramienta de diseño de los pequeños salientes costeros.

Los puntos que conforman el Método son:

1. Conocer el territorio a gran y media escala.
2. Reconocer los elementos característicos del paisaje.
3. Buscar los puntos de vista.
4. Recoger información desde los puntos de vista.
5. Buscar el “genius loci”, el espíritu del lugar.
6. Encontrar el mensaje a transmitir.
7. Dibujar nuestra propuesta plástica.
8. Definir los detalles finales.

A continuación vamos a ir aplicando cada punto del Método para definir nuestra propuesta para el diseño del dique de la Magdalena.

1.- Conocer el territorio a gran y media escala

Debemos prestar atención a las dimensiones del paisaje observado, para así tener clara la escala de nuestra intervención sobre el escenario de fondo.

Debemos identificar las piezas que percibimos en el paisaje costero que analizamos, definir los límites actuales, investigar en la historia los límites pasados, percibir las tensiones, buscar, reconocer,…

Nos serán de gran ayuda las fotografías aéreas.

Analizamos en primer lugar la *dimensión temporal del paisaje*.

A mediados de siglo XIX, siguiendo las recomendaciones médicas higienistas, la alta burguesía se acerca a las playas para disfrutar de las bondades de los baños de mar. En la Figura 8 vemos las portadas de guías y manuales que explicaban cómo tomar los beneficiosos Baños de Mar.

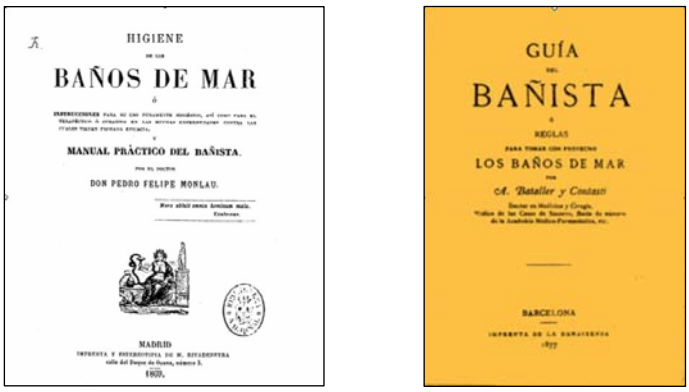


Figura 8. Guías y Manuales para tomar los Baños de Mar.

A principios del siglo XX el rey Alfonso XIII comienza a veranear en Santander y lo hizo durante 17 años consecutivos. Santander se equipara con otras modernas ciudades balneario costeras europeas. Se construyen estaciones balnearias. Santander llegó a contar con 4, una de ellas en la playa de La Magdalena. Otras dos en las playas de El Sardinero y una más en La Concha.

Los baños se tomaban con discreción. El respeto a la privacidad y el imperativo del distanciamiento social subsisten al borde del agua, como lo muestra la Figura 9, donde vemos imágenes de la época, con las diferentes clases de casetas de baño.

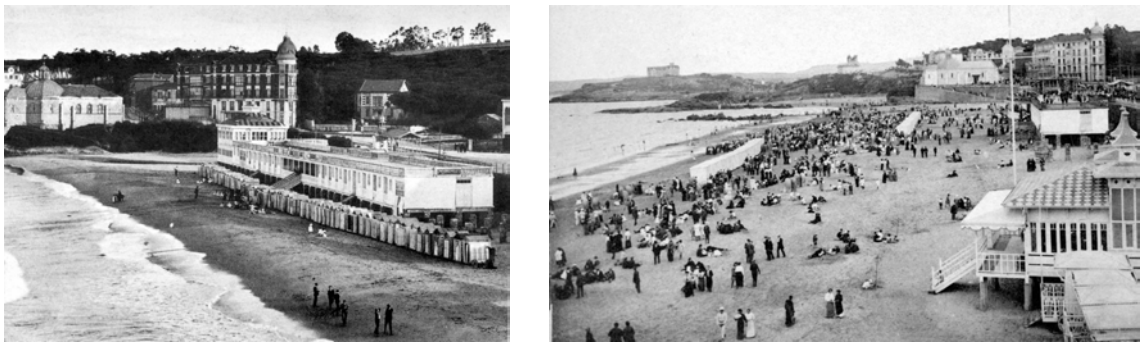


Figura 9. Casetas de baño en El Sardinero.

Pero además de con discreción, los baños se tomaban con temor y mucha prudencia. El empleo de la maroma para adentrarse a tomar los beneficiosos Baños de Mar resulta imprescindible. Ver Figura 10.



Figura 10. Bañistas aferrados a la maroma.

Analizamos ahora la *dimensión espacial del paisaje*.

Las playas de La Magdalena-Peligros son de aguas tranquilas, muy protegidas por la península de La Magdalena. El transporte litoral se produce de levante a poniente. Podemos verlo en la Figura 11.

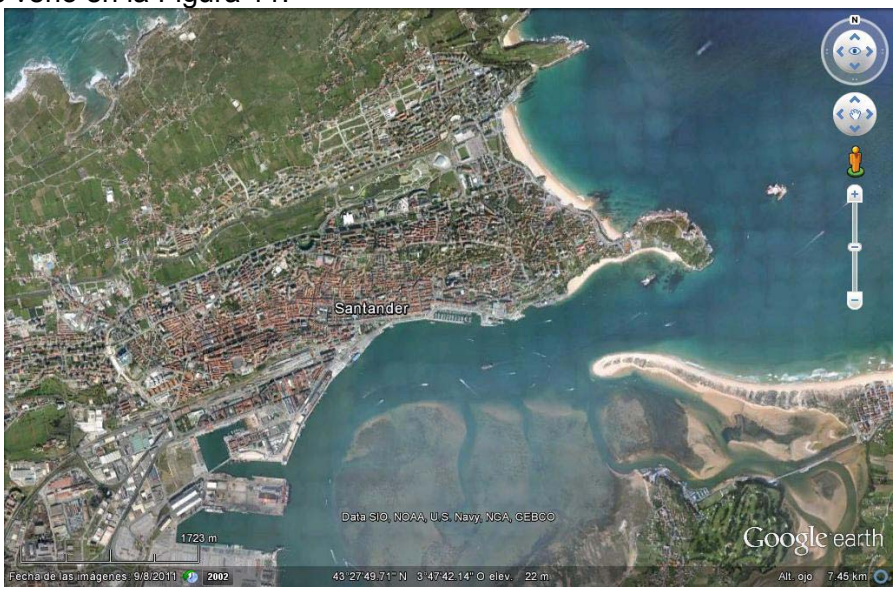


Figura 11. Análisis de la dimensión espacial del paisaje.

2.- Reconocer los elementos característicos del paisaje

Observaremos la legibilidad del territorio a través de la búsqueda de los elementos identificativos y descriptivos del lugar.

En nuestro caso vemos una costa muy natural, con alternancia de rocas y playas arenosas en amable convivencia. Detectamos abundantes miradores para contemplar el mar y la presencia de esculturas con vocación marinera, como se aprecia en la Figura 12.



Figura 12. Miradores y esculturas con vocación marinera.

Por otro lado, Santander recuerda cada año que fue una importante ciudad balneario a través de la fiesta anual de los Baños de Ola. En la Figura 13 vemos algunos de los carteles de esta fiesta.

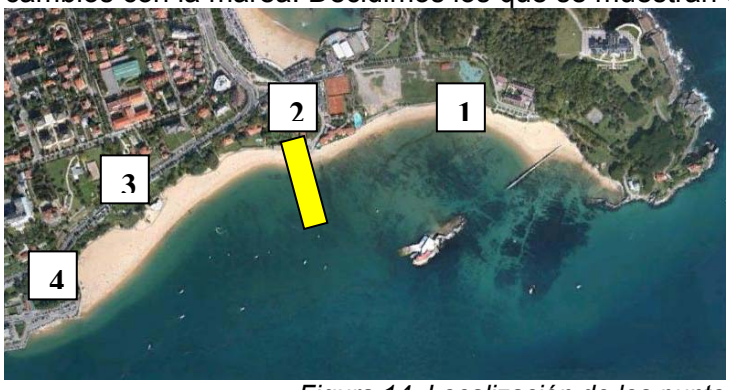


Figura 13. Carteles de la fiesta de Baños de Ola en Santander.

3.- Buscar los puntos de vista

Seleccionaremos los puntos de vista que mejor pueden ayudarnos en la lectura del territorio y el análisis de la visibilidad.

Los criterios de selección de los puntos de vista tienen en nuestro caso la consideración de la gran importancia de la marea, desecharemos vistas con árboles delante o bien vistas muy lejanas. Escogeremos pocos puntos y observaremos los cambios con la marea. Decidimos los que se muestran en la Figura 14.



1- Campo de Polo
2- Balneario de La Magdalena
3- Club Náutico La Horadada
4- Promontorio de San Martín

Figura 14. Localización de los puntos de vista.

4.- Recoger información desde los puntos de vista

Una vez planteados los puntos de vista a examinar, nos situamos sobre el terreno para tomar fotografías y anotar lo que percibimos.

Dado que en nuestro caso es fundamental la acción de la marea, programamos la jornada fotográfica atendiendo a la carrera de marea astronómica en el día previsto. Lo vemos en la Figura 15.

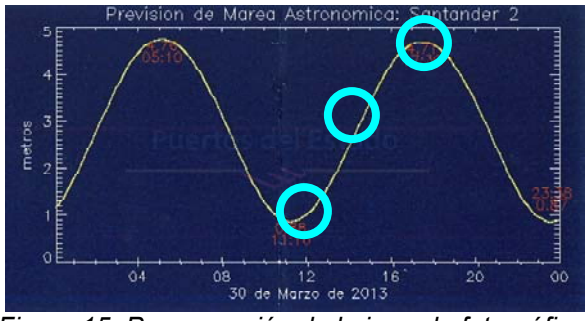


Figura 15. Programación de la jornada fotográfica.

En las Figuras 16 a 19 se muestran las fotografías tomadas en cada uno de los 4 puntos de vista en los 3 momentos seleccionados: Bajamar, Nivel Medio y Pleamar.



BAJAMAR



NIVEL MEDIO



PLEAMAR

Figura 16. Punto de vista nº 1.



BAJAMAR



NIVEL MEDIO



PLEAMAR

Figura 17. Punto de vista nº 2.



BAJAMAR



NIVEL MEDIO



PLEAMAR

Figura 18. Punto de vista nº 3.



BAJAMAR



NIVEL MEDIO



PLEAMAR

Figura 19. Punto de vista nº 4.

Para el trabajo en detalle de nuestra propuesta nos interesarán también fotografías a pequeña escala, como las que muestran la colonización de piedras y hormigón. La Figura 20 nos permite ver el estado del pantalán de La Magdalena.



Figura 20. Colonización de rocas y hormigón.

Resumimos lo que hemos observado a través de la inspección del lugar:

- ✓ El paisaje cambia mucho con la marea. En bajamar se descubren afloramientos rocosos y restos de estructuras que la pleamar esconde.
- ✓ También la marea es responsable de las diferentes texturas en rocas y estructuras.
- ✓ Es permanente la presencia de personas sobre el viejo pantalán.
- ✓ Abundan los paseantes por la playa y los que recogen los restos que descubre la bajamar, unos trabajando y otros por placer.
- ✓ La accesibilidad longitudinal por la playa queda ahora interrumpida por la pleamar. El nuevo Proyecto corregirá esta situación.

Entramos a continuación en la parte más personal y subjetiva del Método.

5.- Buscar el "Genius loci", el espíritu del lugar

Tendremos presentes todas las notas tomadas sobre el lugar, incluso será preciso ir repetidas veces y en diferentes circunstancias para impregnarse del lugar y sentirlo, interiorizarlo. Se trata de una experiencia subjetiva, pero es "nuestra" experiencia la que queremos plasmar en nuestra propuesta plástica.

Varios elementos marcan de forma determinante este paisaje:

- La presencia viva de los tiempos en que Santander era una importante ciudad balneario, recordados con la fiesta anual de los Baños de Ola.
- La coincidencia del nuevo dique, funcionalmente necesario, con el que se empleaba para tomar los Baños de Mar en la época del Balneario de La Magdalena.
- La arraigada costumbre de la población de acercarse al mar, observarlo desde distintos puntos de vista y vivirlo.
- El cambio de paisaje que ocurre cada día con la importante carrera de marea, a media escala y también en la dimensión de las texturas.

6.- Encontrar el mensaje a transmitir

A partir de la definición del espíritu del lugar, que implica que hemos interiorizado el paisaje en estudio, nos planteamos cuál ha de ser nuestra actitud hacia ese entorno: debemos tomar posición y definir nuestra postura de intervención, encontrar el mensaje a transmitir.

Plantearemos una propuesta que trate de recoger lo más significativo de este paisaje, tanto en lo TEMPORAL como en lo ESPACIAL.

Queremos que el nuevo saliente costero se convierta en un nuevo elemento del ESPACIO PÚBLICO que articule nuestra experiencia del lugar.

La idea básica de funcionamiento de nuestra propuesta se recoge en la Figura 21.



- Una parte sumergida cuya función va a ser resistir el oleaje.
- Otra parte emergida que será la encargada de mostrar los valores plásticos de la propuesta.

Figura 21. Esquema funcional de la propuesta.

De cara a la FUNCIONALIDAD de nuestro pequeño saliente costero, mantendremos las cotas y la situación de los polos de difracción del dique del Proyecto del Ministerio.

Buceando en la simbología, reflexionamos sobre la imaginación del hombre, que ha poblado desde antiguo el mar de monstruos temibles y fascinantes. En los mapas antiguos el mar se representaba como una extensión incierta poblada de seres extraños, cambiantes, híbridos, como muestra la Figura 22 a modo de ejemplo.



Figura 22. Mapas antiguos con el mar poblado de seres fantásticos.

Pensando en esta visión de miedo y fascinación por lo que el mar esconde, recrearemos la figura de un animal marino con el objetivo de provocar sorpresa o novedad. Será como ver los restos de un animal prehistórico fosilizado.

Vamos a mantener la visión unitaria de las playas Magdalena-Peligros creando un punto de atención a través del diseño de nuestro pequeño saliente costero cargado de SIMBOLISMO. El entorno quedará ordenado a su alrededor, atraído por un elemento de gran potencia formal que no divide, sino que une.

Este nuevo elemento en la playa se constituirá como un nuevo mirador, un nuevo ESPACIO PÚBLICO para la ciudad.

Recuperaremos EL PAISAJE DEL TIEMPO: los baños de ola. Recrearemos el temor y la prudencia que sentían los primeros bañistas aferrándose a la maroma (recordemos la Figura 10).

Alimentaremos el MISTERIO que aporta el mar con las mareas. Nuestro animal marino nos descubrirá sus formas y texturas a medida que el mar se aparte de la orilla en su recorrido hacia la bajamar.

7.- Dibujar nuestra propuesta plástica

Daremos forma material a la idea proyectual (el mensaje) recogiendo lo trabajado hasta aquí sobre el lugar y sirviéndonos de los instrumentos de nuestra caja de herramientas de proyectistas.

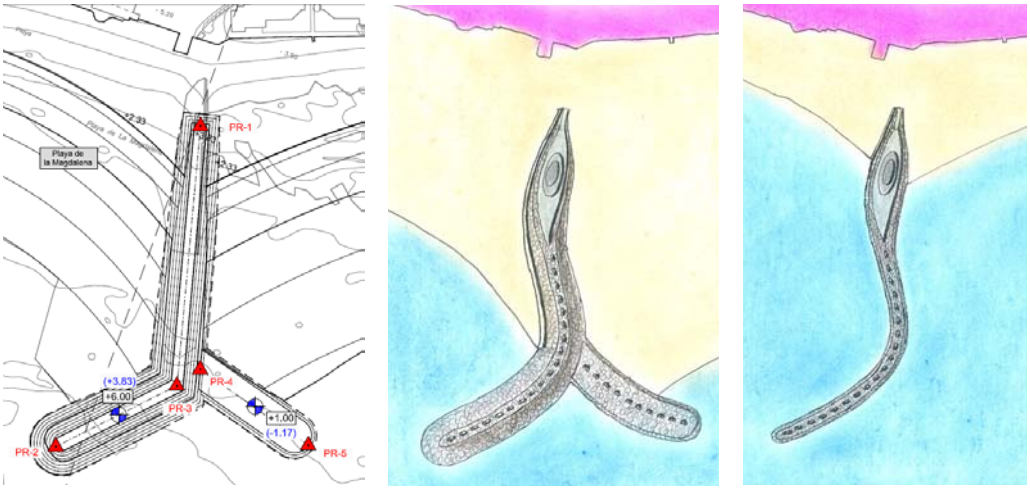
Recordemos las palabras clave que resumen lo trabajado hasta aquí:

- Funcionalidad: los parámetros del Proyecto del Ministerio
- Simbolismo: los miedos ancestrales a lo ignoto
- Espacio público: mirador
- El paisaje del tiempo: los Baños de Ola, la maroma
- El misterio: lo que el mar esconde en su ir y venir mareal

Plasmamos nuestra idea: de repente aparece en la playa de La Magdalena un monstruo marino petrificado que viene a incorporarse al espacio urbano como un elemento más de lo público. Lo muestra la Figura 23.



BAJAMAR PLEAMAR



PROYECTO MINISTERIO BAJAMAR PLEAMAR

Figura 23-1. La propuesta plástica para el pequeño saliente costero de La Magdalena.



Figura 23-2. La propuesta plástica para el pequeño saliente costero de La Magdalena.

Comprobamos el efecto de la marea y lo plasmamos en la Figura 24.

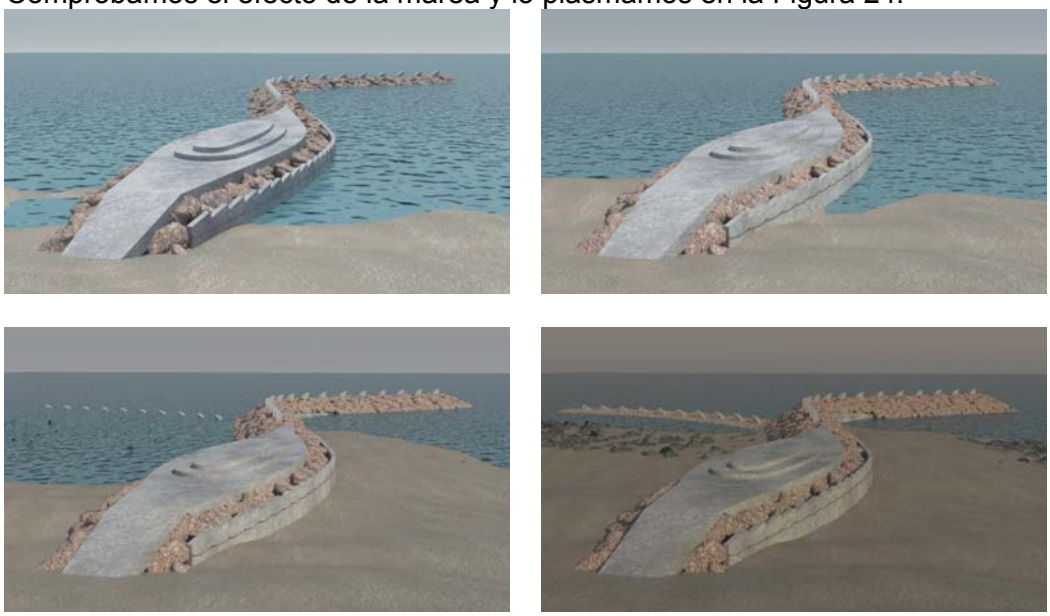


Figura 24. El efecto de la marea sobre nuestra propuesta plática.

Comprobamos la evolución de las texturas. Figura 25.

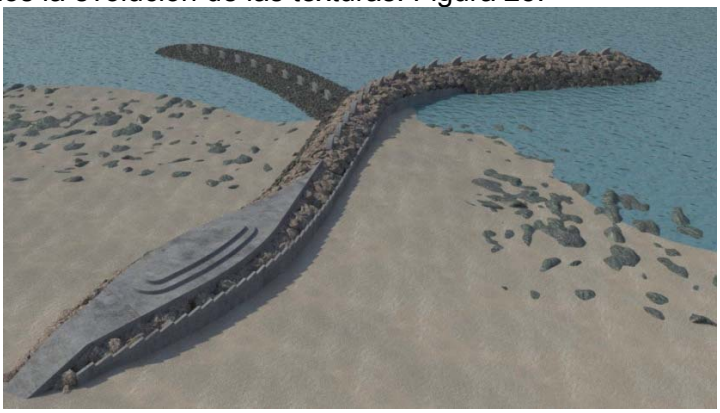


Figura 25. Evolución de las texturas.

8.- Definir los detalles finales

Aquí entramos en los detalles de las secciones, materiales, proceso constructivo,…, que muestran las siguientes Figuras 26, 27 y 28.

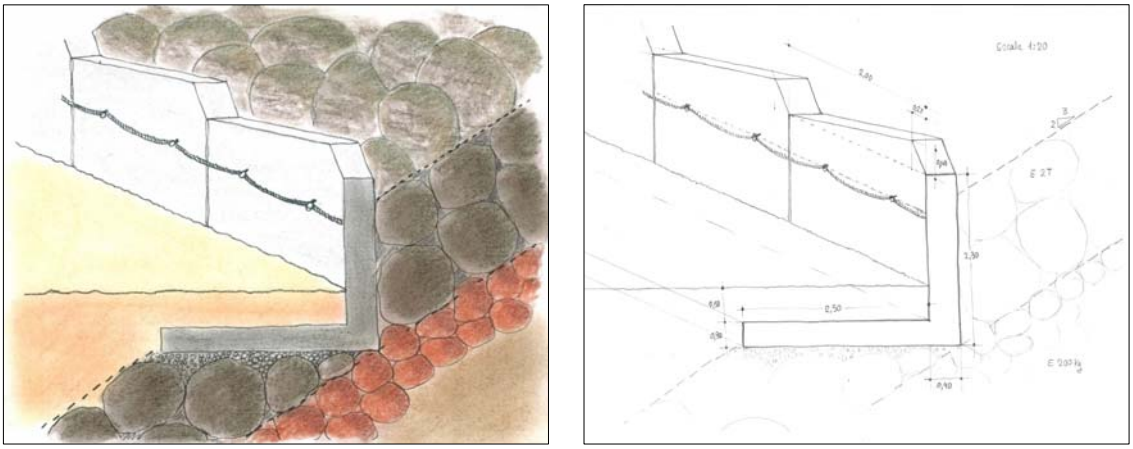


Figura 26. Módulo de apoyo de la maroma.

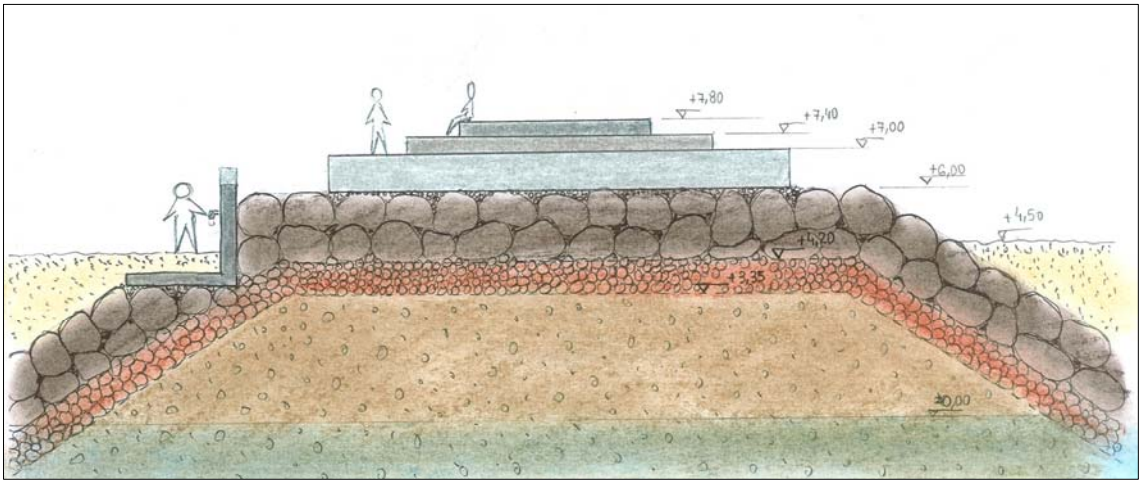


Figura 27. Sección por el "ojo" del animal.

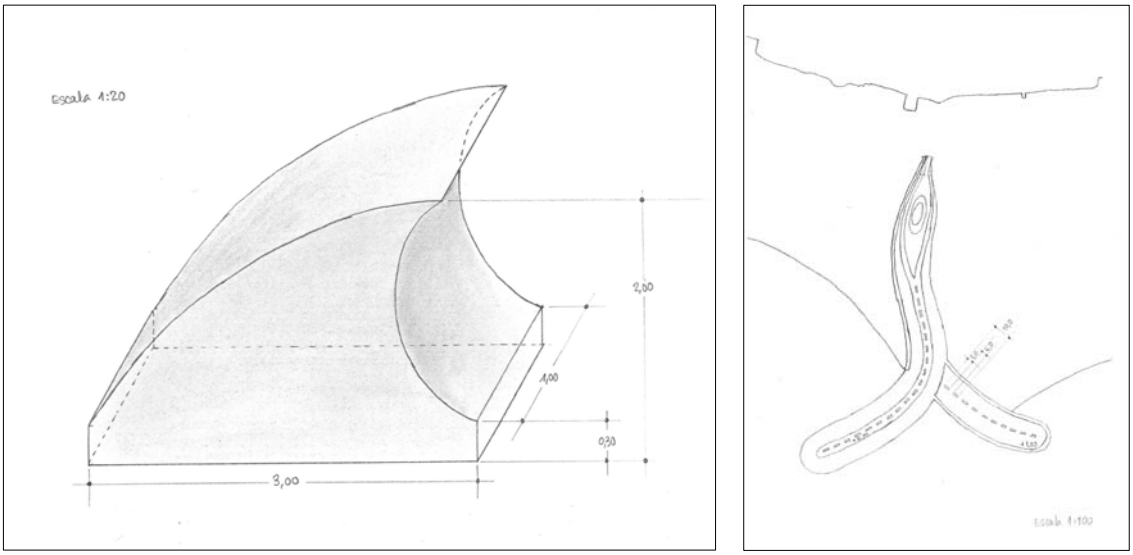


Figura 28. Módulo dorsal.

CONCLUSIONES

- El paisaje se lee a través de capas superpuestas que se interpretan y fusionan en nuestra mente, alcanzando así el conocimiento de la identidad del paisaje.
- Cuanto mejor trabajemos CONJUNTAMENTE todos los aspectos a considerar en el proyecto (aspectos físicos, paisajísticos, estructurales, constructivos y ambientales), más seguros serán nuestros pasos a través del MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE.
- La percepción es personal y subjetiva, pero no es en absoluto estática: nuestra percepción se modifica a medida que educamos nuestra mirada.

REFERENCIAS

Castañeda Fraile, A. Mª (2009). "El paisaje y los pequeños salientes costeros", Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria, 2009.

VARADA DE DOS BARCOS EN LA PLAYA DEL SALER: REFLOTAMIENTO Y OBRAS DE REPARACIÓN

V. Ibarra Damiá[1], O. Suarez Vayá[1], J. C. Serra Peris[2], V. Esteban Chapapría[2]

[1] *Demarcación de Costas en Valencia, Joaquín Ballester 39, 46009, Valencia, vibarra@magrama.es*
[1] *Demarcación de Costas en Valencia, Joaquín Ballester 39, 46009, Valencia, osuarez@magrama.es*
[2] *Universidad Politécnica Valencia, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, jserra@tra.upv.es*
[2] *Universidad Politécnica Valencia, Camino de Vera, s/n, 46022, Valencia, vesteban@tra.upv.es*

INTRODUCCIÓN

Acostumbrados como estamos a que la ingeniería empieza siempre con un proyecto, nos quedamos sorprendidos cuando ocurren cosas que nos obligan a hacer obras sin ese preciado documento y que no están descritas en uno del que tuviéramos conocimiento previo. Podemos pensar que nuestra experiencia y la de los que nos acompañan será suficiente para afrontar esa situación, y a ello nos ponemos, pero hemos de estar abiertos a que la realidad nos desborde y a que, si no en el núcleo de nuestra actuación, sí en todo lo que la rodea, nos encontremos frente a circunstancias nuevas que habremos de salvar apelando a un primario sentido común, aceptando de antemano que cometeremos y seremos testigos de errores en los que apareceremos simultáneamente como autores y como víctimas.

OBJETO

La varada de un barco de 110 m de eslora y 10.000 TRB en una playa, es un hecho muy poco frecuente, la de dos, podemos calificarla de insólito. Su rescate es una ineludible necesidad, y la reparación total de los daños un objetivo al que asintóticamente nos hemos de acercar. La descripción de este suceso y las actuaciones que lo siguieron es el objeto de la Ponencia que proponemos.



Figura 1. Buques Celia y BSL Sunrise en la playa de la Garrofera

HECHOS Y ACTUACIONES

Llamaremos hechos a aquello que ha ocurrido al margen de nuestra voluntad, y actuaciones a las medidas adoptadas para restituir la playa a su estado inicial

Los hechos se resumen en la presentación de un temporal, la deriva de unos barcos que estaban fondeados a la espera de entrar al puerto de Valencia, su varada en la playa del Saler, la alteración del transporte sedimentario, la formación de hemitómbolos, el vaciado de un cráter en el fondo marino, la regresión de la costa, la destrucción de las dunas,

Actuaciones han sido los intentos de rescate con remolcadores, los dragados parciales, la apertura de canales, los reflotamientos finales, la reposición de fondos marinos, el aporte externo de arenas, la reconstrucción de las dunas, su fijación y su revegetación.



Figura 2. Erosión producida por las hélices

La circunstancia de haber sido dos los barcos varados, coincidentes en lugar y tiempo, con efectos diferentes sobre la playa, nos va a permitir extraer conclusiones de lo acertado de las medidas y actuaciones de cada uno de ellos.

REPARACIONES Y ACTORES

Tras el rescate de los barcos, hubo que hacer frente a la reparación de la costa. La restitución de los fondos, la recuperación de la línea de playa, la reconstrucción de las dunas, y la revegetación de esta zona del Parque Natural del Saler son las operaciones que acometieron los armadores, siendo sus actores el complejo sistema de compañías de seguros, clubs de protección y demás agentes del mundo marítimo en manos muy mayoritariamente no españolas, quienes hubieron de buscar el asesoramiento ingenieril que permitiera convencer a las autoridades, ahora sí españolas, de su solvencia, y obtener la pertinente autorización para salir de puerto.

CONCLUSIÓN

Obras en principio sencillas ya empiezan como complicadas por la ausencia de proyecto, calificación que se mantiene por la diversidad de administraciones a las que afecta, y por lo inhabitual de los agentes responsables de su ejecución y pago, que además son dos personas distintas que deben coordinar su acción. Ambas vertientes serán expuestas en la ponencia para dar a conocer la ingeniería y la intrahistoria de este accidente cuya repercusión en los medio de comunicación también condicionó las actuaciones finales.

"CAMINO DE RONDA ENTRE RODA DE BARA Y EL VENDRELL" (TARRAGONA)

UN MODELO ALTERNATIVO AL TURISMO SOL Y PLAYA

A. CAPRINI[1] , J. GALOFRÉ[2]

1. *Sociedad ASPESIA S.L. c/ Trafalgar, 50, 3º 2ª, 08010 Barcelona. info@aspesia.com*

2. *Servicio de Costas en Tarragona. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Marino y Rural, Pl. Imperial Tarraco 4-4, 43005 Tarragona. jgalofre@magrama.es*

SITUACIÓN

La zona de actuación corresponde a la Costa Daurada, en los términos municipales de Roda de Barà y El Vendrell, en la Provincia de Tarragona. Es una localidad turística muy desarrollada, Barcelona se sitúa a unos 70km y Tarragona a unos 25km. Se trata de una tipología de costa poco abrupta y con importantes aportes sedimentarios que favorecen la formación de playas continuas, con algunos tramos donde se puede apreciar la vegetación original. La costa ha sufrido numerosas actuaciones tanto de construcción de estructuras como de regeneraciones de arena, que han originado cambios en su dinámica y en su morfología. A principio de los '60 este tramo de costa se ha convertido en un espacio de destinación turística, del modelo sol y playa, sufriendo un proceso de urbanización basado en la dispersión y en una intensa presión turística. A raíz de la construcción del nuevo puerto de Roda de Barà, el embarcadero del Roc de Sant Caietà necesita una reconversión de su uso.

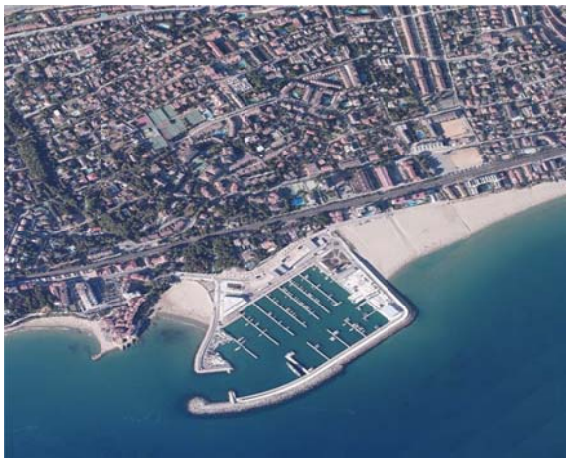


Figura 1. El puerto de Roda de Barà



Figura 2. La costa Daurada

PROBLEMÁTICAS

Como consecuencia de la fuerte presión de las urbanizaciones el entorno necesita recuperar y proteger los valores paisajísticos y el equilibrio ecológico de la franja litoral. Es preciso garantizar el uso público de la ribera del mar y del resto del dominio público marítimo terrestre, incorporando en el sistema costero todas las zonas verdes públicas, estratégicas para su uso social. El sistema de accesos y de transito necesita una reorganización, que tenga en cuenta también los tramos finales de las rieras que desembocan en la playa. A raíz de la construcción del nuevo puerto, el viejo embarcadero necesita una reconversión de su uso. La zona del DMPT esta ocupada en algún tramo por edificaciones privadas..

OBJETIVOS PRINCIPALES DEL PROYECTO

La solución adoptada tiene el fin principal de acondicionar el camino existente desarrollando los aspectos de recuperación medio-ambiental y valorizando los relevantes recursos culturales y paisajísticos de la zona
dentro del marco previsto en el art. 1 DE LA LEY DE COSTA a través de:

- Proteger los tramos de maquia mediterránea todavía presentes en el recorrido.
- Respectar las rieras existentes, la senda cruza una rieras normalmente secas, que en ocasiones de temporales fuerte representan un importante vía de desagüe natural.
- Fomentar una movilidad más sostenible, incorporando una ruta ciclista y peatonal (apta también para silla de ruedas) que mejore la experiencia de recorrer este paisaje.
- Propiciar nuevos espacios públicos que ayuden a revalorizar el entorno y alberguen nuevos elementos singulares, como la reconversión del Embarcadero de Sant Caietà.
- Revalorizar el ámbito con más zonas verdes, Poner en valor la senda marítima existente para que turistas y residentes puedan pasear junto al mar y conocer el valor medio ambiental de este paisaje costero, en su faceta natural e histórica.
- Instalar paneles informativos en materia de MEDIO-AMBIENTE y elementos que puedan ayudar en la sensibilización MEDIO-AMBIENTAL del usuario de la costa.

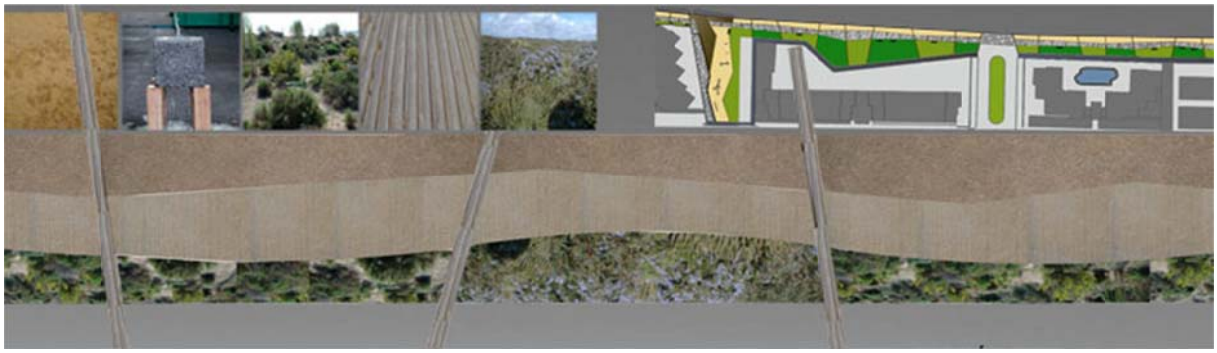


Figura 3. Sección tipo de 6 metros de ancho

El embarcadero de Roda de Barà se transforma un espacio de ocio y en la Roc de Sant Caietà se realiza un puente inspirado en la carena de un barco.

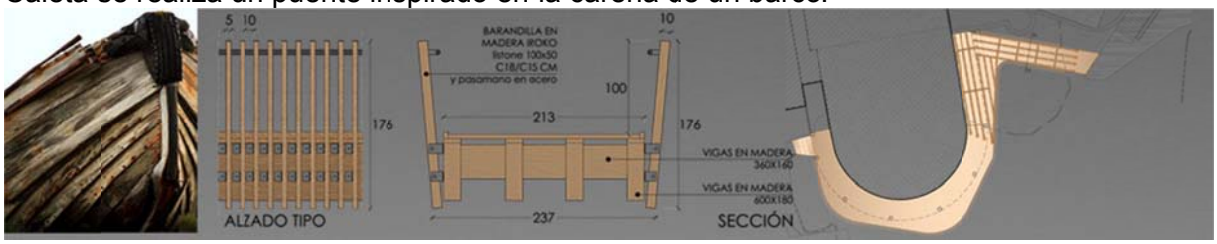


Figura 4 puente de madera



Figura 5 Reconversión del Embarcadero del Roc de Sant Gaietà en Roda de Barà

LA PROBLEMÁTICA DE LA INUNDABILIDAD EN EL DELTA DEL EBRO: EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO

J. Galofre[1], D.Ortiz[2], J.A. Jiménez[3], R. Medina[4] y D.Alvarado[3]

[1] Servicio de Costas en Tarragona. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Plaza Imperial Tarraco 4-4, 43005 Tarragona. jgalofre@magrama.es
[2] Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 Madrid. DOrtiz@magrama.es
[3] Laboratori d'Enginyeria Marítima, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, c/Jordi Girona 1-3, Campus Nord ed D1, 08034 Barcelona. jose.jimenez@upc.edu.
[4] Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH-Cantabria). Universidad de Cantabria. Avda. de los Castros s/n. 39005 Santander. medinar@unican.es.

Las amenazas sobre la costa son múltiple pero desde un punto de vista de dinámica litoral se pueden resumir en dos: erosión e inundación. La primera ha sido históricamente la que más ha preocupado como problemática costera. Numerosos estudios se han realizado a lo largo de la costa teniendo en cuenta este fenómeno. En muchos casos y hasta la fecha era el "único" problema y amenaza. Si bien en muchos casos esto puede ser cierto en costas bajas, en especial los deltas, la amenaza y el problema de la inundación puede ser más grave que la erosión. En la actualidad está vigente la Directiva 2007/60/EC del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2002, relativa a la Evaluación y Gestión de los Riesgos de Inundación y establece la Evaluación Preliminar del Riesgo de Inundación (EPRI). Esta Directiva ha sido transpuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto 903/2012, de 9 de julio, de de Evaluación y Gestión de Riesgos de Inundación. La EPRI deberá de realizarse incluyendo "cuando existan, las zonas costeras". En la actualidad la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar ha licitado los contratos de servicios para dar cumplimiento a estos requerimientos. El objeto de esta ponencia es analizar la problemática de la inundación en una costa muy baja como es la de delta del Ebro, todo ello teniendo en cuenta los efectos del cambio climático, que agravan enormemente la misma.

El Delta del Ebro está localizado en la costa mediterránea española a unos 200 km. al sur de Barcelona. La superficie del delta emergido es de unos 325 km^2 con un 50% de su superficie emergida por debajo de la cota +0.5 sobre el nivel medio del mar. La plana deltaica está protegida por una costa arenosa con una longitud de costa de unos 50 km. (figura 1), la cual actúa a modo de dique dinámico que impide su inundación. La acción antrópica en la cuenca del Ebro, donde aproximadamente el 96% de la cuenca está regulada por embalses, ha provocado la disminución de la descarga sólida del río, especialmente en su fracción más gruesa. Como consecuencia de ello el delta se ha vuelto más vulnerable a la dinámica marina y está sometido a intensos fenómenos de remodelación de la línea costera, especialmente desde los años 60. La combinación de una morfolgía de playa muy baja con comportamientos erosivos a largo plazo de grandes tramos de costa determina que el delta sea altamente sensible a la inundación de origen marino. Para analizar todos estos fenómenos conjuntamente se realizó el "Estudio y análisis de alternativas de actuación y gestión del frente costero, desembocadura y cauce inferior del delta del Ebro" (Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria, UC – Laboratorio de Ingeniería Marítima, UPC).

Las inundaciones marinas en el delta del Ebro están originadas por dos agentes: la subida relativa del nivel medio del mar (RSLR) y el impacto de las tormentas. El primero es un proceso a largo plazo el cual la diferencia entre el nivel del mar con la subida y la elevación deltaica conducen a una inundación permanente de las áreas bajas. El segundo es una consecuencia de un proceso transitorio como resultado de la erosión y rebase del sistema duna-playa. Los efectos del cambio climático influyen muy significativamente en ambos fenómenos.

El aparente incremento de la frecuencia en la inundación por tormentas en el delta del Ebro durante la última década junto con el incremento previsto del nivel del mar ha incrementado la conciencia sobre el futuro del delta. El fenómeno del cambio climático tiene una gran influencia en el comportamiento de la zona costera en el delta del Ebro. Se han propuesto diferentes alternativas para analizar el fenómeno de inundación en esta zona, ver figura 2.

El objetivo de esta ponencia es presentar la estrategia para gestionar esta área deltaica durante las próximas décadas teniendo en cuenta los procesos y respuestas en la actualidad y bajo diferentes escenarios de subida del nivel del mar, incluyendo los efectos del cambio climático.

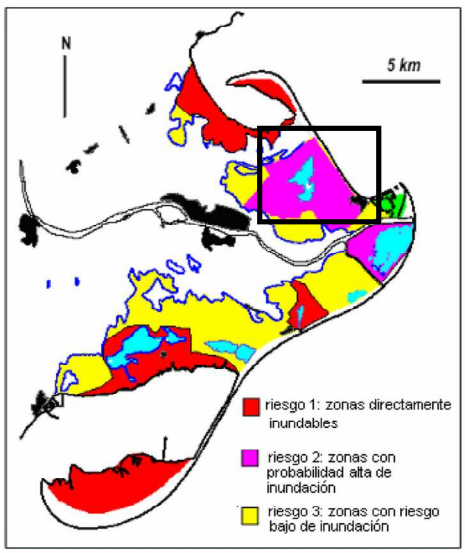


Figura1. Mapa de riesgo de inundación en el delta del Ebro



Figura2.Áreas de riesgo de inundación por temporales, diferentes períodos de retorno, en el hemidelta N

CARACTERIZACIÓN POR RIESGO POR TSUNAMI EN LAS COSTAS MEXICANAS

I. A. García Martínez, E. G. Mendoza Baldwin, R. Silva Casarín

Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito Escolar s/n, Edificio 5, Ciudad Universitaria, C.P. 04510, Coyoacán, México D.F., México. Tel: +52(55)56233600 ext. 8633.

IGarciaM@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx

La actividad portuaria y la explotación de los recursos costeros de México debe ir en ascenso, por lo que es importante diseñar, modernizar y, en su caso, ampliar la infraestructura existente. Dentro de las condicionantes que, en México, tienen las actividades que se desarrollan cerca de los litorales, se tiene la ocurrencia de tsunamis. El conocimiento de las condiciones dinámicas de este tipo de ondas es, entonces, de gran importancia para la planeación de las actividades recreativas, turísticas e industriales, para el diseño de planes de respuesta ante un evento de gran magnitud e incluso para la construcción de los ordenamientos territoriales. Adicionalmente, el conocimiento de las características de los posibles tsunamis al acercarse a la costa nacional proporciona información necesaria para llevar a cabo acciones que coadyuven a disminuir el impacto social y económico que pudiera ocasionar un desastre generado por la incidencia de un tsunami.

Los tsunamis son fenómenos poco frecuentes pero con el potencial de causar un gran daño tanto a los elementos naturales como artificiales que se encuentran en las inmediaciones de las costas. Las costas del pacífico mexicano quedan ubicadas en frente de una zona de subducción denominada Trinchera Mesoamericana, donde la placa de Cocos es subducida en la placa Norteamericana. Dada la actividad sísmica en la Trinchera Mesoamericana es probable la generación de tsunamis y, en vista de la escasa información disponible, es necesario recurrir al uso de modelos numéricos que permitan vislumbrar la magnitud probable del fenómeno frente a la costa y con ello evaluar el impacto que estos fenómenos pudieran ocasionar.

Con el fin de evaluar la magnitud de las potenciales zonas de inundación ocasionadas por tsunamis, el modelo Geoclaw se ha implementado, con lo cual se calcularon las elevaciones máximas de la superficie del agua, en distintos puntos de interés, provocadas por la propagación de una onda de tsunami generada por un movimiento tectónico.

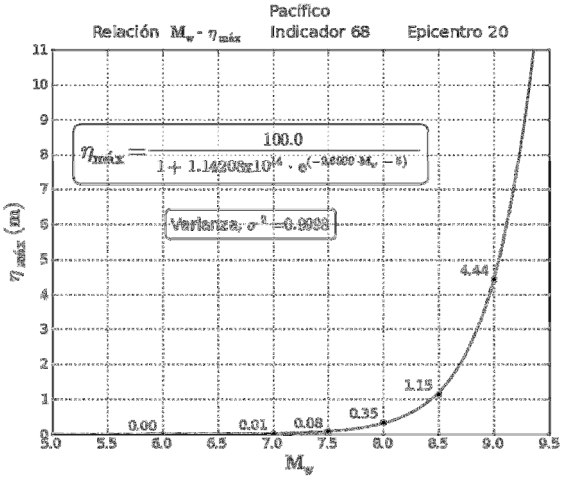


Figura 1. Ejemplo de gráfica relación Magnitud-Cota de inundación para un indicador ubicado en la Trinchera Mesoamericana.

Se han presentado modelos para el estudio de la generación y propagación de tsunamis producidos por un sismo; pero sólo se han evaluado, hasta el momento en las costas mexicanas, efectos de los sismos de 1985 y 1995 que generaron tsunamis; su estudio se limita a una zona muy reducida. El presente estudio propone epicentros sintéticos con magnitudes diferentes a lo largo de toda la costa, tanto en el Pacífico como en el Golfo de México. Las elevaciones máximas para cada punto de medición y cada epicentro se han ajustado para obtener expresiones que permitan predecir la cota de inundación como función de la magnitud de sismo (Figura 1). Los resultados permiten localizar las zonas más vulnerables en las costas mexicanas ante el arribo de posibles tsunamis.

MORFOLOGÍA DE LA LÍNEA DE COSTA INDUCIDA POR ONDULACIONES DE MEDIA ESCALA EN LA PLATAFORMA: CARCHUNA (GRANADA)

A. López-Ruiz[1], M. Ortega-Sánchez[1], F. J. Lobo[2], A. Baquerizo, M. A. Losada[1]

[1]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. alopezruiz@ugr.es, miguelos@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es
[2]Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra. CSIC-Universidad de Granada. Avda. de las Palmeras, 4. 18100 Armilla, Granada. pacolobo@iact.csic-ugr.es

INTRODUCCIÓN

La playa de Carchuna (Granada) es una playa reflejante de 4 km de longitud con una serie de bahías separadas por pequeñas puntas de dimensiones variables (Ortega-Sánchez et al., 2003). La batimetría de la zona se caracteriza por la presencia de una cañón submarino (Cañón de Jolúcar) y de una serie de ondulaciones en el fondo a una profundidad de unos 15-20 m (Figura 1). Aunque la propagación del oleaje sobre estas morfologías ya ha sido propuesta como el principal mecanismo responsable de la forma en planta de la línea de costa, no se ha realizado hasta el momento un estudio de propagación de oleaje con una batimetría de detalle que permita cuantificar las variaciones de energía del oleaje a lo largo de la costa y su correlación con la morfología de la línea de costa.

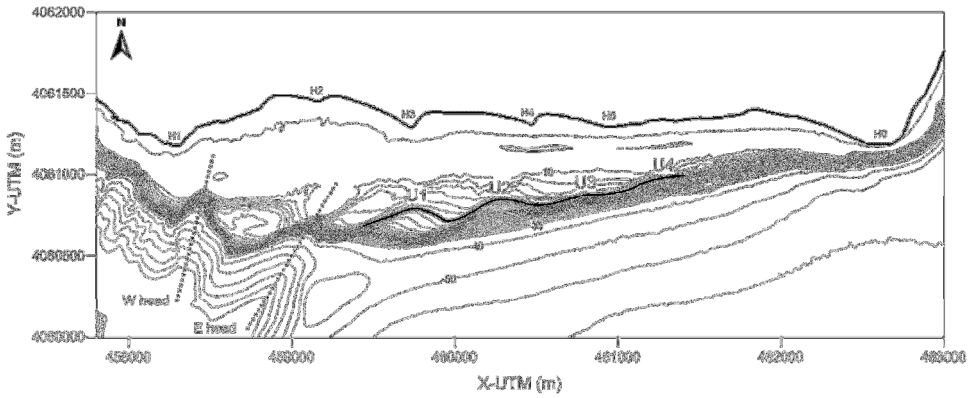


Figura 1. Zona de estudio y localización de los principales elementos de la batimetría: cabeceras del Cañón de Jolúcar (heads) y ondulaciones submarinas (U1-U4).

En este trabajo se realiza un estudio de los efectos que tanto el cañón sumergido como las ondulaciones sumergidas tienen en la propagación del oleaje, utilizando para ello una batimetría de alta resolución. Además, los resultados obtenidos son introducidos en el modelo de una línea presentado por López-Ruiz et al. (2012) para analizar la evolución de la línea de costa y la posible formación del sistema de bahías y puntas que se observa en la zona.

METODOLOGÍA

La presencia de morfologías como cañones sumergidos u ondulaciones en el fondo del lecho, pueden modificar los patrones de propagación del oleaje hacia la costa provocando variaciones longitudinales del flujo de energía. El estudio de estas variaciones se ha realizado utilizando el modelo SWAN. Para ello se ha utilizado una batimetría de alta resolución obtenida en marzo de 2010 y datos de campañas para su validación.

Los resultados obtenidos tras las propagaciones han sido posteriormente utilizados como forzamiento del modelo de una línea propuesto por López-Ruiz et al. (2012) para obtener la evolución de la línea de costa. Este modelo utiliza una aproximación de la Ley de Snel para el cálculo de la refracción del oleaje en la zona de rotura en costas donde la curvatura es importante. También contempla la variación longitudinal del contenido energético del oleaje al considerar una anchura de la zona de rompientes variable, contemplando así los

principales procesos de transformación que sufre el oleaje en una zona como la de la Playa de Carchuna.

APLICACIÓN A LA PLAYA DE CARCHUNA

Los resultados de las propagaciones muestran que los oleajes procedentes del oeste generan mayores gradientes de energía a lo largo de la costa, por lo que provocarán mayores cambios en la morfología de la playa. Además las zonas de concentración de energía coinciden aproximadamente con la situación de las bahías.

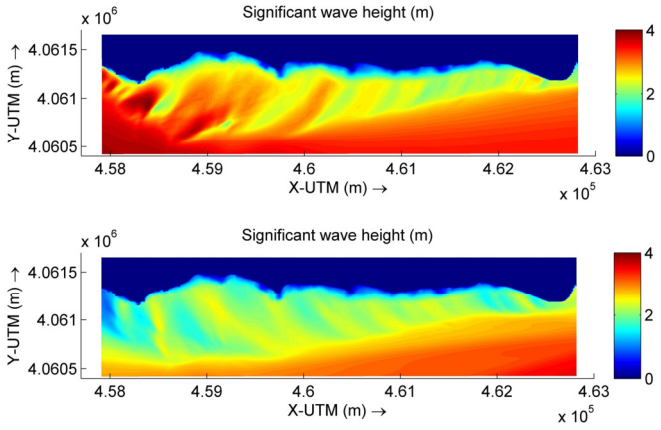


Figura 2. Patrones de altura de ola para oleajes del oeste (parte superior) y del este (parte inferior) para condiciones de tormenta.

El patrón de zonas de concentración de energía provocado por la presencia de las ondulaciones sumergidas ha sido utilizado para forzar el modelo de una línea propuesto por López-Ruiz et al. (2012). Los resultados muestran que para estados de mar característicos de tormentas del oeste la línea de costa obtenida es muy similar a la observada para la playa de Carchuna (Figura 3), reproduciéndose tanto la ubicación de las bahías, como su forma y su variación longitudinal.

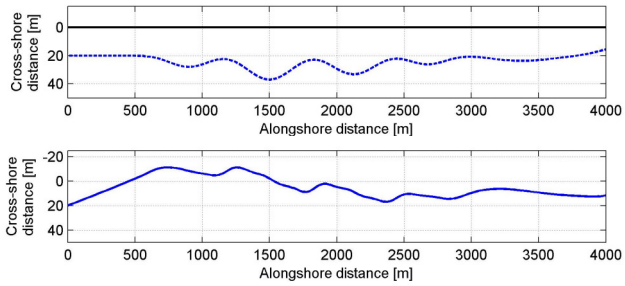


Figura 3. Parte superior: línea de costa de partida (continua) y anchura de la zona de rompientes asociada (discontinua). Parte inferior: Línea de costa obtenida tras la simulación.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos CTM2012-32439/MAR y P09-TEP-4630. El primer autor ha sido financiado a través del programa FPU del Ministerio de Educación (AP2009-2984).

REFERENCIAS

López-Ruiz, A.; Ortega-Sánchez, M.; Baquerizo, A.; Losada, M. A. (2012). Short and medium-term evolution of shoreline undulations on curvilinear coasts. *Geomorphology* 159-160, 189-200.

Ortega-Sánchez, M.; Losada, M. A.; Baquerizo, A. (2003). On the development of large-scale cuspate features on a semi-reflective beach: Carchuna beach, Southern Spain. *Marine Geology* 198, 209-223.

OPTIMIZACIÓN DEL ANÁLISIS DEL TAMAÑO DE GRANO DE ARENAS COSTERAS

J. Román-Sierra[1], M. Navarro-Pons[1], G. Gómez-Pina[2], J.J. Muñoz-Perez[1].

[1] *Dpto. Física Aplicada, Centro Andaluz Superior de Estudios Marinos (Universidad de Cádiz). Pol. Río San Pedro, s/n. 11510 Pto. Real (Cádiz).* jorge.roman@uca.es
[2] *Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico, D.G. de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (MAGRAMA). Avda. Marianista Cubillo, 7. 11008 Cádiz.*

INTRODUCCIÓN

El análisis métrico del sedimento es conocido comúnmente como análisis granulométrico. El tamaño de grano es una propiedad fundamental del sedimento, siendo muy usada para describir diferentes facies sedimentarias y clasificar ambientes sedimentarios (Shepard, 1954) puesto que juega un papel principal en el transporte y deposición de material granular. En este contexto, el tamaño de grano proporciona aspectos importantes de la procedencia del sedimento, de su transporte histórico y de las condiciones de sedimentación (Folk y Ward, 1957; Friedman, 1979; Bui et al., 1990; USACE, 2002; Gómez-Pina et al., 2006). Actualmente, las técnicas empleadas en la determinación del tamaño de grano incluyen la medida directa, el tamizado por vía seca y/o húmeda, la sedimentación, y la medición mediante laser, rayos-X, y el Coulter counter (Blott y Pye, 2001).

Existen varias revisiones de las técnicas convencionales usadas en el análisis de tamaños de partículas geológicamente modernas (Syvitski et. al, 1991; Barbanti y Bothner, 1993; Beuselinck et. al, 1998), consistiendo principalmente en una división de la muestra de sedimento en un número definido de fracciones de tamaño, consiguiendo una distribución del tamaño de grano a partir del porcentaje del peso o volumen de cada fracción de sedimento (Blott y Pye, 2001). Las granulometrías matemáticas fueron propuestas originariamente por Matheron (1975) para caracterizar procesos de cribado en diferentes tamices, obteniendo una clasificación comprensible del material dependiendo del grano y la textura, ofreciendo así un análisis estadístico del tamaño de grano (Chen y Dougherty, 1994).

Los sedimentos son normalmente clasificados en función de su proporción de contenido en arenas, fangos y limos (Shepard, 1954). Con el objetivo de comparar distintas arenas, las distribuciones del tamaño de grano se describen frecuentemente por su desviación respecto a una distribución ideal pre-establecida (distribución normal o Gaussiana). La escala geométrica se utiliza normalmente para tratar de otorgar la misma importancia a las pequeñas diferencias existentes entre las partículas finas, que a las grandes diferencias entre partículas gruesas. No obstante, la mayoría de ingenieros de costas y sedimentólogos han adoptado la escala logarítmica graduada de Wentworth (1922), donde los límites entre las sucesivas clases de sedimentos difieren por un factor de dos. Para facilitar una representación gráfica y manipulación estadística de los datos de las diferentes frecuencias del tamaño de grano, Krumbein (1934) propuso posteriormente que los límites de la escala de grado deberían ser transformados logarítmicamente en unidades phi (φ), usando las expresiones (1) y (2):

$$D\,(\varphi) = -\log_2 d\,(mm) \qquad (1)$$

e inversamente:

$$d\,(mm) = 2^{-D(\varphi)} \qquad (2)$$

donde:

D es el diámetro de grano en unidades phi.

d es el tamaño de grano en unidades milimétricas.

Otros autores han sido partidarios de comparaciones con distribuciones alternativas, consiguiendo que la frecuencia de escalas y los diferentes tamaños de grano sean logarítmicamente transformadas (Bagnold y Barndorff-Nielsen, 1980). Sin embargo, esto no ha convencido a la mayoría de los autores en cuanto a que estas distribuciones

logarítmicas-hiperbólicas ofrezcan una mayor comprensión respecto a los procesos que envuelven el proceso de sedimentación, por lo que la mayoría de los autores aún utilizan la distribución logarítmica-normal.

Los parámetros estadísticos que describen una distribución de tamaños de grano suelen ser: el tamaño medio de grano (D_{50}); la desviación típica (sorting), la simetría (skewness) y el apuntamiento o achatamiento (kurtosis). Debido al gran número de muestras que normalmente se deben analizar, el cálculo de estos parámetros puede ser un proceso laborioso dependiendo de la metodología utilizada. No obstante, estos parámetros pueden ser fácilmente calculados utilizando los métodos matemáticos de diferentes momentos estadísticos (Krumbein y Pettijohn, 1938; Folk, 1974; Friedman y Johnson, 1982; Blott y Pye, 2001 y USACE, 2002) o a través de los métodos gráficos (Folk y Ward, 1957). Además, estos parámetros se utilizan como efectivos descriptores de la textura y la forma del grano (Batman y Dougherty, 1997). En este sentido, se han propuesto muchas fórmulas para el cálculo de estos parámetros estadísticos (Krumbein, 1934), aunque las más utilizadas son las propuestas por Folk (1974) y USACE (2002). Estos métodos describen ampliamente los diferentes aspectos del tamaño de grano y están influenciados en menor o mayor medida por variaciones en la forma de grano, su densidad y propiedades ópticas. Debido a ello, los resultados obtenidos utilizando diferentes metodologías no pueden ser comparados directamente entre sí (Pye, 1994), siendo entonces fundamental definir una metodología de análisis estándar.

Diversos estudios previos han comparado los resultados estadísticos derivados de las diferentes metodologías gráficas o matemáticas empleadas, incluso variando el tiempo de tamizado (Syvitski et al., 1991), pero hasta la fecha, no se ha propuesto un tiempo común de tamizado que consiga un análisis granulométrico eficiente, asumiendo un mínimo error conocido. La hipótesis principal es que cuanto mayor sea el tiempo de tamizado, mayor será la probabilidad de que los granos de arena vayan pasando a lo largo de los diferentes tamices hasta alcanzar la luz de malla mínima que los contenga. En este sentido, algunos autores han propuesto diferentes tiempos mínimos de tamizado de 20 minutos (Syvitski, 1991) o 15 minutos (USACE, 2002), pero no han evaluado la confianza de dichos análisis. Además, aún no se ha estudiado en profundidad la eficiencia del análisis granulométrico en diferentes ambientes deposicionales y en tiempos inferiores a 15 minutos.

El presente estudio se ha realizado con el propósito de optimizar el tiempo de tamizado para análisis granulométricos de arenas de playas y dunas costeras estableciendo un tiempo mínimo de tamizado con el fin de obtener resultados precisos, asumiendo errores despreciables asociados al muestreo en campo y a la propia metodología del análisis.

METODOLOGÍA

Para llevar a cabo el estudio, se recogieron diez muestras de diferentes ambientes sedimentarios en el litoral de la provincia de Cádiz (Fig. 1): En la playa urbana Victoria (en la ciudad de Cádiz), que corresponde a un ambiente mesomareal (Muñoz-Pérez, 1996), así como en la playa de Valdevaqueros (T.M. Tarifa), sujeta a un ambiente micromareal, donde albega un sistema dunar con una de las capacidades de transporte eólico más altas de Europa (Navarro et al., 2011).

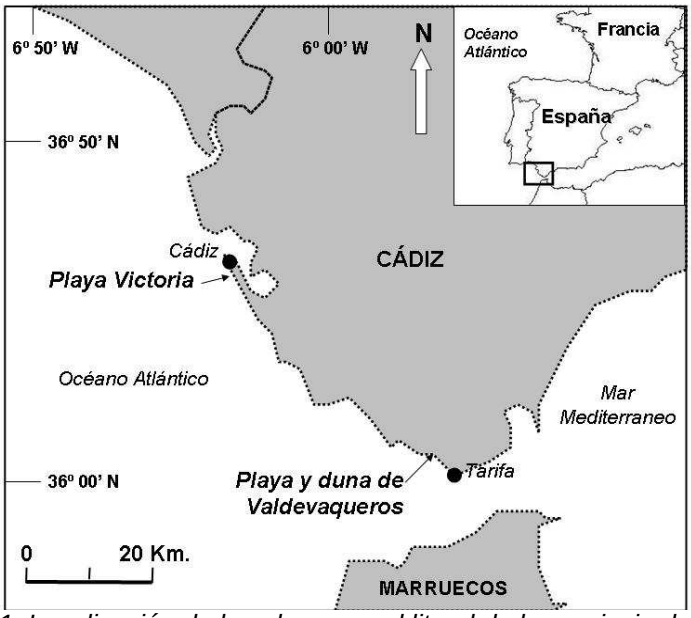


Figura 1. Localización de las playas en el litoral de la provincia de Cádiz.

La metodología seguida para el muestreo en campo y el procedimiento de laboratorio para los análisis de arenas, fue el establecido según las recomendaciones propuestas por los principios, métodos y aplicaciones de análisis de partículas de sedimento (Syvitski, 1991); USACE (2002) y Román-Sierra et al. (2013). En primer lugar, se procedió a un calibrado y precisión de la metodología de muestreo (se tomaron varias muestras en el mismo punto) y de análisis en laboratorio (se analizó la misma muestra varias veces). Asimismo, se calcularon los errores relativos cometidos para cada parámetro en todas las muestras, en función del tiempo de tamizado empleado. Para los análisis de la arena se ha escogido un total de nueve tamices (entre los tamaños 2 mm y 0,074 mm) para los diferentes tamaños de sedimento (USACE, 2002). Ver Tabla 1.

Tabla 1. Tamices escogidos y diferentes clasificaciones de tamaños de las partículas.

Wentworth (1922)	**Clasificación de la ASTM**	**Tamaño (mm)**	**Tamaño (phi)**	**U.S. Std. Sieve**
Grava	Arena gruesa	> 2	< -1,00	< 10
Arenas muy gruesas	Arenas medias	2 – 1	0,00	10 – 40
Arenas gruesas		1 -- 0,71	0,50	
		0,71 -- 0,5	1,00	
Arenas medias	Arena fina	0,5 -- 0,355	1,50	40 -- 200
		0,355 -- 0,25	2,00	
Arenas finas		0,25 -- 0,125	3,00	
Arenas muy finas		0,125 -- 0,074	3,74	
Limo grueso	Finos	< 0,074	> 3,74	> 200

A lo largo de esta investigación se ha adaptado una hoja de cálculo mediante la aplicación Microsoft Excel© para los cálculos matemáticos y representación gráfica de los datos granulométricos (Fig. 2). Tras la introducción de los datos del tamizado y pesado, el programa desarrollado por los autores proporciona variables como: el peso de cada tamiz, el porcentaje retenido, el porcentaje que pasa, el peso inicial y final, la fiabilidad del análisis, una curva granulométrica, histograma con línea de tendencia para cada una de las fracciones del sedimento, así como un completo apartado con los principales parámetros que definen la distribución granulométrica (mediana, media, moda, desviación típica,

simetría, apuntamiento), así como los percentiles D_{95}, D_{84}, D_{75}, D_{50}, D_{25}, D_{16}, D_5, tanto en unidades milimétricas como en unidades phi.

TÍTULO: Perfil Valdevaqueros

Coordenadas UTM ED50 X: Y:

MUESTRA:	PLAYA ALTA 10 min.		Julio 2008	
Peso inicial muestra	161,73	gr.	Peso (gr)	% Peso
>2 mm	1,9	gr.	1,9	1,17
2--1	1,7	gr.	1,7	1,05
1--0,71	1,39	gr.	1,39	0,86
0,71--0,5	4,61	gr.	4,61	2,85
0,5--0,355	19,38	gr.	19,38	11,98
0,355--0,250	60,91	gr.	60,91	37,66
0,250--0,125	66,29	gr.	66,29	40,99
0,125--0,075	4,7	gr.	4,7	2,91
<0,075 mm	0,54	gr.	0,54	0,33
			161,42	99,81
Peso final muestra	161,42	gr.		
% FIABILIDAD	99,81			

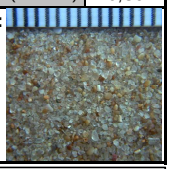
Tamaño (mm)	(%) Retenido	(%) Retenido Acumulado	(%) Que Pasa
2	1,17	1,17	98,83
1	1,05	2,23	97,77
0,71	0,86	3,09	96,91
0,5	2,85	5,94	94,06
0,35	11,98	17,92	82,08
0,25	37,66	55,58	44,42
0,125	40,99	96,57	3,43
0,075	2,91	99,47	0,53
0	0,33	99,81	0,19

Observaciones: Muestra de arena del perfil de la playa Victoria en su parte seca, tamizada durante 10 minutos. Arenas medias y finas moderadamente bien clasificadas, de distribución casi simétrica y platicúrtica.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Variable	Valor	Variable	Valor
D_{50} (mm)	**0,27**	Φ_{50}	1,90
D_{84} (mm)	0,39	Φ_{84}	1,36
D_{16} (mm)	0,17	Φ_{16}	2,56
D_{95} (mm)	0,50	Φ_{95}	1,00
D_5 (mm)	0,14	Φ_5	2,84
D_{75} (mm)	0,33	Φ_{75}	1,60
D_{25} (mm)	0,18	Φ_{25}	2,47
Moda (mm)	0,25	M(Φ)	1,94
% Gruesos	1,17	θ_Φ (sorting)	0,61
% Arenas	98,30	α_Φ (skewness)	-0,09
% Finos	0,33	κ_Φ (kurtosis)	0,86

Fotografía:



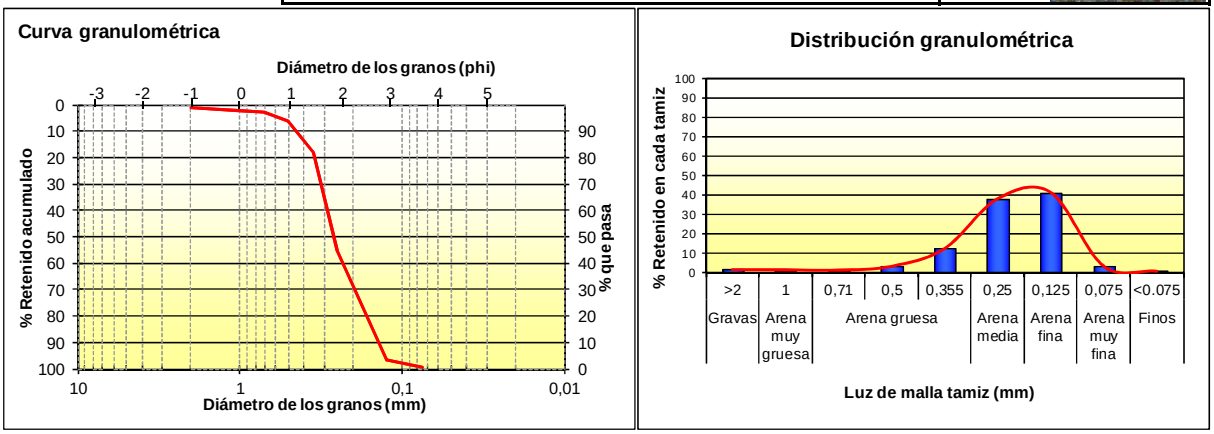


Figura 2. Plantilla con los principales resultados del estudio granulométrico de una muestra de arena.

Se han analizado varias muestras de 100 gramos de arena de diversos ambientes deposicionales durante distintos tiempos de tamizado, concretamente 2, 5, 10, 15 y 20 minutos. Asimismo, se han calculado los errores relativos y absolutos para cada tamiz. La diferencia de porcentaje retenido en el mismo tamiz para cada uno de los tiempos ofrece una estimación del error absoluto que se comete en cada momento. El error relativo se calcula al tomar como numerador el error absoluto y como denominador común el valor teóricamente más preciso, correspondiente al mayor tiempo de tamizado de 20 minutos. Este valor permite descubrir el error en cada intervalo de tiempo. Con el fin de calcular estos errores, se ha generado una muestra maestra representativa de cada ambiente. Para ello se han sumado todas las muestras de arena tomadas del perfil de playa y duna. Como ya demostraron Medina et al. (1995): "*la distribución granulométrica maestra correspondiente a un perfil de playa, obtenida mediante la adición de varias muestras tomadas a lo largo de un perfil activo, siendo representativa y no varía en el tiempo*".

Tras los cálculos de precisión se obtuvieron los principales parámetros (D_{50}, sorting, skewness y kurtosis) para cada uno de los tiempos de tamizado estudiados en cada muestra. Todos los resultados fueron cotejados con el fin de establecer un tiempo óptimo de tamizado (asociado a la mayor precisión posible), en cada uno de los ambientes estudiados.

Concretamente, se han analizado 4 muestras de un perfil transversal de la duna de Valdevaqueros: cara de sotavento, cresta de la duna, cara de barlovento y pie de duna. También se han analizado 2 muestras de la playa contigua: playa seca, e intermareal.

Asimismo, se han evaluado los resultados granulométricos correspondientes a 3 muestras de un perfil transversal completo de la Playa Victoria: playa seca, intermareal y submareal (Fig. 3).

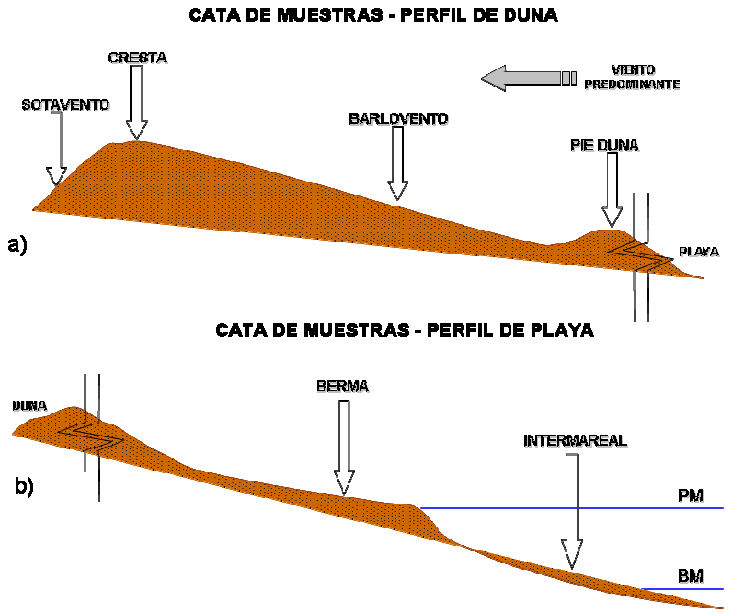


Figura 3. Localización de las zonas de muestreo en el perfil transversal de playa y duna.

Adicionalmente, y con la finalidad de conocer los posibles errores cometidos de índole instrumental y técnica, se ha procedido a realizar una calibración y validación propia de la metodología de análisis. Para calcular el error cometido durante la recogida de la muestra, se han tomado 3 muestras en el mismo punto con la misma metodología de cata y análisis. Posteriormente se ha analizado cada muestra por triplicado con el fin de calcular el error instrumental cometido durante el análisis.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Calibración y cálculo del error metodológico.

Con el fin de calibrar y estimar el error cometido por la propia metodología utilizada, en la Tabla 2, se muestran los resultados obtenidos tras un análisis realizado por triplicado a la misma muestra (intermareal de la playa Victoria), durante 5 minutos de tamizado. El error máximo aceptado por pérdida de arena entre los 3 análisis consecutivos ha sido de un 0,01%.

Tabla 2: Resultados del análisis realizado por triplicado a la muestra intermareal de la playa Victoria.

Tamiz (mm)	% Retenido (I)	% Retenido (II)	% Retenido (III)	Media	Desv. Típica
2,000	0,10	0,10	0,11	0,10	0,00
1,000	0,46	0,46	0,45	0,46	0,00
0,710	1,14	1,09	1,09	1,11	0,03
0,500	4,46	4,47	4,44	4,45	0,02
0,350	13,34	13,35	13,35	13,34	0,00
0,250	39,33	39,60	39,86	39,60	0,27
0,125	39,56	39,36	39,22	39,38	0,17
0,075	1,57	1,51	1,42	1,50	0,08
0,000	0,06	0,06	0,06	0,06	0,00

El error cometido por la propia metodología utilizada se expresa como la desviación estándar de la muestra retenida en cada tamiz. La desviación estándar se considera prácticamente cero en todos los tamices. Tras esta comprobación, se concluye que el error debido a la propia metodología analítica no se considera significativo.

Además, se ha estimado el error cometido durante el muestreo en campo. Se han tomado 3 muestras diferentes en el mismo punto, y se han analizado siguiendo la misma metodología. La tabla 3 muestra los resultados obtenidos tras los análisis realizados.

Tabla 3: Resultados de los análisis realizados a 3 muestras tomadas en el mismo punto de la playa Victoria.

Tamiz (mm)	% Retenido (I)	% Retenido (II)	% Retenido (III)	Media	Desv. Típica
2,000	1,14	1,10	1,23	1,16	0,07
1,000	1,01	0,96	0,93	0,97	0,04
0,710	0,98	0,99	0,79	0,92	0,11
0,500	2,92	2,90	2,59	2,80	0,19
0,350	12,14	12,09	12,20	12,14	0,06
0,250	37,27	37,22	37,36	37,28	0,07
0,125	41,36	41,50	41,59	41,48	0,12
0,075	2,83	2,91	2,91	2,88	0,05
0,000	0,33	0,31	0,38	0,34	0,04

Los resultados obtenidos muestran un porcentaje de retención muy similar para cada uno de los tamices. La desviación estándar calculada para cada uno de los tamices indica valores cercanos a cero. Tras esta comprobación, se aprecia que los errores cometidos durante el muestreo y el análisis, son insignificantes.

Análisis de las muestras de la playa y duna de Valdevaqueros.

Una vez tomadas todas las muestras, se realizó un análisis granulométrico según lo dispuesto en el apartado de metodología. La Fig. 4 muestra la D_{50} para cada una de las muestras según el tiempo de tamizado. El rango de valores oscila entre los 0,27 y los 0,34 mm. Este diámetro de sedimento corresponde a arenas medias (Wentworth, 1922). Se puede comprobar que en líneas generales, a medida que aumentamos el tiempo de tamizado, disminuye la D_{50}. A partir de los 10 minutos de tamizado, el valor de la D_{50} es estable en todas las muestras excepto en el pie de duna que necesita 15 minutos.

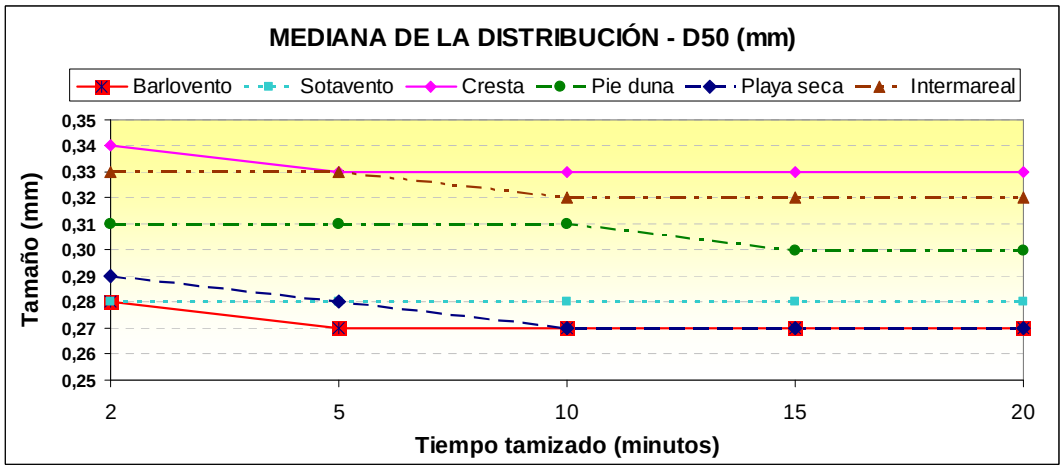


Figura 4: Evolución de la D_{50} de la arena de la playa y duna de Valdevaqueros en diferentes tiempos.

Para el caso de la muestra de barlovento, la D_{50} mantiene su valor constante en 0,28 mm a partir de los 5 minutos de tamizado. La muestra de sotavento se mantiene constante

durante todo el periodo de estudio independientemente del tiempo de tamizado. Esto es posible gracias a una muestra muy bien clasificada. En el caso de la Cresta, la D_{50} se estandariza en 0,33 mm a partir de 5 minutos, mientras que la muestra del pie de duna se estandariza en 0,30 mm a partir de los 15 minutos (arena peor clasificada). Para el caso de las arenas de la playa de Valdevaqueros, tanto la arena de la playa alta, como la arena del intermareal, se estandarizan a partir de los 10 minutos de tamizado, estando ambas muestras bien clasificadas. Una buena clasificación indica una muestra compuesta mayoritariamente por un tamaño patrón de sedimento, cercano al valor ofrecido por la D_{50}, por lo que necesitará menos tiempo de tamizado para un análisis preciso.

En la Fig. 5, a modo de ejemplo se representa la distribución granulométrica de la muestra de la zona de Barlovento del perfil de la duna de Valdevaqueros. Este tipo de sedimento corresponde a una relación de arenas medias y finas. Relativamente al resto de la muestra, la fracción muy fina representa un escaso porcentaje de retención. Ello parece indicar que dicha fracción no es lo suficientemente significativa como para determinar cambios importantes en la D_{50} en función del tiempo.

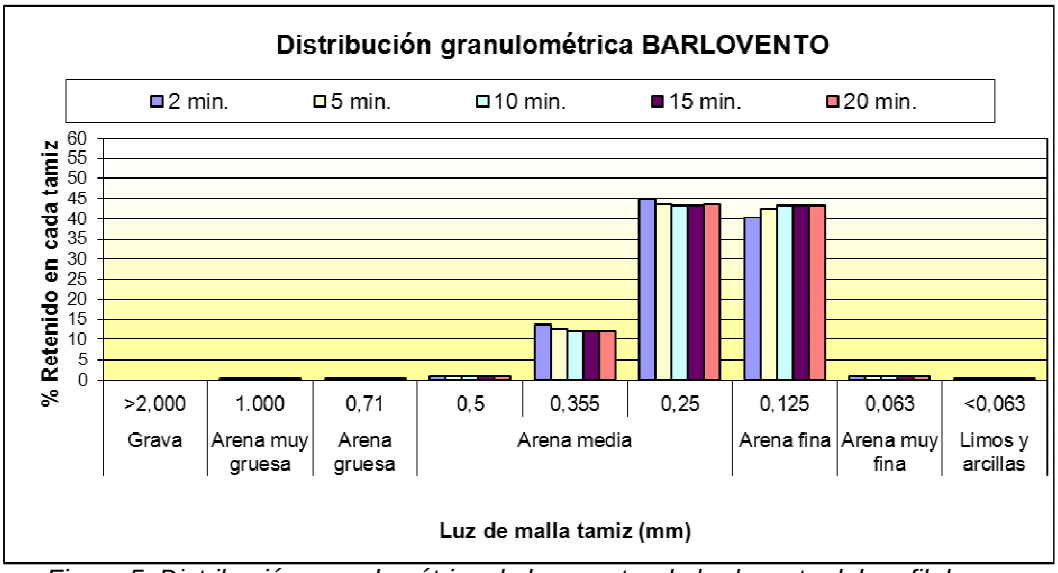


Figura 5: Distribución granulométrica de la muestra de barlovento del perfil dunar.

Los tamices de 0,355 mm, 0,250 mm y 0,125 mm presentan los mayores porcentajes retenidos (12%, 44% y 43% respectivamente tras 20 minutos). Ello es debido a que la mayor parte del sedimento está compuesto por arenas medias y finas. El porcentaje retenido disminuye con el tiempo de tamizado en los tamices 0,355 y 0,250 mm. A medida que aumenta el tiempo de análisis, aumenta la probabilidad de que los granos pasen al tamiz inferior (Syvitski et al., 1991) y aumente la eficiencia del análisis granulométrico hasta el punto que por más que aumentemos el tiempo, los granos están en su tamiz correspondiente. De esta manera, en el tamiz de 0,125 mm existe un cambio de tendencia o punto de inflexión, aumentando el porcentaje retenido con el tiempo de tamizado. En esta fracción de tamaño, el error relativo es estable a partir de los 10 minutos, pasando de un 6,97% (2 minutos) a 0,05% (10 minutos).

Asimismo, se ha realizado un estudio del error absoluto y relativo cometido en los tamices con mayor retención de arenas (0,71 – 0,125 mm) mediante la composición de las muestras maestras de la playa y duna de Valdevaqueros (Tablas 4 y 5, respectivamente).

Tabla 4: Error cometido para diferentes tiempos en los tamices con mayor retención de arena de la muestra maestra de la playa de Valdevaqueros.

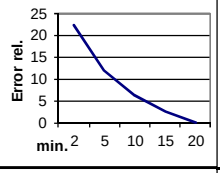
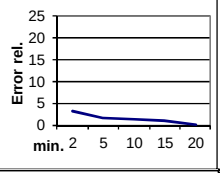
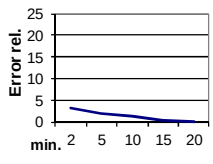
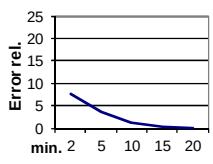
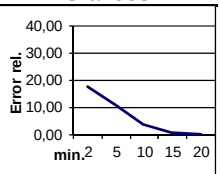
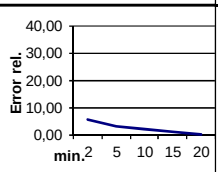
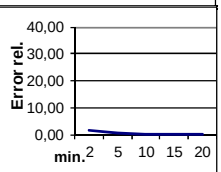
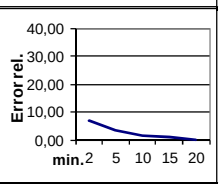
MUESTRA MAESTRA PLAYA VALDEVAQUEROS		TIEMPO DE TAMIZADO 2 min.	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	Gráficos
0,71 -0 ,5 mm	% Retenido	17,42	15,96	15,15	14,62	**14,27**	
	|Error abs.|	3,15	1,69	0,88	0,35	-	
	|%Error rel.|	22,07	11,84	6,17	2,45	-	
0,5 - 0,355 mm	% Retenido	28,24	28,68	28,77	28,91	**29,16**	
	|Error abs.|	0,92	0,48	0,39	0,25	-	
	|%Error rel.|	3,16	1,65	1,34	0,86	-	
0,355 - 0,25 mm	% Retenido	24,85	25,18	25,37	25,56	**25,67**	
	|Error abs.|	0,82	0,49	0,30	0,11	-	
	|%Error rel.|	3,19	1,91	1,17	0,43	-	
0,25 - 0,125 mm	% Retenido	24,61	25,66	26,30	26,59	**26,66**	
	|Error abs.|	2,05	1,00	0,36	0,07	-	
	|%Error rel.|	7,69	3,75	1,35	0,26	-	

Tabla 5: Error cometido para diferentes tiempos en los tamices con mayor retención de arena de la muestra maestra de la duna de Valdevaqueros.

MUESTRA MAESTRA DUNA VALDEVAQUEROS		TIEMPO DE TAMIZADO 2 min.	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	Gráficos
0,71 -0 ,5 mm	% Retenido	5,54	5,23	4,88	4,76	**4,73**	
	|Error abs.|	0,82	0,51	0,16	0,03	-	
	|%Error rel.|	17,27	10,72	3,29	0,70	-	
0,5 - 0,355 mm	% Retenido	22,96	22,46	22,23	22,02	**21,80**	
	|Error abs.|	1,16	0,66	0,43	0,22	-	
	|%Error rel.|	5,33	3,02	1,97	1,02	-	
0,355 - 0,25 mm	% Retenido	36,89	36,55	36,37	36,44	**36,40**	
	|Error abs.|	0,49	0,16	0,03	0,04	-	
	|%Error rel.|	1,34	0,43	0,08	0,11	-	
0,25 - 0,125 mm	% Retenido	34,20	35,35	36,07	36,33	**36,62**	
	|Error abs.|	2,42	1,27	0,55	0,29	-	
	|%Error rel.|	6,60	3,46	1,50	0,79	-	

Buscando una relación óptima entre el error cometido y tiempo de tamizado para las muestras maestras de la playa y duna de Valdevaqueros, se obtiene que generalmente a partir de los 10 minutos de tamizado, la curva del error relativo se estabiliza por debajo del 2% en los principales tamices que retienen el 95% de las arenas medias. Estos resultados confirman una gran efectividad del proceso de tamizado con tan solo 10 minutos de tamizado. Se constata la existencia de un tiempo límite a partir del cual el error relativo es despreciable. Además del tiempo de tamizado, parece ser que intervienen otro tipo de factores, como la forma y tamaño del grano, que incrementan levemente el error cometido. De esta manera parece ser que el tiempo de tamizado no es condición suficiente, pero sí necesaria, para minimizar el error cometido. Asimismo, se demuestra que el escaso porcentaje retenido de arenas gruesas y finas (5%) no es suficiente para mostrar cambios importantes en los análisis realizados.

Análisis de las muestras de la Playa Victoria.

Tras los análisis granulométricos de las muestras de la playa Victoria, se han obtenido valores de D_{50} correspondientes a arenas medias. La Fig. 6 muestra la evolución del D_{50} para cada muestra según aumentamos el tiempo de tamizado. La muestra de la playa seca presenta un D_{50} entre 0,27 y 0,28 mm. La muestra intermareal presenta un D_{50} entre 0,27 y 0,29 mm y la submareal entre 0,31 y 0,32 mm. Generalmente, a medida que aumenta el tiempo de tamizado, disminuye el D_{50}, hasta llegar al valor máximo de 15 minutos, donde el D_{50} se estabiliza para todas las muestras de la playa Victoria, salvo la arena de la playa seca que se estabiliza a partir de los 5 minutos al estar mejor clasificada.

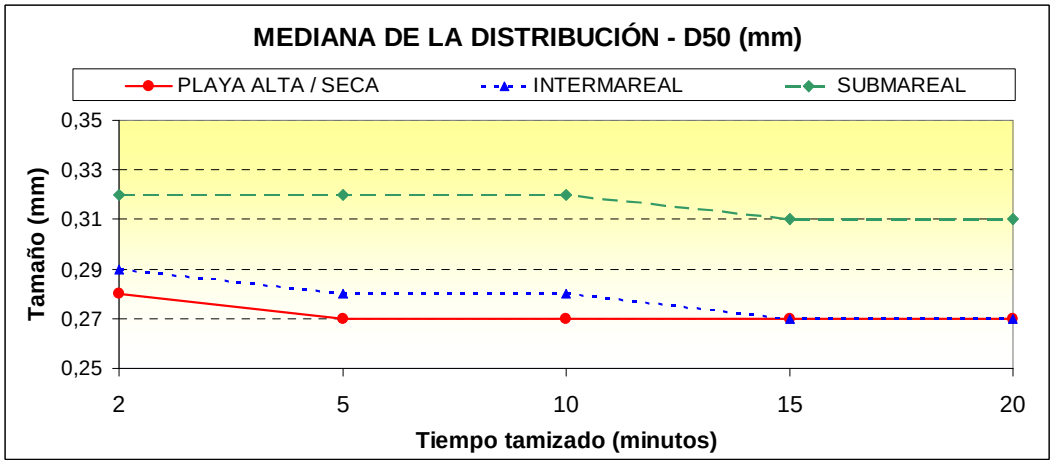


Figura 6: Evolución del diámetro medio de las muestras de la Playa Victoria en diferentes tiempos.

Para el caso de la muestra del intermareal de la playa Victoria, el D_{50} disminuye su valor de 0,29 mm hasta 0,27 mm en 15 minutos. El D_{84} adopta un valor constante de 0,38 mm tras 10 minutos. El D_{16} mantiene un valor constante de 0,17 mm tras 2 minutos. La desviación típia o sorting varía entre 0,65 y 0,66 mm, lo que indica que se trata de una muestra moderadamente bien clasificada. La simetría de la distribución o skewness disminuye de 1,25 a 1,10 en 15 minutos. Estos valores indican que la tendencia general de la muestra tiende a desplazarse hacia el material de tamaño medio y fino. Estos valores junto con la disminución del D_{50}, indica que según aumenta el tiempo de tamizado, el análisis es más preciso.

En la Fig. 7, a modo de ejemplo se representa un histograma con la distribución granulométrica de la muestra intermareal del perfil de la playa Victoria. Este tipo de sedimento corresponde a una relación de arenas medias y finas.

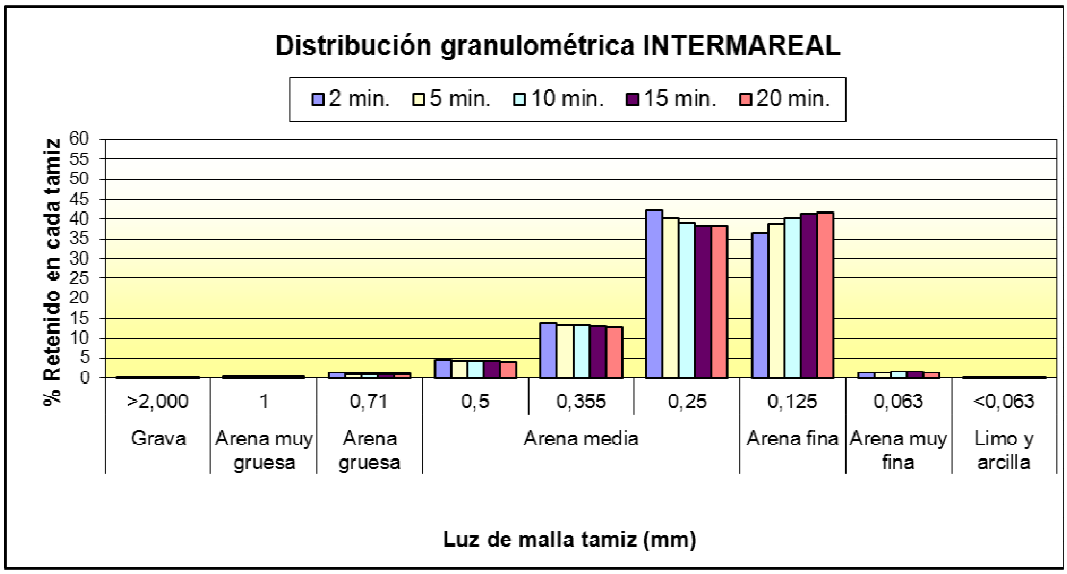
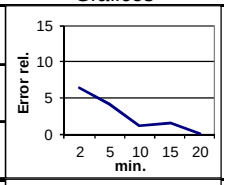
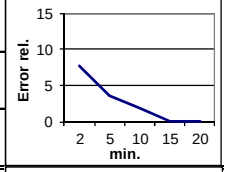
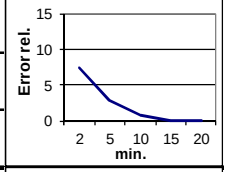
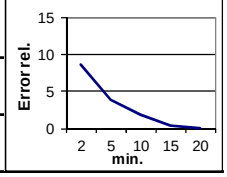


Figura 7: Distribución granulométrica de la muestra intermareal del perfil de la playa Victoria.

En el caso de los análisis granulométricos efectuados en el intermareal de la playa Victoria, los tamices de 0,355 mm, 0,25 mm y 0,125 mm presentan un porcentaje medio de retención en torno al 93%. En estos tamices es donde se sitúa la mayor variabilidad de los datos en función del tiempo de tamizado. La retención en el tamiz de 0,25 mm disminuye durante los 10 primeros minutos, estabilizándose a partir de los 15 minutos. En este caso, en el tamiz de 0,125 mm también se reconoce un punto de inflexión donde cambia esta tendencia, aumentando el porcentaje retenido con el tiempo de tamizado. Asimismo, se ha realizado un estudio del error absoluto y relativo cometido en los tamices con mayor retención de arenas de la muestra maestra del perfil de playa Victoria (Tabla 6).

Tabla 6: Error cometido para diferentes tiempos en los tamices con mayor retención de arena de la muestra maestra de la playa Victoria.

		TIEMPO DE TAMIZADO					
MUESTRA MAESTRA PLAYA VICTORIA		**2 min.**	**5 min.**	**10 min.**	**15 min.**	**20 min.**	Gráficos
0,71 -0 ,5 mm	**% Retenido**	4,49	4,40	4,28	4,29	**4,23**	
	|Error abs.|	0,27	0,18	0,05	0,07	-	
	|%Error rel.|	6,32	4,15	1,21	1,57	-	
0,5 - 0,355 mm	**% Retenido**	11,19	10,76	10,59	10,40	**10,39**	
	|Error abs.|	0,80	0,37	0,20	0,01	-	
	|%Error rel.|	7,67	3,55	1,90	0,07	-	
0,355 - 0,25 mm	**% Retenido**	31,14	29,81	29,19	28,97	**28,98**	
	|Error abs.|	2,16	0,83	0,21	0,01	-	
	|%Error rel.|	7,46	2,86	0,72	0,02	-	
0,25 - 0,125 mm	**% Retenido**	36,37	38,28	39,08	39,69	**39,81**	
	|Error abs.|	3,44	1,53	0,73	0,12	-	
	|%Error rel.|	8,64	3,85	1,84	0,30	-	

Buscando una relación óptima entre el error y tiempo de tamizado, de nuevo a partir de los 10 minutos de tamizado, el error relativo es despreciable (<2%) en los tamices que retienen el mayor porcentaje de arena en la muestra maestra. Si comparamos los resultados de la arena de la muestra maestra del perfil de la playa Victoria con las de los perfiles de la playa y duna de Valdevaqueros se confirma que de forma general, el error es despreciable aproximadamente tras 10 minutos de tamizado. No obstante, estos resultados están directamente relacionados con el grado de clasificación (sorting) que tenga el material, llegando a alcanzarse en algunas muestras de playa pobremente clasificadas, tiempos críticos de hasta 15 minutos. Cuanto mejor clasificado esté el sedimento (menor desviación típica), menor tiempo de tamizado habrá que emplear para conseguir un error relativo casi nulo.

CONCLUSIONES

Las muestras de los sistemas estudiados corresponden generalmente a arenas medias y finas, donde las fracciones muy gruesas y muy finas representan un porcentaje muy pequeño de retención.

Se ha demostrado que el error relativo cometido durante el tamizado de arenas medias y finas similares a las del sistema de playa y duna de Valdevaqueros y playa Victoria, se considera despreciable generalmente con un tiempo de tamizado de 10 minutos, aunque las muestras de arena peor clasificadas necesitaron hasta 15 minutos para estabilizarse.

El error metodológico asociado al muestreo en campo y análisis en laboratorio fue poco significativo, con desviaciones típicas prácticamente nulas. Este dato incrementa la confianza en los resultados obtenidos en este estudio para cada tiempo de tamizado.

Tras la discusión de los resultados obtenidos, se concluye que gran parte de la fiabilidad de los resultados analíticos de una granulometría para arenas medias litorales se debe al tiempo de tamizado. No obstante, parece ser que intervienen otro tipo de factores, como la clasificación, la forma y el tamaño del grano, que incrementan levemente el error cometido.

Los tiempos de tamizado obtenidos en este estudio tienen una elevada importancia a nivel técnico y económico puesto que se ha alcanzado una excelente eficiencia sin sacrificar la precisión del análisis. Este valor temporal es de especial importancia en la actual ingeniería de costas dada la precisión y eficiencia requerida en obras de regeneraciones de playa.

Sería recomendable llevar a cabo similares líneas de investigación en otro tipo de ambientes donde se realicen análisis granulométricos con el fin de ampliar los conocimientos incluidos en este estudio.

REFERENCIAS

Bagnold, R.A. y Barndorff-Nielsen, O. (1980). The pattern of natural size distributions. Sedimentology, 27 (2), 199-207.

Batman, S., y Dougherty, E. R. (1997). Size distributions for multivariate morphological granulometries: texture classification and statistical properties. Optical Engineering 36, 1518–1529.

Beuselinck, L., Govers, G., Poesen, J., Degraer, G., y Froyen, L. (1998). Grain-size analysis by laser diffractometry: comparison with the sieve-pipette method. Catena 32, 193–208.

Barbanti, A., y Bothner, M. H. (1993). A procedure for partitioning bulk sediments into distinct grain-size fractions for geochemical analysis. Environmental Geology 21, 3–13.

Blott, S.J. y Pye, K. (2001). Gradistat: a grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sediments. Earth Surface Processes and Landforms, 26, 1237–1248.

Bui, E.N., Mazullo, J. y Wilding, L.P. (1990). Using quartz grain size and shape analysis to distinguish between aeolian and fluvial deposits in the Dallol Bosso of Niger (West Africa). Earth Surface Processes and Landforms, 14, 157–166.

Chen, Y., y Dougherty, E. R. (1994). Gray-scale morphological texture classification. Optical Engineering 33, 2713–2722.

Folk, R. L., y Ward, W. C. (1957). Brazos river bar: a study in the significance of grain size parameters. Journal of Sedimentary Petrology, 27, 3–26.

Folk, R.L. (1974). Petrology of Sedimentary Rocks. Hemphill Publishing Company, Austin, TX.

Friedman, G.M. (1979). Differences in size distributions of populations of particles among sands of various origins. Sedimentology 26: 3–32.

Friedman, G.M. y Johnson, K.G. (1982). Exercises in Sedimentology. Wiley: New York.

Gómez-Pina, G., Fages, L., Ramírez, J.L., Muñoz-Pérez, J.J. y Enríquez, J. (2006). A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years. ICCE, 30 (4), 4167-4178.

Krumbein, W.C. (1934). Size frequency distributions of sediments. Journal of Sedimentary Research, 4(2), 65–77.

Krumbein, W.C. and Pettijohn, F.J. (1938). Manual of Sedimentary Petrography. Appleton-Century-Crofts, New York.

Matheron, G. (1975). Random sets and integral geometry. New York, NY: Wiley. pp. 1–261.

Medina, R., Losada, I., Losada, M.A. y Vidal, C. (1995). Variabilidad de los perfiles de playa: forma y distribución granulométrica. Proyectos y construcción de playas artificiales y regeneración de playas. Proyecto y Cálculo (III). Ingeniería del Agua, 2, 133-142.

Muñoz-Pérez, J.J. (1996): Análisis de la morfología y variabilidad de playas apoyadas en lajas rocosas. Tesis Doctoral. Universidad de Cádiz. 150 pp.

Navarro, M., Muñoz-Perez, J.J., Roman-Sierra, J., Tsoar, H., Rodriguez, I. y Gomez-Pina, G. (2011). Assessment of highly active dune mobility in the medium, short and very short term. Geomorphology, 129 (1-2), 14–28.

Pye, K. (1994). Properties of sediment particles. In Sediment Transport and Depositional Processes, Pye K (ed.). Blackwell: Oxford, 1–24.

Román-Sierra, J.; Muñoz-Perez, Juan J. y Navarro-Pons, M. (2013). Influence of sieving time on the efficiency and accuracy of grain size analysis of beach and dune sands. Sedimentology (in press). doi: 10.1111/sed.12040.

Shepard, F. P. (1954). Nomenclature based on sand–silt–clay ratios. Journal of Sedimentary Petrology, 24, 151–154.

Syvitski, J.P.M. (1991). Principles, methods, and application of particle size analysis. Cambridge University Press, 368 pp.

USACE (2002). Coastal sediment properties. US Army Corps of Engineers. Coastal Engineering Manual – Part III. EM 1110-2-1100.

Wentworth, C.K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. Journal of Geology, 30, 377–392.

(Procesos litorales y actuaciones en la costa)

ESTUDIO DE EVOLUCION COSTERA Y DEL ESTUARIO, DE NAVEGABILIDAD EN LA LAGUNA Y DE REFUERZO DE MÁRGENES EN LA RIA DE AVEIRO

L.Quevedo[1], S.Troiteiro [2], A. Alves [3]

1. SENER Ingeniería y Sistemas S.A. C/ Zugazarte 56 48930 Las Arenas Getxo Vizcaya
lorenzo.quevedo@sener.es
2. SENER Ingeniería y Sistemas S.A. C/ Provenza 392 08025 Barcelona
silvia.troiteiro@sener.es
3. SENER –ENGIVIA S.A. Rua Professor Fernando da Fonseca S/N 1600-616 Lisboa
ana.alves@sener.pt

INTRODUCCIÓN

La entidad pública portuguesa Polis Litoral de la Ría de Aveiro S.A., adjudicó a SENER Ingeniería y Sistemas S.A., el Estudio de Evolución Costera y del Estuario, de Navegabilidad en la Laguna, y de Refuerzo de Márgenes en la Ría de Aveiro en diciembre de 2010, llevándose a cabo los trabajos en 2011, para aprobarse en junio de 2012.

El objeto de dicho estudio ha sido, entre otros, el de analizar la evolución de la costa en un tramo de 60 km, sometida a fuertes erosiones, analizar el estado y la función de las estructuras de defensa costera, analizar los riesgos de inundación en la Ría, el estado y función de las estructuras de refuerzo de sus márgenes, de tipología diversa, y que cuentan con gran antigüedad, diseñando finalmente soluciones técnicas, en las zonas prioritarias de actuación.

ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo se estructuró, de acuerdo con el contrato, en tres paquetes básicos, “Estudio 1”, de evolución de la costa y análisis de la dinámica litoral y del estuario, “Estudio 2”, de movilidad y navegabilidad en la laguna, y “Estudio 3”, de refuerzo de márgenes para la recuperación de las estructuras de defensa frente a inundaciones, en el interior de la Ría.

La metodología empleada, en el Estudio 1, para el tramo de costa, ha consistido en analizar la evolución histórica de la línea de costa, mediante comparación de ortofotos, recuperación de estudios realizados, identificación de las unidades fisiográficas, levantamientos batimétricos estacionales, análisis de dinámica sedimentaria costera y de los escenarios evolutivos del litoral.



Figura 1. Erosión de costa en Maceda

Se consideraron tres unidades fisiográficas, caracterizadas por su geomorfología, por su evolución costera y dinámica sedimentaria:

- Paramós-Fouradouro
- Fouradouro-Aveiro
- Aveiro a Playa de Mira

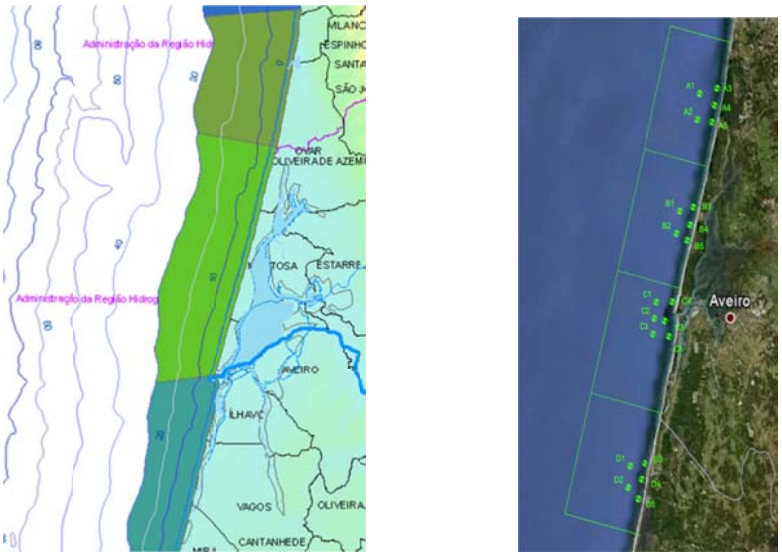


Figura 2. Unidades fisiográficas y tramos de propagación

En todo caso, se ha analizado la dinámica sedimentaria en cuatro tramos diferenciados de costa:

- Tramo 1: Esmoriz – Torrão do Lameiro
- Tramo 2: Torreira – São Jacinto
- Tramo 3: São Jacinto – Costa Nova
- Tramo 4: Vagueira – Playa de Mira

Se ha analizado el oleaje partiendo de datos visuales, de Hindcast (SIMAR-44, GOW), e instrumentales.

El régimen medio del oleaje en el tramo 1, propagado con el programa OLUCA-SP, se indica en la figura 3.

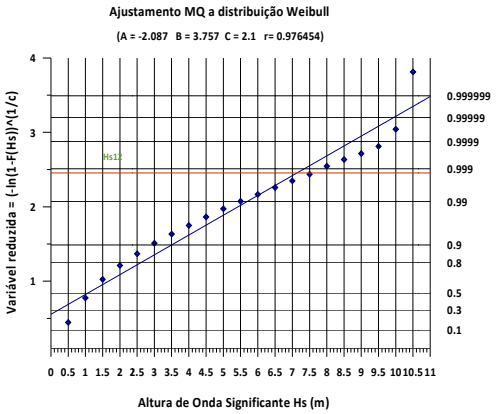


Figura 3. Régimen medio oleaje tramo 1

El régimen extremal (tramos 1 y 3) se indica en la tabla:

Tr (años)		
	Esmoriz/ Furadouro	Bocana de la Ria
1	7,26	7,21
5	9,23	8,84
10	9,78	9,30
15	10,08	9,55
25	10,42	9,84
50	10,86	10,20
70	11,06	10,36
100	**11,26**	**10,53**
200	11,64	10,85
500	12,12	11,24

Figura 4. Régimen extremal de oleaje tramo 1 y 3

Además del oleaje propagado, como datos de partida, se han analizado los niveles de Marea, los datos procedentes de cartas náuticas del Instituto Hidrográfico (2011), diversos levantamientos de perfiles de playa realizados en Junio-Julio de 2011, así como la granulometría de muestras de sedimentos recogidas en Junio de 2001.

Mediante el programa de corrientes de rotura (SMC-MOPLA), se han analizado los fenómenos morfodinámicos que afectan a la playa a medio o corto plazo, y con el GENESIS su evolución a medio o largo plazo, así como la magnitud y distribución espacial del transporte sedimentario.

Se han seleccionado 31 oleajes representativos, cubriendo las direcciones NNW a SSW, verificándose que la zona de rotura, dónde se generan corrientes de mayor magnitud, se localiza por debajo de la batimétrica -5 m.

En general, los oleajes comprendidos entre el N y WNW producen corrientes que se dirigen hacia el sur, y las procedentes del sector W-SSW hacia el norte. En la desembocadura de la Ría de Aveiro, se observan oleajes del W y WNW con transporte de sedimentos, y al norte de la misma, las corrientes se dirigen hacia el norte, y al sur en dirección opuesta.

A largo plazo se han simulado, con el GÉNESIS, los escenarios siguientes:

- Reducción parcial de la alimentación afluente al norte, simulando el proceso erosivo que se produce a partir de Espinho;
- Prolongación prevista del dique norte (Puerto Aveiro);
- Alimentación artificial del área de Costa Nova con arenas de dragado de mantenimiento del canal de acceso del Puerto Aveiro;
- Rediseño de los campos de espigones de Costa Nova y Vagueira;
- Ascenso del nivel del mar.

Se ha analizado asimismo, el estado de las estructuras de defensa costera, su funcionalidad e idoneidad, y su estado de conservación:

- Diques del Puerto de Aveiro;
- Campos de espigones;
- Obras longitudinales de protección costera y en frentes urbanos.

En el tramo de Ría interior, se ha estudiado la evolución histórica, a partir del análisis de la batimetría y de evolución de los márgenes, la caracterización de los caudales fluviales afluentes, la caracterización de los sedimentos, los niveles del mar, realizándose finalmente un estudio hidrodinámico y sedimentario, precisando los escenarios evolutivos de la misma. Para el estudio hidrodinámico de la Ría de Aveiro se ha empleado el modelo MOHID por la Universidad de Aveiro.

Se ha partido, de los datos ofrecidos por los siguientes estudios:

- Levantamiento batimétrico parcial de la Ría de Aveiro
- Caracterización de la evolución histórica de la Ría de Aveiro
- (Ortofotos (1958-2010), mediciones con istram)
- Caracterización de los caudales fluviales afluentes
- Caracterización de los sedimentos superficiales de la Ría de Aveiro, física, química y biológica (trabajo de campo)
- Recogida de información sobre dragados en la Ría de Aveiro

Se han realizado, con la colaboración de la Universidad de Aveiro, los trabajos complementarios siguientes.

- Caracterización hidrodinámica de la Ría de Aveiro
- Caracterización de la intrusión salina en la Ría de Aveiro
- Caracterización de la dinámica sedimentaria de la Ría de Aveiro
- Análisis de escenarios evolutivos para la hidrodinámica de la Ría de Aveiro

En el Estudio 2, se han analizado las condiciones de accesibilidad terrestre a la Ría, las condiciones de navegabilidad en la misma, incluyendo el Canal Principal de acceso al Puerto Comercial (APA) etc. Se realizó un diagnóstico multimodal, según los modelos evolutivos del transporte, formulándose finalmente un programa de acción. No siendo este un aspecto crítico, no haremos más referencias al mismo, en el presente resumen.

En el Estudio 3, se ha analizado la situación actual de las estructuras de defensa de márgenes de la Ría, frente a inundaciones, su seguridad estructural y de cimentación, caracterizándose los sedimentos y las necesidades de dragado, así como la vegetación natural típica. Finalmente se han determinado las necesidades de actuación y sus soluciones técnicas, con identificación de los aspectos sensibles desde el punto de vista medioambiental.



Figura 5. Estructuras de defensa de márgenes de Ría

RESULTADOS DEL TRABAJO

Los estudios realizados han permitido caracterizar de forma integral los riesgos de erosión costera e inundabilidad del entorno lagunar (por acción fluvial y marina), los que han sido plasmados mediante mapas de riesgo en entorno SIG, obtenidos a partir de distintos criterios de riesgo y vulnerabilidad (altitud y extensión de las playas, clima marítimo, etc.).

En relación al estado morfodinámico de las playas se concluyó que:

- Estado modal (dominante): playas disipativas con barras y régimen microtidal.
- Al N de Aveiro: pocas variaciones estacionales.
- Al S de Aveiro: variación minoritaria de las playas, con barra transversal y corriente de retorno (BTCR), y estados de playa intermedia con barras.
- Perfil muy alargado con una o varias barras longitudinales.
- Corrientes de retorno prácticamente inexistentes (excepto al sur de Aveiro en estados de transición).
- Rotura de oleaje tipo “spilling”.

En relación a los valores de transporte horizontal, el análisis realizado concluye lo siguiente:

- El transporte es más intenso con Hs y Tp altos.
- Con oleajes de WNW aparecen formas rítmicas de playa.
- El transporte es más intenso en la zona entre -2 e +2 m, en función de la altura de Hs y en zona de transporte activo puede extenderse hasta los 10-12 m.
- Los valores típicos de transporte potencial puntual se encuentran entre 10 y 40 m3/h/m, y los valores máximos de hasta 100 m3/h/m (temporal medio).

Respecto de la evolución del perfil transversal de playa (simulación de la evolución de un perfil medido con un temporal de verano), se concluye que:

- Se verifica que el perfil medido se comporta como un perfil de transición entre la época invernal y la estival (ascensión de la barra sumergida).
- El avance anual de la línea de costa, es del orden de 4 m (y puntualmente de hasta 25 m), con un transporte transversal medio del orden de 40-50 m3/m (0.4-0.5 m3/h/m).

Se detectan zonas críticas de riesgo costero en el tramo de Esmoriz a Cortegaça (al Norte) y Vaqueira (al Sur), constatándose transportes longitudinales del orden de los 670.000 m3/año, y retrocesos medios de línea de costa de hasta 4,5 m/año.

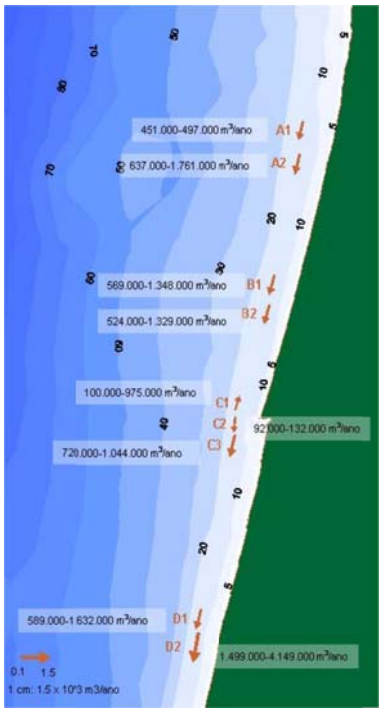


Figura 6. Distribución espacial del transporte

Los factores determinantes de este proceso, pueden ser los siguientes:

- Desequilibrio general a causa del oleaje (procedente do NW-W), que promueve el transporte continuado hacia el sur.
- Déficit de alimentación sedimentaria al norte (menor contribución del Rio Duero por actuaciones en su cuenca hidrográfica, presas, dragados, etc.)
- Ocupación de las dunas→ reducción de la adaptabilidad del perfil a las dinámicas y a los mecanismos de defensa naturales frente a la erosión.
- Agravantes: destrucción de las dunas, construcción de diques longitudinales, dragados, subida del nivel del mar.

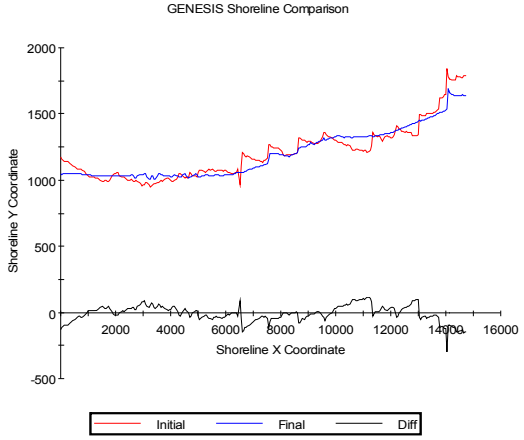


Figura7. Evolución de la línea de costa1995-2007

La figura 8 muestra el gráfico con trazo rojo de las zonas más vulnerables, Esmoriz – Cortegaça, Vagueira y Playa de Mira.



Figura 8. Zonas costeras vulnerables (en rojo)

El análisis del proceso evolutivo de la Costa Norte a medio, largo plazo, indica lo siguiente:

- Evolución real muy irregular y significativa;
- Las tasas de transporte estimadas por el GENESIS, para los 12 años de simulación, indican resultados con una componente predominante N-S;
- La simulación hasta el año 2020 mantiene las tendencias de erosión/sedimentación observadas hasta el momento;
- Las tasas de transporte son del mismo orden de magnitud que las actuales.

La simulación de la prolongación del dique Norte, pone de manifiesto que sólo afecta localmente a zona a sur.



Figura 9. Prolongación Dique Norte

La alimentación artificial a Costa Nova (simulando 3 millones de m3), no produce efectos significativos a medio plazo.

Prolongar algunos espigones existentes dotaría al perfil de playa de una mayor extensión, reteniendo más sedimentos y ensanchando el perfil de playa al norte de la estructura. En contrapartida, un espigón más largo podría producir una mayor erosión en la zona situada al sur.

Como se ha indicado, se analizó el estado de las estructuras de defensa costera, siendo los fallos más significativos, los siguientes:

- Fallo de pie de talud en morros;
- Descalce de manto principal;
- Falta de bloques en cabeza;
- Etc.



Figura 10. Ejemplo estructura defensa

Se ha realizado un inventario de las estructuras (recogido en fichas), analizándose los proyectos, el estado inicial y el final, y definido prioridades o propuestas de actuación a corto, medio y largo plazo, en función del estado y la funcionalidad de las estructuras.

En relación a los estudios realizados para la Ría de Aveiro (Estuario), con la colaboración de la Universidad de Aveiro, los resultados de nivel del mar en Barra Aveiro (registro 1976-2005) han sido los siguientes:

- Aumento de la amplitud máxima: 14 mm/año
- Aumento del nivel medio: tasa de 1.3 mm/año
- Aumento del nivel máximo: tasa de 6 mm/año
- Disminución del nivel mínimo: tasa de 6.9 mm/año
- Aumento de la amplitud del armónico M2: tasa de 3.6 mm/año
- Disminución de fase del armónico M2: 0.069º/año

Los resultados de los niveles de marea a lo largo de la Ría (campaña 1987-88) fueron los siguientes:

- La amplitud del armónico M2 disminuye aguas arriba
- La fase del armónico M2 aumenta aguas arriba
- Modificaciones debidas a los obstáculos físicos que aumentan la fricción y condicionan la propagación de la marea
- Aumento de la amplitud del armónico M2 de 1987/88 a 2002/04
- Disminución de la fase del armónico M2 de 1987/88 a 2002/04

- Ampliación de las storm surges registradas en la Barra a lo largo del Canal de S. Jacinto
- Diminución de las storm surges registradas en la Barra a lo largo del Canal de Mira

Los resultados de intrusión salina, son los siguientes:

- Elevadas salinidades en la desembocadura y salinidades más bajas en las cabeceras de los canales
- En las situaciones de estiaje estudiadas, las variaciones son ligeras en casi todos los canales, exceptuando el Canal de Mira
- Importancia de los caudales fluviales en el estabelecimiento de los modelos de salinidad
- Situación tras los dragados: Ligero aumento de la salinidad máxima y media en casi toda la laguna. Disminución de la salinidad en el Canal de Mira

El estudio de la caracterización de la dinámica sedimentaria en la Ría, obtuvo los resultados siguientes:

- Mayor erosión ⇨ Espinheiro, S. Jacinto/Ovar, desembocadura y región central
- Mayor concentración de sedimentos ⇨ Espinheiro y desembocadura
- La descarga fluvial aumenta la concentración de sedimentos cohesivos
- La mayores concentraciones de sedimentos se producen en marea viva

La figura 11 indica la caracterización de la dinámica sedimentaria de la Ría, con zonas de erosión (trazo azul) que son dominantes, o sedimentación (trazo rojo).

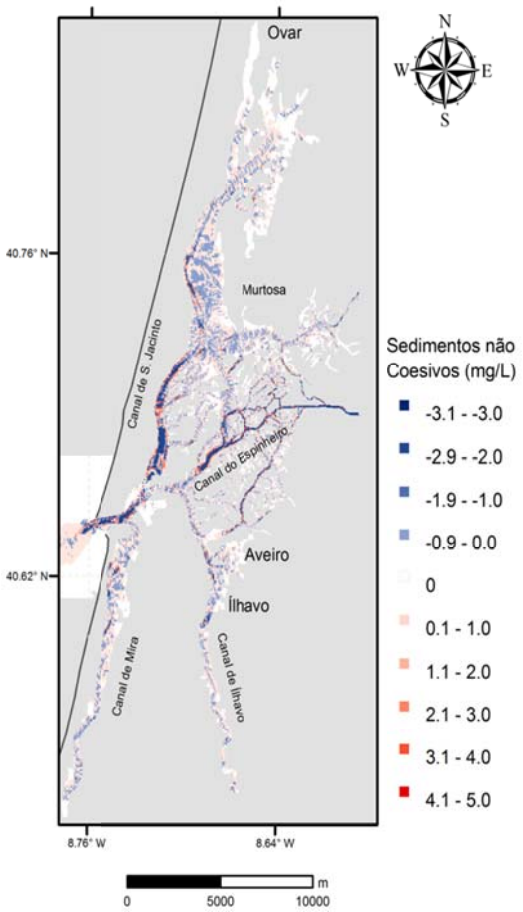


Figura 11. Caracterización de la dinámica sedimentaria en la Ría

Respecto de los escenarios evolutivos para la hidrodinámica de la Ría, caso de Prolongación del Dique Norte, y caudal de estiaje, los resultados de la simulación MOHID, son los siguientes:

- Los principales armónicos de marea no sufren alteraciones significativas
- La amplitud del armónico M2 aumenta 1% en la zona central de la Ría
- La fase del armónico M2 disminuye entre 2 y 3 minutos en casi toda la Ría
- Los parámetros de asimetría de marea no se alteran significativamente

Con caudal medio y marea viva equinoccial, los resultados son:

- Disminución de los niveles máximos en toda la Ría y un ligero aumento junto al dique norte
- Aumento de las velocidades media y máxima en la desembocadura
- Sin alteraciones significativas en el prisma de marea
- Sin alteraciones en el tempo de residencia de la Ría

En caso extremo (caudal periodo de retorno 100 años, storm surge, y ascenso del NMM), los resultados para la hidrodinámica de la Ría serían:

- Aumentos de los niveles máximos y de la amplitud de marea
- Aumento de las velocidades media y máxima en la zona central
- Aumento significativo del prisma de marea con la subida del NMM y storm surge
- ⇨ cuando el caudal fluvial es muy intenso el prisma disminuye
- Disminución de los tiempos de residencia

En relación a las estructuras de defensa de los márgenes de la Ría el tipo de estructuras analizadas han sido:

- Protección de taludes con escollera;
- Taludes-muros de gravedad;
- Diques-motas.

El número de estructuras inspeccionadas, han sido

- Canal de Ovar/São Jacinto:….. 9
- Frente de Murtosa 4
- Canal de Ílhavo.....5
- Canal de Mira.....22
- Salgado (grupo do mar)…….....2
- Baixo Vouga Lagunar.....1

Y los resultados de la inspección:

- Buen Estado..... 10
- Daños medios..... 9
- Daños Elevados..... 23

PROPUESTA DE ACTUACIÓN

En el caso de estructuras en talud de defensa costera, se han propuesto diversas actuaciones, en función del caso, bien reparaciones puntuales, recalces de pié, reposición de morros, o reparación global.

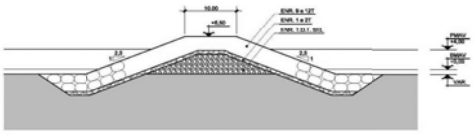


Figura 12. Sección dique protección de costa (propuesta)

En relación a las estructuras de defensa de los márgenes de la Ría, en zonas prioritarias de actuación previamente definidas, se han propuesto distintas actuaciones:

- Canal de Ovar/São Jacinto (5 actuaciones)
- Frente lagunar de Murtosa (6 actuaciones)
- Canal de ílhavo (2 actuaciones)
- Canal de Mira (12 actuaciones)
- Salgado (grupo do mar)
- Baixo Vouga Lagunar

Las soluciones a adoptar, en función de la tipología y el estado de las estructurar han sido, básicamente:

- Protecciones de escollera (taludes y refuerzo de márgenes)
- Diques do tipo Geotube (BVL)
- Refuerzo de muros de gravedad
- Suelo reforzado con geosintéticos y geosacos (Salgado)
- Soluciones de ingeniería natural

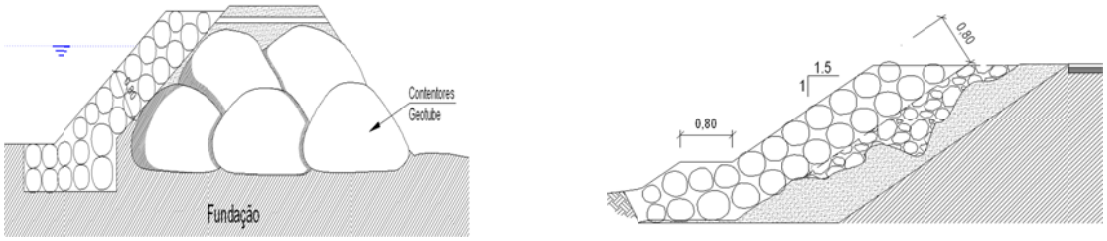


Figura 13. Soluciones para estructuras de ribera

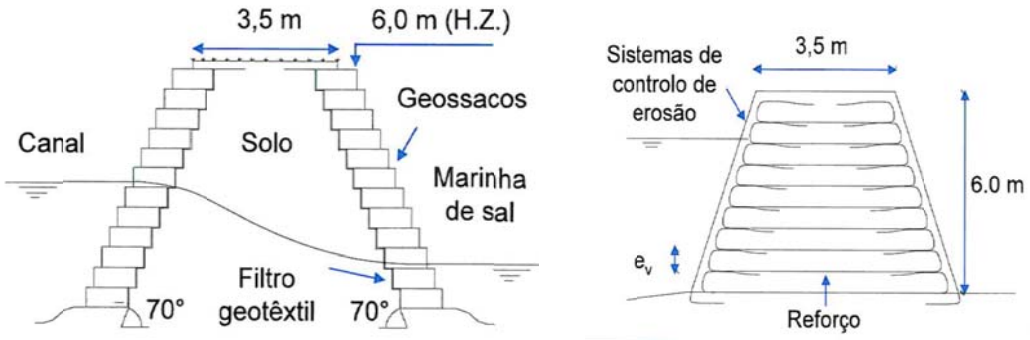


Figura 14. Soluciones para estructuras de salgado

"CAMINO DE RONDA EN EL ENTORNO DEL FARO DE CALELLA"

TERMINO MUNICIPAL DE CALELLA (BARCELONA)

RECUPERAR LA ECOLOGIA DEL PAISAJE COSTERO A TRAVES DE LA INTEGRACION DE LOS ELEMENTOS NATURALES Y ANTROPICOS

A. CAPRINI[1] , A.Mª CASTAÑEDA[2]

1. *Sociedad ASPESIA S.L. c/ Trafalgar, 50, 3º 2ª, 08010 Barcelona. info@aspesia.com*
2. *MAGRAMA Demarcación de Costas en Cataluña, c/ de la Marina, 16-18, 08005 Barcelona. amcastaneda@magrama.es*

SITUACIÓN

Se trata de un recorrido de 850 m situado entre los términos de Calella y Sant Pol de Mar, entre la **platja Gran** de Calella y la **platja de Les Roques**. Discurre desde una cota de 16.54m, en el mirador de Luis Companys, hasta una cota de 28.63 en la zona de acceso a la playa de Les Roques, donde el ferrocarril deja de circular en túnel.

Éste es un ejemplo de paisaje costero muy parecido al de la costa brava: costa rocosa con calas pequeñas y muy encajadas. A lo largo de camino existente, situado a modo de acera de la carretera N-II, se pueden observar los cormoranes. En este tramo la carretera N-II discurre muy cerca de la costa, al igual que la línea del ferrocarril. Ambas infraestructuras representan una barrera muy importante para la accesibilidad y el disfrute de las playas existentes. Esta condición de inaccesibilidad del lugar ha "amparado" la costa de una explotación turística típica de la zona (debido a su cercanía con Barcelona), y al mismo tiempo la rudeza del entorno ha "empujado" hacia la costa la construcción de las infraestructuras. El resultado es un paisaje donde hay ejemplos de playas muy "naturales", con un fuerte impacto visual de las obras de la N-II y de la línea del ferrocarril. La N-II se desarrolla a una cota de +26m con terraplenes en hormigón realizados directamente encima de las playas. El ferrocarril sale de los túneles en un tramo a pie de playa.



Figura 1. Ejemplo de costa actual

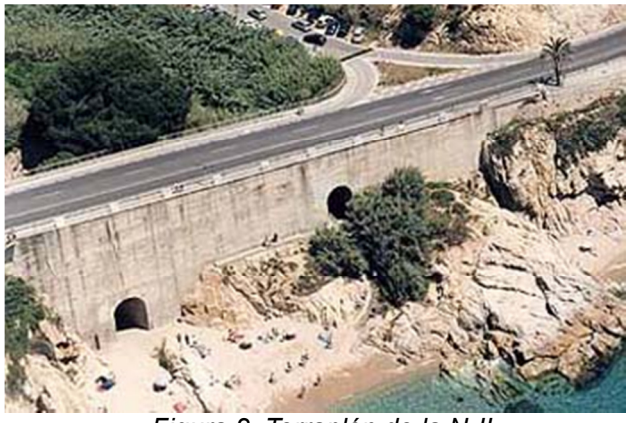


Figura 2. Terraplén de la N-II

PROBLEMÁTICAS

El paisaje costero necesita como principal medida correctora, un proyecto de mejora del impacto ambiental tanto de las obras de la N-II, como de las obras de la línea de ferrocarril. Existe un camino paralelo al trazado de la N-II muy estrecho, que en algún tramo tiene una anchura de 2m. El camino actual se encuentra en malas condiciones, tanto la barandilla como la pavimentación.

Los accesos actuales a la playa se encuentran en malas condiciones y sin servicios. En alguna playa faltan dichos accesos. Es necesario acondicionar las áreas de aparcamiento existentes conectándolas con el sistema de bajadas a la playa, así como acondicionar las zonas de descanso y miradores existentes.

En el límite con Sant Pol de Mar el recorrido de la N-II se ha desplazado hacia el interior. El antiguo tramo queda todavía con una pavimentación en asfalto y sin medidas de recuperación del paisaje, a pesar de que el tramo es peatonal. En ese tramo es preciso naturalizar el antiguo trazado de la N-II.

ELEMENTOS DE PROYECTO



Figura 3. Vista general de la zona de actuación

La topografía del lugar es una topografía muy rica y compleja. Al mismo tiempo está caracterizada por obras artificiales de gran impacto. El paseo se configura como un espacio dinámico que permite el paseo y la mirada sobre el mar, pero también organiza zonas de estancia para la contemplación y el reposo. A partir de las estructuras de la N-II se proyecta una nueva estructura que define el paseo como integración entre lo artificial construido y lo natural. Un conjunto de líneas que crean diferentes espacios, recordando la estructura áspera de las rocas, así como el movimiento de las olas y de las mareas. Se establece una lógica de construcción para alcanzar una modulación necesaria tanto para evitar un carácter extremadamente casual del paseo, como para la realización del mismo. De esta manera el paseo se transforma desde un espacio estrecho y confinado entre la carretera y la fuerte pendiente de la costa, en un lugar arquitectónico, donde la misma geometría compleja de la naturaleza y la artificialidad de las infraestructuras encuentran su punto común. Considerando como punto de partida la conformación del paisaje y sus elementos característicos, se dibuja una propuesta que integra tanto los elementos naturales como los elementos artificiales presentes. Se presenta un segundo tema de proyectación paisajística: en el tramo donde la N-II se ha desplazado hacia el interior se volverá a naturalizar el lugar, eliminando el asfalto y recuperando el paisaje original a través de una pavimentación natural y nueva vegetación típica de la zona.

PRINCIPALES OBJETIVOS:

1. crear un sección tipo de la senda de un mínimo de 2m de anchura
2. acondicionar los accesos a las playas existentes. Hay ocho playas, de las que dos son más grandes y las otras seis son pequeñas calas
3. crear nuevos accesos a las playas
4. enlazar el nuevo paseo con el paseo urbano existente en la zona del mirador del President Lluís Companys i Jover
5. conectar con el paseo marítimo situado a levante de la actuación
6. enlazar con el camino existente hacia el faro de Calella
7. resituar el chiringuito existente resolviendo la actual ocupación de dominio publico
8. acondicionar los muros de hormigón existentes con mampostería
9. mitigar con árboles la presencia del ferrocarril en un tramo de la costa

ENSAYOS EN MODELO FÍSICO DE ATENUACIÓN DEL OLEAJE POR PRADERAS DE *Posidonia oceanica*

J.F. Sánchez-González[1], G. Díez Rubio[2]

[1] Centro *de Estudios de Puertos y Costas (Centro de Experimentación de Obras Públicas), C/Antonio López, nº 81, 28026 Madrid, jose.f.sanchez@cedex.es*

[2] *Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente). Plaza San Juan de la Cruz, S/N, 28071, Madrid. gdrubio@magrama.es*

INTRODUCCIÓN

El objeto de esta ponencia es ampliar el conocimiento existente sobre la atenuación del oleaje debida a la presencia de *Posidonia oceanica* (en adelante, *P. oceanica*) en el perfil de playa. Para ello, el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX ha llevado a cabo una serie de ensayos en un modelo físico a escala 1/10 de una pradera artificial (Figura 1) que representa a esta fanerógama tan importante en el litoral Mediterráneo.

Estos trabajos suponen la continuación de una serie de actuaciones previas realizadas por el CEDEX y la actual Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (en adelante, DGSCM), cuyo interés y sensibilidad por el papel de la *P. oceanica* en nuestras costas mediterráneas hizo que en enero de 2004 organizase junto al CEDEX una jornada monográfica sobre dichas fanerógamas marinas, titulada "Jornada sobre las praderas de *P. oceanica*. El impacto de la actuaciones humanas." En dicha jornada se constató que la mayoría de los estudios se centraban en su análisis medioambiental, dejando de lado aspectos de gran importancia como su interacción con el oleaje y por tanto su influencia en la morfodinámica costera.

En el año 2006 la DGSCM encargó al CEDEX un estudio preliminar sobre los efectos de las praderas en el oleaje (CEDEX, 2006), donde se realizó una recopilación de estudios similares llevados a cabo con anterioridad y se propusieron diferentes vías de investigación en relación a ésta fanerógama y su influencia en la dinámica marina y costera.

Continuando con esta serie de trabajos, la DGSCM consideró entonces apropiado acometer ensayos en modelo físico, por lo que encargó la continuación de los estudios (CEDEX, 2009). En este trabajo se ensayó a escala 1/10 una pradera de 90 m de longitud y 32 m de anchura, con densidad 1.200 haz/m^2 (pradera muy sana) y 6 hojas de hasta 1 m de longitud por haz. En resumen, los resultados de los ensayos pusieron de manifiesto la fuerte influencia de la pradera en la atenuación del oleaje a pequeñas profundidades (menores de 8 m), siendo la máxima reducción de la altura de ola del 80% a 3 m de profundidad, y del 50% y 30% a 5 m y 8 m de profundidad respectivamente, para una pradera de 90 m de longitud.

Un análisis más profundo de estos resultados (Sánchez-González *et al*., 2011) permitió obtener un modelo de comportamiento que asociaba la energía disipada del oleaje con el trabajo de las fuerzas de arrastre del flujo sobre las hojas. De esta forma, se puede expresar la atenuación del oleaje a lo largo de una pradera mediante una ley exponencial

$$H(x) = H_0 \cdot e^{-k_v x} \qquad (1)$$

siendo H la altura de ola y x la distancia recorrida por el oleaje sobre la pradera desde el punto inicial, donde la altura de ola es H_0, y k_v el coeficiente de atenuación, que puede obtenerse por la expresión

$$k_v = \frac{1}{9\pi} C_D \frac{mD}{b^2} \frac{1}{n} \frac{g^2 k^2}{\sigma^4} \frac{\sinh^3(kh) + 3\sinh(kh)}{\cosh^3(kd)} (kH_0)^{0.82} \qquad (2)$$

donde C_D es el coeficiente de arrastre, directamente relacionado con el número de Keulegan-Carpenter, *m*, *D*, *h* y *b* son variables relacionadas con la *P. oceanica*, y el resto de variables son conocidas en función del oleaje y la profundidad. El modelo se describe con detalle en el tercer apartado.

Estos resultados revelaron la necesidad de profundizar en el estudio de la atenuación del oleaje por praderas de *P. oceanica* mediante la realización de nuevos ensayos con praderas de diferente densidad, altura de hojas y distribución espacial.

Además de la presente introducción, esta ponencia está estructurada en tres apartados, cuyos contenidos se resumen a continuación. El siguiente apartado contiene la descripción en detalle de las principales características de los ensayos realizados, incluyendo la descripción de los modelos ensayados, el tanque de oleaje, el programa y los oleajes de ensayo y finalmente las mediciones efectuadas.

En el tercer apartado se exponen algunos resultados de los ensayos, así como un análisis de los mismos. En primer lugar se describe un modelo modo de atenuación del oleaje a lo largo del modelo, en función de la profundidad, altura de ola, etc. A continuación se propone un modelo de cálculo de la atenuación del oleaje por vegetación sumergida, calibrado para las praderas de *P. oceanica* con los datos de este trabajo obtenidos en los ensayos con oleaje monocromático y validado con los resultados de los ensayos realizados con oleaje irregular.

Finalmente se resumen las principales conclusiones del trabajo obtenidas hasta ahora, así como las recomendaciones sobre las futuras líneas de actuación.

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Modelos ensayados

En esta fase de ensayos en modelo físico se ha tratado de reproducir un amplio conjunto de configuraciones de praderas de *P. oceanica*, yendo desde una pradera en estado sano (alta densidad de plantas y haces frondosos con hojas muy largas) hasta praderas con haces más cortos, menos densos y con una pobre distribución espacial. Todo ello con el objetivo de generalizar un modelo de atenuación del oleaje definido con datos de 2009, en el que sólo se ensayó una pradera.

Teniendo en cuenta los objetivos fijados, para los nuevos ensayos decidió utilizarse el mismo modelo de *P. oceanica* de 2009, pero modificado para obtener las configuraciones necesarias de densidad y distribución espacial en el experimento. Más detalle sobre la construcción de los modelos se puede consultar en CEDEX (2009).

El modelo se reprodujo mediante una planta artificial formada por filamentos de plástico de 10 cm de longitud y 3 mm de anchura, fijados a una placa de hormigón rectangular de 0,3 x 0,6 m^2, siendo necesarias alrededor de 140 placas para cubrir un área de 9 x 3.2 m^2. Las plantas fueron fabricadas por personal del CEPYC de manera manual, estando cada placa formada por 9 líneas de 2 hileras cada una de 2400 filamentos/hilera. Con 18 hileras en cada placa, la pradera formada por las 140 placas adosadas (sin mediar espacio entre ellas) tenía una densidad equivalente de 1200 haz/m^2, bastante superior a lo que se puede considerar una pradera muy sana. Por lo tanto, cualquier configuración a ensayar en esta fase nueva fase se definió para tener una menor densidad de pradera.

Para ello, se ha optó en primer lugar por separar las placas, con objeto de aumentar el área representada por cada una de ellas. Asimismo, a medida que avanzaban los ensayos también se redujo el número de hileras en cada placa. De esta forma, y teniendo en cuenta la referencia de 1200 haz/m^2 comentada anteriormente, se obtienen las siguientes densidades equivalentes de pradera:

- 780 haz/m^2, con 18 hileras/placa y placas separadas 10 cm
- 450 haz/m^2, con 10 hileras/placa y placas separadas 10 cm
- 225 haz/m^2, con 5 hileras/placa y placas separadas 10 cm

En cuanto a los patrones de cobertura o de distribución espacial, para estos ensayos se han considerado dos tipos adicionales a la cobertura uniforme, resultando los siguientes tipos de pradera:

- **Uniforme**, similar al ensayado en 2009, para representar una pradera sana donde todo el fondo está cubierto por *P. oceanica*.
- **Discontinuo**, donde hay zonas con cobertura uniforme separadas por grandes zonas sin cobertura vegetal.
- **Disperso**, donde predominan las zonas sin cobertura vegetal, aunque hay una pequeña presencia de plantas muy separadas entre sí, ocupando una superficie amplia.

Para estos dos nuevos tipos de distribución la pradera tiene la misma densidad, pero una cobertura espacial más pobre. Esta característica (*tipo de cobertura*), sin embargo, no está contemplada en el modelo dado por las Ecs. (1) y (2), en las que debe introducirse una densidad equivalente de la pradera. Al final de esta ponencia se verá que es necesario emplear ningún parámetro más para tener en cuenta el tipo de distribución. Por ello, se recomienda emplear un valor de *densidad media* de la pradera, obtenida en función de la superficie ocupada por las plantas artificiales (Tabla 1).

Tabla 1. Densidad media de las praderas (haz/m^2) en función del tipo de distribución espacial y el número de haces por placa (dado por la relación hileras/placa)

	Densidad de haces/placa		
Tipo de cobertura	18 hileras/placa	10 hileras/placa	5 hileras/placa
Uniforme	780	450	225
Discontinua	550	315	150
Dispersa	290	170	85

Por lo que a la longitud de las hojas respecta, en la fase 2009 se mantuvo constante en 10 cm. Para la actual fase del trabajo se han empleado también plantas más cortas (7 cm), con objeto de conocer la influencia de este factor en la atenuación. Esta variante se ha ensayado en la fase final del experimento.

Tanque de ensayos y escala adoptada

Para este trabajo, todos los ensayos se han realizado en un canal de oleaje de 6.5 m de ancho, 36 m de longitud y una profundidad máxima de 1.30 m. Tal como se observa en la Figura 1, el canal está dividido en una zona de generación de 8 m de longitud y fondo horizontal, seguida por una rampa de pendiente 4% que da paso a la zona de ensayos, de fondo horizontal y 11 m de longitud, de los que se han considerado para el ensayo los 9 m iniciales. El canal dispone finalmente de una rampa de absorción del oleaje diseñada específicamente para minimizar las reflexiones en el canal.

La zona de ensayos se ha dividido en dos mediante un muro divisorio que separa dos áreas independientes de iguales dimensiones, estado en una de ellas el modelo de *P. oceanica*, mientras que la otra ha quedado sin vegetación, con objeto de servir como referencia del oleaje no afectado por el modelo (para tarado de las medidas).

En cuanto a la escala del modelo, se ha mantenido la misma de los ensayos de la Fase 2009 (escala 1/10), con objeto de utilizar el modelo de *P. oceanica*, tal y como se ha comentado anteriormente. Dicha escala 1/10 fue determinada teniendo en cuenta las características del canal, muy similares a las del canal empleado en esta fase (dimensiones y capacidad de generación de oleaje), así como la posibilidad de fabricar adecuadamente el modelo.

Programa de ensayos

Como resultado de la combinación de las distintas densidades de placa con los distintos tipos de pradera y longitud de las hojas, resultan 12 ensayos, a los que hay que sumar el Ensayo 0, realizado sin modelo para servir como referencia del oleaje no modificado por la *P. oceanica* (Tabla 2).

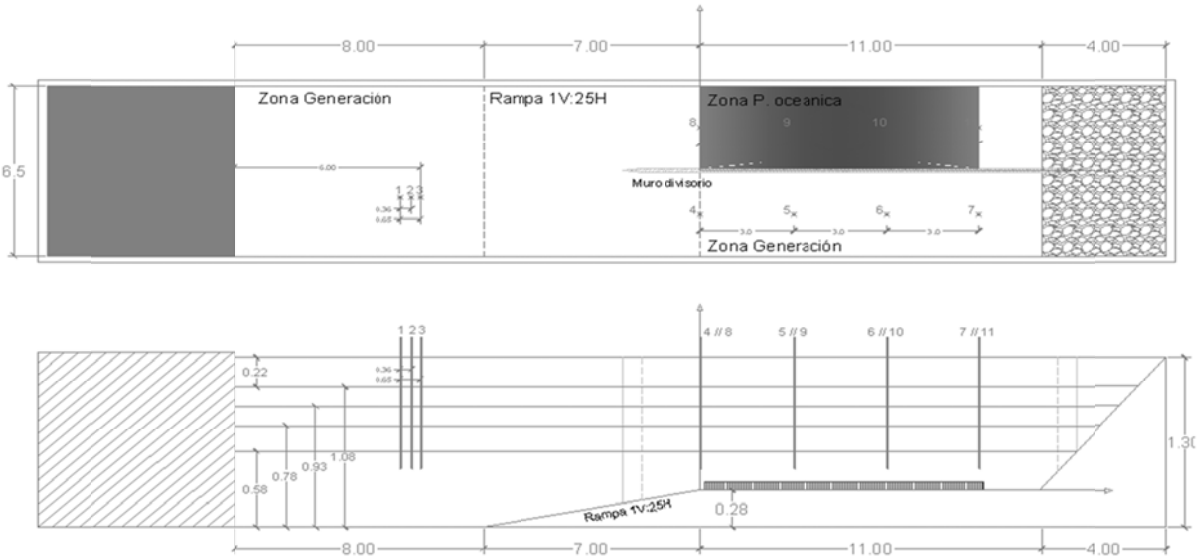


Figura 1. Esquema del canal y disposición del modelo en los ensayos.

Tabla 2. Programa de ensayos en función de las características del modelo ensayado

Ensayo	Densidad de placa	Distribución espacial	Densidad media	Longitud de las hojas
0	Sin modelo (referencia del oleaje no alterado por la *P. oceanica*)			
1	18 hileras/placa	Uniforme	780 haz/m^2	10 cm
2	18 hileras/placa	Discontinuo	550 haz/m^2	10 cm
3	18 hileras/placa	Disperso	290 haz/m^2	10 cm
4	10 hileras/placa	Uniforme	450 haz/m^2	10 cm
5	10 hileras/placa	Discontinuo	315 haz/m^2	10 cm
6	10 hileras/placa	Disperso	170 haz/m^2	10 cm
7	5 hileras/placa	Uniforme	225 haz/m^2	10 cm
8	5 hileras/placa	Discontinuo	150 haz/m^2	10 cm
9	5 hileras/placa	Disperso	85 haz/m^2	10 cm
10	5 hileras/placa	Uniforme	225 haz/m^2	7 cm
11	5 hileras/placa	Discontinuo	150 haz/m^2	7 cm
12	5 hileras/placa	Disperso	85 haz/m^2	7 cm

Oleajes de ensayo

Al igual que en la fase de ensayos de 2009, la experimentación ha incluido la generación de oleajes regulares e irregulares. De esta manera, siguiendo el análisis de Sánchez-González *et al.* (2011), los resultados de los ensayos con oleaje regular pueden ser empleados para calibrar las fórmulas del modelo de atenuación, mientras que los del oleaje irregular pueden ser utilizados en su validación.

Las tres variables empleadas para definir el oleaje regular son la profundidad de agua en la zona del modelo, el periodo y la altura de ola, {d, T, H}. Esta terna de valores tiene su equivalente para oleaje irregular, sustituyendo H por H_{rms} (altura media cuadrática) y T por T_p (periodo de pico), quedando por tanto {d, T_p, H_{rms}}. Esta equivalencia ha sido definida con objeto de mantener la expresión del flujo de energía (empleado en la ecuación de la conservación de la energía), siendo necesario tan solo sustituir H por H_{rms} y T por T_p.

El conjunto de oleajes de ensayo se ha reproducido en todos los ensayos indicados en la Tabla 2, con la excepción de los oleajes con mayor profundidad, que no se han reproducido para los ensayos con densidad más baja (en los que apenas se observaba atenuación).

En la fase de ensayos 2009 los oleajes de ensayo se definieron por la combinación sistemática de valores de profundidad del modelo, periodo y altura de ola {*d*, *T*, *H*}, de manera que se pudiera estudiar el efecto de estas variables en la atenuación del oleaje. Sin embargo, tal y como se ha citado en la introducción, un análisis más profundo de los resultados demostró que la atenuación se puede expresar en función del número de Reynolds, que incluye las tres variables anteriores. De este modo, es posible reducir el número de oleajes a ensayar, siempre y cuando el conjunto de oleajes seleccionado (definidos por la terna {*d*, *T*, *H*}) represente correctamente una variación progresiva y uniforme de Re.

En resumen, el proceso ha consistido en seleccionar oleajes que, dentro del conjunto de 120 tríos de valores {*d*, *T*, *H*} (obtenidos como combinación de 4 profundidades, 6 periodos y 5 alturas de ola) representase una variación uniforme de Re. Para oleaje irregular el proceso ha sido análogo, siendo la terna de valores característicos del oleaje {*d*, T_p, H_{rms}}. Debe notarse que, en el diseño del oleaje irregular, las alturas cuadráticas resultantes son en general inferiores a las alturas del oleaje regular, debido a la limitación de altura para evitar la rotura del oleaje en el modelo. Esto hace que los valores de Re y Ke obtenidos sean también menores. La influencia de este último aspecto se estudiará posteriormente. Los 56 oleajes regulares y 54 irregulares se muestran en páginas siguientes.

Medidas realizadas

Para medir el oleaje generado y la propagación a lo largo del modelo se han empleado 11 sondas capacitativas, estando tres en la zona de generación del oleaje y ocho en la zona del modelo, distribuidas cuatro en la parte con pradera y las otras cuatro en la zona sin *P. oceanica*. En ambos lados en la zona del modelo las sondas se han separado 3 m entre sí, estando la primera en el inicio de la pradera (x = 0) y la cuarta al final de la misma (x = 9 m). Las 8 sondas van montadas de dos en dos sobre unos bastidores que quedan apoyados sobre los muros del canal y el muro divisorio central (Figura 2).



Figura 2. Vista del canal con el modelo de PO (Ensayo 01) y las sondas en posición de medida

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Atenuación del oleaje I. Influencia de las variables del oleaje

En este apartado se resume el trabajo de Sánchez-González *et al*. (2011) sobre la atenuación que pueden producir sobre el oleaje las praderas de *P. oceanica*. Dicho trabajo está basado en el informe CEDEX (2009), que se centró en este aspecto, para lo cual se ensayó a escala 1/10 una única pradera de 90 m de longitud y 32 m de anchura, con densidad 1.200 haz/m^2 y 6 hojas de hasta 1 m de longitud por haz (pradera muy sana), quedando los resultados plasmados en el informe final emitido en septiembre de 2009.

Los resultados de aquellos ensayos pusieron de manifiesto la fuerte influencia de la pradera en la atenuación del oleaje a pequeñas profundidades (inferiores a 8 m), siendo la máxima reducción de la altura de ola en 90 m de longitud del 80% a 3 m de profundidad, 50% a 5 m y 30% a 8 m. Por tanto, es evidente que la atenuación de la altura de la ola se rige principalmente por la profundidad del agua, *d*, relativa a la altura de la vegetación, *h*. Para aguas poco profundas, además, la atenuación es más pronunciada en comparación con los resultados a mayores profundidades, lo que se esperaba, ya que las ondas que se propagan a pequeña profundidad inducen mayores velocidades orbitales de las partículas en el fondo, donde se encuentra la vegetación, por lo que el flujo de energía absorbido es mayor que a para profundidades de agua superiores.

Tabla 3. Oleajes de ensayo (oleaje regular). Re y Ke obtenidos con ζ = 3 mm

Nº ensayo	d	T	H	Re	Ke
1	0.3	1.2	0.05	327	44
2	0.3	1.2	0.1	654	87
3	0.3	1.6	0.05	372	66
4	0.3	1.6	0.1	744	132
5	0.3	1.6	0.15	1116	198
6	0.3	2	0.1	785	174
7	0.3	2	0.15	1178	262
8	0.3	2	0.2	1570	349
9	0.3	2.4	0.1	807	215
10	0.3	2.4	0.15	1211	323
11	0.3	2.4	0.2	1615	431
12	0.3	2.8	0.15	1231	383
13	0.3	2.8	0.2	1642	511
14	0.3	3.2	0.2	1659	590
15	0.5	1.2	0.05	186	25
16	0.5	1.2	0.1	372	50
17	0.5	1.6	0.05	249	44
18	0.5	1.6	0.1	498	89
19	0.5	1.6	0.15	747	133
20	0.5	2	0.1	558	124
21	0.5	2	0.15	837	186
22	0.5	2	0.2	1117	248
23	0.5	2	0.25	1396	310
24	0.5	2.4	0.1	591	158
25	0.5	2.4	0.15	886	236
26	0.5	2.4	0.2	1182	315
27	0.5	2.4	0.25	1477	394
28	0.5	2.8	0.15	916	285
29	0.5	2.8	0.2	1221	380
30	0.5	2.8	0.25	1526	475

Nº ensayo	d	T	H	Re	Ke
31	0.65	1.2	0.05	125	17
32	0.65	1.2	0.1	251	33
33	0.65	1.6	0.05	194	35
34	0.65	1.6	0.1	389	69
35	0.65	1.6	0.15	583	104
36	0.65	2	0.1	458	102
37	0.65	2	0.15	688	153
38	0.65	2	0.2	917	204
39	0.65	2	0.25	1146	255
40	0.65	2.4	0.1	497	132
41	0.65	2.4	0.15	745	199
42	0.65	2.4	0.2	993	265
43	0.65	2.4	0.25	1242	331
44	0.75	1.2	0.05	96	13
45	0.75	1.2	0.1	193	26
46	0.75	1.6	0.05	167	30
47	0.75	1.6	0.1	333	59
48	0.75	1.6	0.15	500	89
49	0.75	2	0.1	408	91
50	0.75	2	0.15	612	136
51	0.75	2	0.2	815	181
52	0.75	2	0.25	1019	226
53	0.75	2.4	0.1	449	120
54	0.75	2.4	0.15	674	180
55	0.75	2.4	0.2	898	239
56	0.75	2.4	0.25	1123	299

Tabla 4. Oleajes de ensayo (oleaje irregular). Re y Ke obtenidos con ζ = 3 mm

Nº ensayo	d	T_p	H_{rms}	Re	Ke
1	0.3	1.2	0.05	327	44
2	0.3	1.6	0.05	372	66
3	0.3	1.6	0.075	558	99
4	0.3	2	0.05	393	87
5	0.3	2	0.075	589	131
6	0.3	2.4	0.075	606	161
7	0.5	1.2	0.05	186	25
8	0.5	1.6	0.05	249	44
9	0.5	1.6	0.075	374	66
10	0.5	1.6	0.1	498	89
11	0.5	1.6	0.125	623	111
12	0.5	2	0.05	279	62
13	0.5	2	0.075	419	93
14	0.5	2	0.1	558	124
15	0.5	2	0.125	698	155
16	0.5	2	0.15	837	186
17	0.5	2.4	0.075	443	118
18	0.5	2.4	0.1	591	158
19	0.5	2.4	0.125	739	197
20	0.5	2.4	0.15	886	236
21	0.5	2.8	0.1	611	190
22	0.5	2.8	0.125	763	237
23	0.5	2.8	0.15	916	285

Nº ensayo	d	T_p	H_{rms}	Re	Ke
24	0.65	1.2	0.05	125	17
25	0.65	1.6	0.05	194	35
26	0.65	1.6	0.075	292	52
27	0.65	1.6	0.1	389	69
28	0.65	1.6	0.125	486	86
29	0.65	2	0.05	229	51
30	0.65	2	0.075	344	76
31	0.65	2	0.1	458	102
32	0.65	2	0.125	573	127
33	0.65	2	0.15	688	153
34	0.65	2.4	0.075	372	99
35	0.65	2.4	0.1	497	132
36	0.65	2.4	0.125	621	166
37	0.65	2.4	0.15	745	199
38	0.65	2.8	0.1	520	162
39	0.65	2.8	0.125	650	202
40	0.65	2.8	0.15	779	242
41	0.75	1.2	0.05	96	13
42	0.75	1.6	0.05	167	30
43	0.75	1.6	0.075	250	44
44	0.75	1.6	0.1	333	59
45	0.75	1.6	0.125	416	74
46	0.75	2	0.05	204	45
47	0.75	2	0.075	306	68
48	0.75	2	0.1	408	91
49	0.75	2	0.125	510	113
50	0.75	2	0.15	612	136
51	0.75	2.4	0.075	337	90
52	0.75	2.4	0.1	449	120
53	0.75	2.4	0.125	561	150
54	0.75	2.4	0.15	674	180

A partir de estas observaciones, Sánchez-González *et al*. (2011) trataron de modelizar la influencia que tienen sobre la atenuación del oleaje las principales variables que definen el flujo: profundidad, periodo y altura de ola, así como algunos de los parámetros derivados de estas. Siguiendo los trabajos de Dalrymple *et al*. (1984), los autores consideraron que la variación del flujo de energía es igual al trabajo por unidad de tiempo realizado por las fuerzas de arrastre sobre las hojas. Con objeto de obtener una expresión exponencial, Ec. (1), linealizaron el trabajo realizado por las fuerzas de arrastre, obteniendo un coeficiente de atenuación dado por la Ec. (2) en la Introducción.

En conclusión, el modelo de Sánchez-González *et al*. (2011) incluye el parámetro C_D, calibrado a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de la Fase 2009, mientras que el resto son variables calibradas o conocidas, siendo dependientes del flujo o del estado de conservación de la pradera. En cuanto a C_D, la Figura 3 muestra la calibración realizada con los datos de 2009 en función de los parámetros Ke y Re.

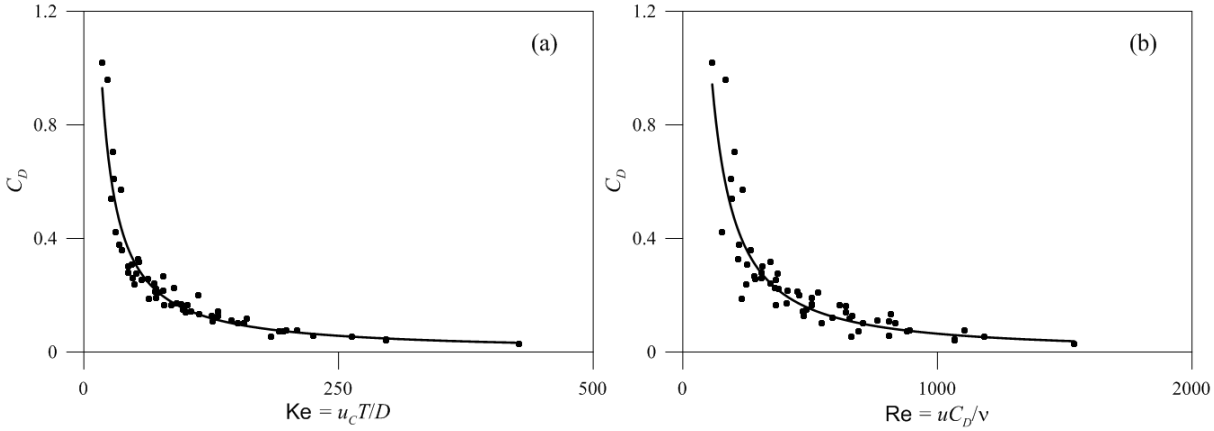


Figura 3. Variación de C_D con el número de Keulegan-Carpenter (a) y Reynolds (b).

siendo la expresión del mejor ajuste de C_D para los datos de los ensayos de la Fase 2009

$$C_D = \frac{22.9}{\mathrm{Ke}^{1.09}}\ ,\ 15 \le \mathrm{Ke} \le 425 \qquad (3)$$

donde Ke se calculó con la longitud característica igual a la anchura de las hojas (3 mm).

En la Figura 4 se muestra la comparación de las alturas de ola estimadas con el modelo de las Ecs. (1) a (3) con los valores de altura de ola realmente medidos en los ensayos con oleaje regular de 2009. Como puede comprobarse, el resultado es altamente satisfactorio, con R^2=0.982.

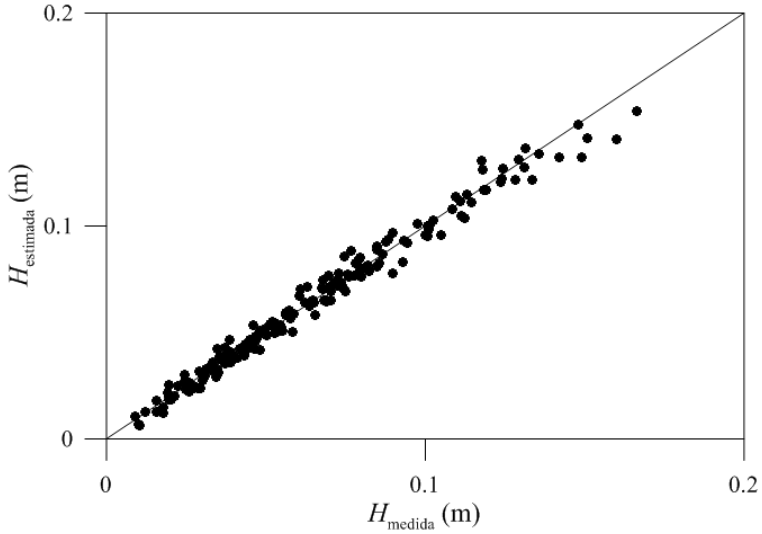


Figura 4. Comparación de las alturas de ola medidas y calculadas según el modelo de Sánchez-González et al*. (2011) en los ensayos de la Fase 2009 con oleaje regular.*

Para calcular la atenuación del oleaje irregular, este mismo método puede aplicarse de manera muy simple, sustituyendo el periodo T por el periodo de pico, T_p, y la altura de ola al inicio de la pradera, H_0 por la altura media cuadrática en ese mismo punto, $H_{rms,0}$.

Atenuación del oleaje II. Influencia de las características de la *P. oceanica*

En los ensayos de la Fase 2009 sólo se ensayó un modelo de *P. oceanica*, por lo que no se puede conocer la bondad de ajuste del monomio relacionado con el estado de conservación de la pradera, mD/b^2. Por ello, se consideró necesaria la realización de nuevos ensayos con praderas de diferente densidad, altura de hojas y distribución espacial, lo que permitiría generalizar el modelo de comportamiento del oleaje.

Como se ha avanzado anteriormente, en esta fase de ensayos se han reproducido 12 configuraciones distintas de una pradera de *P. oceanica*, pasando desde praderas en estado muy sano hasta estados en riesgo de desaparición.

Para obtener una idea del comportamiento del oleaje en los distintos ensayos realizados en esta investigación, se muestran los resultados de la atenuación del oleaje al final de la pradera en función de la tasa de disminución de la altura de ola al final de la pradera (x = 9 m):

$$\text{Atenuación}(\%) = 100\left(1 - \frac{H_{x=9}}{H_{x=0}}\right) \qquad (4)$$

Las siguientes dos figuras muestran los valores máximo y medio de esta atenuación medidos en los 12 ensayos, agrupándolos en función de las características de pradera y planta. Los resultados no incluyen los ensayos con profundidad d = 75 cm, que sólo se han reproducido en los ensayos 1 al 6.

En ambas figuras se observa claramente la relación entre la atenuación y las características de la *P. oceanica* (densidad, patrón de distribución espacial y longitud de hojas). Para facilitar la interpretación, sobre cada barra se señalan la densidad (en número de hileras por placa) y longitud de hojas (en cm).

Tal y como cabía esperar, la atenuación disminuye a medida que la distribución espacial se empobrece y, para un mismo tipo de distribución, a medida que disminuye la densidad de pradera. Por último, la atenuación también depende directamente del tamaño de las hojas, a igualdad del resto de variables. Existe una excepción en los datos de oleaje irregular del Ensayo 4 (distribución uniforme, densidad 10 hileras/placa y hojas de 10 cm), debido a un fallo del sistema de medida en los oleajes con d = 30 cm, que son los de mayor atenuación. Por este motivo, en este ensayo la atenuación media y máxima son inferiores a lo esperado.

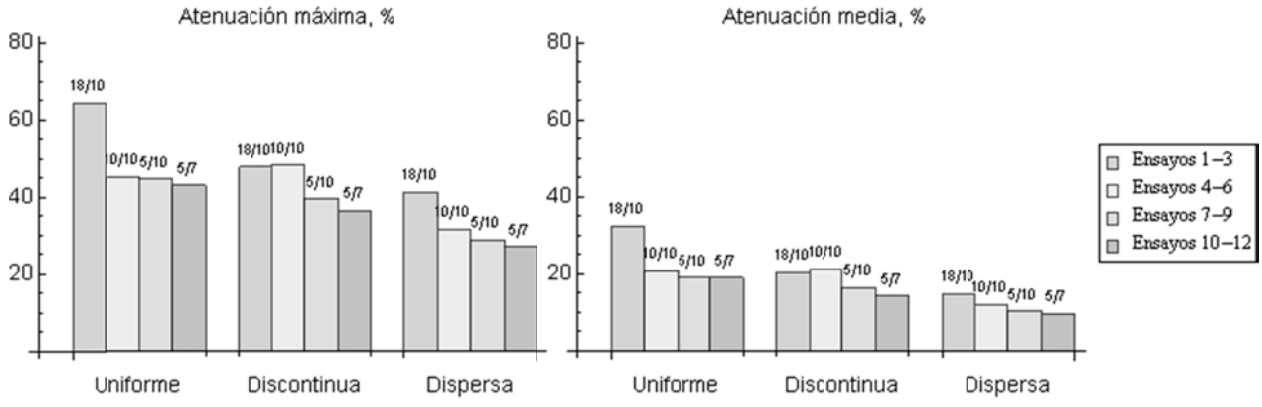


Figura 5. Atenuaciones máxima y media de los ensayos con oleaje regular

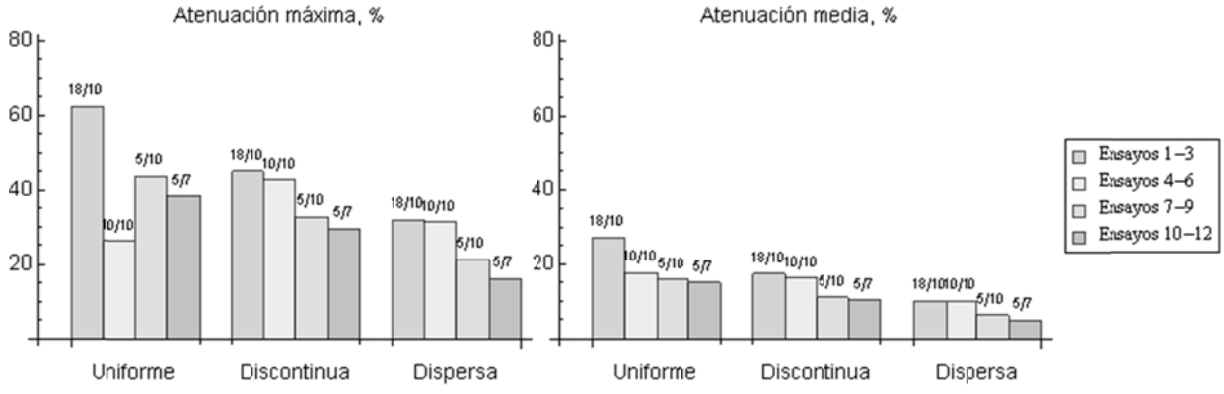


Figura 6. Atenuaciones máxima y media de los ensayos con oleaje irregular

Este comportamiento confirma que la atenuación está directamente relacionada con el área de plantas expuesta al flujo (densidad de pradera y longitud de hojas) y su distribución espacial. Por tanto, el siguiente paso consiste en comprobar si la influencia de las características de la pradera queda bien representada por el término mD/b^2 de la Ec. (2).

Influencia de la densidad de pradera

El panel de la izquierda en la Figura 7 muestra los valores de C_D obtenidos en los ensayos con distribución uniforme y densidad de placa (es decir, de pradera) variable. Para la representación se han empleado ejes con escala logarítmica con objeto de apreciar mejor las diferencias entre los resultados obtenidos. Los diferentes rangos de variación de Ke en comparación con los de la Figura 3 son debidos a que en el segundo caso se ha adoptado la altura de las hojas como longitud característica para el cálculo de Ke.

Como puede apreciarse, en las tres series de datos representadas existe una clara relación potencial entre C_D y el Ke, aunque C_D aumenta gradualmente con la disminución de la densidad de la pradera. Esto significa que, cuanto menor es la densidad de pradera, mayor es la atenuación por hoja, es decir, mayor es su "eficacia". Esto podría interpretarse desde un punto de vista físico como un efecto protector de unas hojas sobre otras cuando un número muy grande de hojas impide que el flujo afecte a todas las hojas por igual. No obstante, no debe confundirse la capacidad atenuante de cada planta con la capacidad de atenuación de toda la pradera en su conjunto. Así, las praderas más densas atenúan más cantidad de oleaje, como se ha visto en las Figuras 5 y 6, aunque una pradera menos densa sea más eficaz atenuando el oleaje.

Por tanto, se ha supuesto en principio que esta eficacia puede quedar correctamente representada elevando la densidad de pradera a un exponente β inferior a la unidad, que deberá ajustarse experimentalmente.

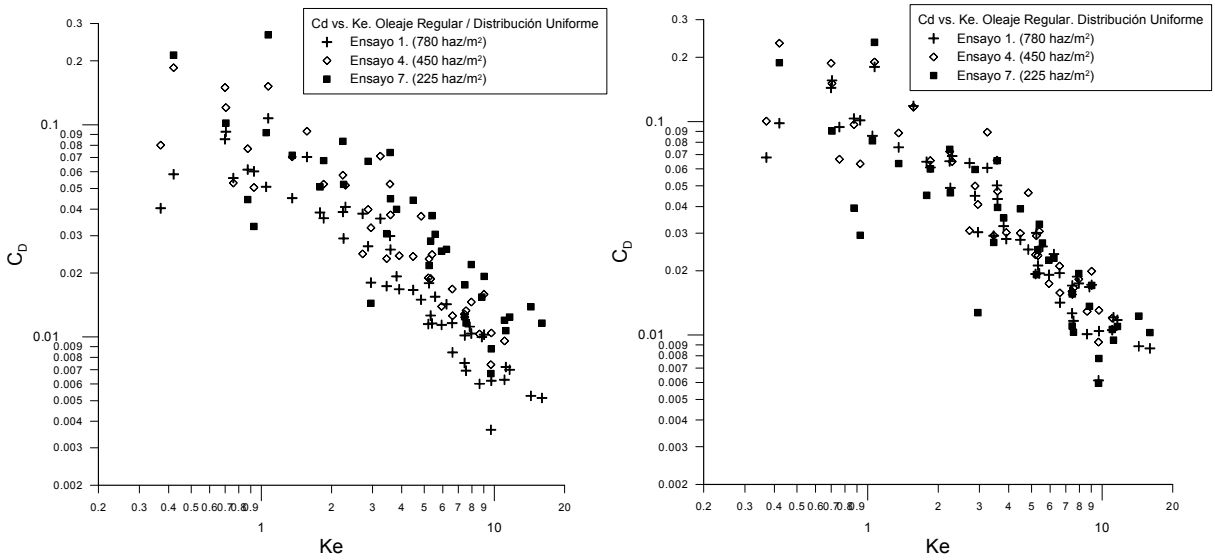


Figura 7. Coeficiente de arrastre obtenido sin corrección por densidad (izquierda) y con corrección (derecha). Ensayos con distribución uniforme y oleaje regular.

El valor de β se ha calibrado con los resultados de los ensayos con oleaje regular en praderas uniformes con hojas de 10 cm (Ensayos 1, 4 y 7), siendo el mejor exponente obtenido $\beta \approx 0.5$, válido para valores de b dados en unidades del S.I. Debe hacerse notar que esta corrección no altera las dimensiones del coeficiente de atenuación k_v (m^{-1}). Por lo tanto, deberá sustituirse $1/b^2$ en la Ec. (2) por un valor equivalente

$$\left(\frac{1}{b^2}\right)_{eq} \approx \left(\frac{1}{b^2}\right)^{\beta} \qquad (5)$$

El panel de la derecha en la Figura 7 muestra de nuevos los valores de C_D, pero esta vez obtenidos al aplicar el valor de densidad equivalente calculado según la Ec. (5). Como puede verse, de esta manera se consigue que C_D sólo dependa de las características del flujo.

Con esta incorporación, la expresión del coeficiente de arrastre también cambia en función del número de Keulegan-Carpenter (obtenido para una longitud característica igual a la altura de las hojas ($\zeta = h$), siendo la nueva expresión recomendada

$$C_D = \frac{0.12}{\mathrm{Ke}}, \quad \text{con } 0.5 \leq \mathrm{Ke} \leq 15 \tag{6}$$

donde se ha impuesto la condición de que en esta expresión el número de Keulegan-Carpenter esté elevado a la potencia -1, lo que simplifica la formulación sin que los resultados se vean prácticamente afectados.

La Figura 8 compara las alturas de ola significante espectral estimadas con el modelo de las Ecs. (1), (2) y (5), con C_D estimado mediante la Ec. (6), con los valores medidos realmente. En la figura, se han incluido los datos correspondientes a todos los ensayos (1 al 12) realizados durante esta fase de la experimentación. Como puede observarse, el resultado de aplicar el modelo descrito es muy satisfactorio, siendo R^2=0.992. Aunque se presentan los valores de H_{m0}, en la formulación se ha empleado H_{rms} para determinar el coeficiente k_v, tal como se ha indicado anteriormente.

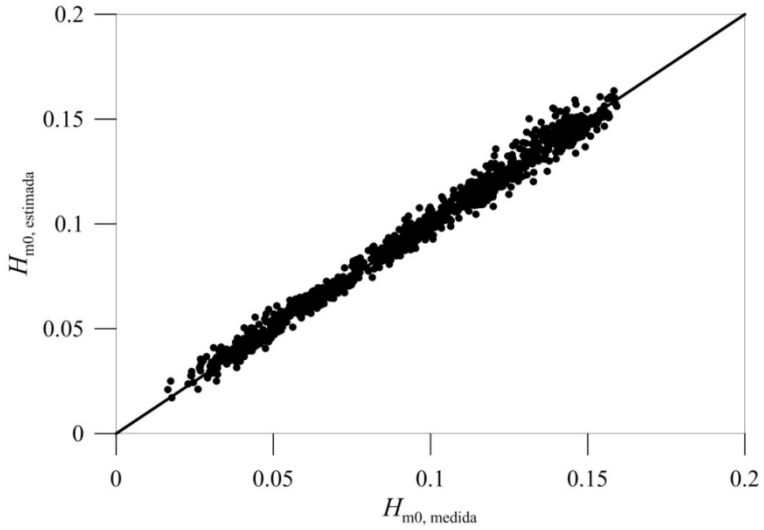


Figura 8. Alturas de ola medida y estimada en los ensayos de la Fase 2012, oleaje irregular.

Influencia de la distribución espacial y la longitud de hojas

De manera semejante a como se observaba en la Figura 7, se aprecian ligeras variaciones en la relación C_D – Ke en función de la distribución espacial de las praderas, lo que es indicativo de diferencias de comportamiento en cada caso. No obstante, los resultados de la figura anterior permiten concluir que, para pequeñas longitudes de pradera, la influencia del tipo de distribución espacial es muy pequeña en comparación con la que se produce por la variación de la densidad media de la pradera.

Por ello, se considera suficiente, en primera aproximación, con sustituir el término $1/b^2$ por el valor correspondiente de densidad media, tal como se expone en la Tabla 1.

En lo relativo a la longitud de las hojas, h, este parámetro está suficientemente representado en el modelo propuesto (aparece tanto en la expresión del coeficiente de atenuación k_v, Ec. (2) como en la longitud característica de Ke). Por tanto, al igual que como se acaba de exponer sobre la distribución de la pradera, tampoco se considera necesario un ajuste adicional para tener en cuenta este último factor.

CONCLUSIONES

Los resultados de los ensayos han puesto de manifiesto la fuerte atenuación del oleaje que puede producir una pradera, especialmente si está muy sana y a profundidades reducidas, tal como se esperaba, ya que las ondas inducen mayores velocidades cerca de la vegetación, por lo que aumenta el flujo de energía absorbido.

Tal y como cabía esperar, la atenuación disminuye a medida que la distribución espacial se empobrece y, para un mismo tipo de distribución, a medida que disminuye la densidad de pradera. Por último, la atenuación también depende directamente del tamaño de las hojas, a igualdad del resto de variables. Las atenuaciones medias van desde el 5% para praderas en recesión y el 25% para praderas de 780 haz/m^2 con hojas de 1 m de longitud.

En cuanto a la influencia de las praderas, el estudio detallado de los resultados muestra que cuanto menor es la densidad de pradera mayor es la atenuación en cada planta, es decir, mayor es la “eficacia” de la pradera. Esto podría interpretarse desde un punto de vista físico como una protección de unas plantas sobre otras cuando hay un número muy grande de plantas.No debe confundirse, sin embargo, la capacidad atenuante de cada planta con la de la pradera (en total, las praderas más densas atenúan más cantidad de oleaje).

De manera similar, para una misma densidad media de pradera, se aprecia una ligera diferencia de atenuación en función de la distribución espacial, aunque es muy baja para pequeñas longitudes de pradera, por lo que no se tendrá en cuenta.

Una vez observado el efecto de atenuación del oleaje en modelo físico, se considera necesario contrastar los resultados del modelo con el estudio de casos reales en nuestro litoral Mediterráneo. Esto permitiría, por un lado, validar el modelo propuesto, y por otro profundizar en el análisis de la influencia de la *P. oceanica* en la morfodinámica costera, tal y como viene demandando la DGSCM desde 2004.

REFERENCIAS

CEDEX, 2006. *Estudio preliminar sobre el efecto de la Posidonia oceanica sobre el oleaje*. Informe para la Dirección General de Costas (Ministerio de Medio Ambiente). Clave CEDEX 22-406-5-127.

CEDEX, 2009. *Condicionantes de la Posidonia oceanica en la atenuación del oleaje en modelo físico*. Informe para la Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y del Mar (Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino). Clave CEDEX 22-508-5-001.

Dalrymple, R.A., Kirby, J.T., Hwang, P.A. (1984). Wave diffraction due to areas of energy dissipation.*J. Waterways, Port, Coastal and Ocean Eng*. 110 (1), 67-79.

Sánchez-González, José F., Sanchez-Rojas, Virginia y Memos, Constantine D. (2011). Wave attenuation due to *Posidonia oceanica* meadows. *J. of Hydraulic Research*, 49 (4), 503-514

APLICACIÓN DE UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA COMO HERRAMIENTA DE GESTIÓN DEL MANTENIMIENTO DE LA COSTA

J.I. Pagán Conesa[1], M.A. Jordá Guijarro[2], J. A. Guillamón Hurtado[3], L. Aragonés Pomares[4] , M. Llaneza Álvarez[5]

[1]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante,* jipc1@alu.ua.es

[2]*Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante,* majorda@magrama.es

[3]*Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante,* jguillamon@magrama.es

[4]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig s/n, 03690, San Vicente del Raspeig, Alicante,* laragones@ua.es

[5]*Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante, mllaneza@magrama.es*

INTRODUCCIÓN

La Dirección General viene dedicando importantes recursos al cumplimiento de sus fines de protección. Gracias a ese esfuerzo inversor, en las últimas décadas se han creado gran número de infraestructuras que constituyen un valioso patrimonio, necesario para garantizar la integridad y adecuada conservación del DPMT y facilitar el uso público de la costa.

Lograr una gestión del mantenimiento de estas infraestructuras con criterios de calidad, eficiencia y economía es una de las principales responsabilidades que ocupan a las Demarcaciones y Servicios Provinciales de Costas.

Con ese objetivo el Servicio Provincial de Costas en Alicante en colaboración con la Universidad de Alicante está desarrollando un Sistema de Información Geográfica (GIS) destinado a optimizar la gestión de la conservación de las infraestructuras del litoral de su competencia.

La aplicación, hasta la fecha, se ha desarrollado en tres niveles: inventario de elementos, registro de inspecciones y revisiones de los elementos y registro de actuaciones de mantenimiento, e integración con un sistema de información geográfica.

INVENTARIO DE ELEMENTOS

Tras realizar una primera toma de datos exhaustiva de todas las dotaciones para control de la regresión de la costa, la protección y recuperación de sistemas litorales, y para el acceso y uso público de la costa, se crea una base de datos relacional en formato Access 2003, que contiene tanto el inventario de elementos como los registros de inspecciones y actuaciones de mantenimiento, cumpliendo 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.

La entrada de los datos se realiza mediante formularios generados para facilitar este proceso, de tal manera que la introducción de las características de los elementos del inventario sea cómoda y amigable.

Cada elemento del inventario tiene reflejada toda su información en una ficha, mostrando sus características: situación, definida por el municipio, los hitos más próximos del deslinde, nombre de la playa, cala o paraje en que se ubica y su situación geográfica (georeferencia gráfica y por coordenadas) así como fotografías de detalle. También se incluye la fecha de la construcción, clave de proyecto, empresa constructora y otras características específicas para cada elemento, como dimensiones, materiales, rasantes, tipologías estructurales, etc.

A su vez, dentro de la ficha de cada elemento, se les han añadido los formularios donde se visualizan tanto las revisiones de estado, como las operaciones de mantenimiento llevadas a cabo: reparaciones y tratamientos de la madera en aquellos elementos de este material. La información se presenta ordenada por la fecha de la actuación y con enlace a la carpeta donde se almacena toda información adicional.

INTEGRACIÓN CON UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Este inventario genera un gran volumen de información muy dispar, pero que destaca por un factor común: 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, es fundamental apoyarse en un Sistema de Información Geográfica que nos permita generar, gestionar y explotar toda la información disponible.

El GIS funciona como una base de datos con información geográfica que se encuentra asociada por un identificador común a los objetos gráficos de un mapa digital. De esta forma, señalando un objeto se conocen sus atributos e, inversamente, preguntando por un registro de la base de datos se puede saber su localización en la cartografía.

Implementación del modelo de datos

Se 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: por un lado, la información geográfica consiste en un conjunto de capas que se pueden cargar en ArcGIS 9.2 para su visualización y análisis conjunto. De cada capa se puede extraer, de su tabla de atributos, los datos de georreferenciación del elemento, es decir, sus coordenadas geográficas (proyección UTM), e incluye un código único secuencial por el cual se podrá relacionar cada entidad con toda su información alfanumérica asociada.

Esta información alfanumérica es la que se encuentra almacenada en la Base de Datos del Inventario de Elementos, la cual se conecta mediante el protocolo ODBC al GIS, permitiendo gestionar y visualizar todos los datos correspondientes tanto a las características generales y particulares del elemento como todas las actuaciones de inspección, revisión y mantenimiento realizadas, de forma sencilla y visual. Por descontado, siempre se respeta la total compatibilidad e interoperabilidad de la información, para la cual se ha tenido especial cuidado a la hora de nombrar y definir la tipología de los campos.

La integración de la base de datos en el GIS se logra mediante una estructura organizada de carpetas temáticas en las que están contenidas todas las capas, un sistema de visores .mxd construidos a través de layers, con todos los requerimientos de leyenda, color, hipervínculos, asociación a bases de datos externas, etiquetas, etc… que se cargan en bloques de capas por temas, e hipervínculos asociados a algunas de dichas capas y que también dan acceso a información territorial aportada de carácter no cartográfico.

CONCLUSIONES

Los Sistemas de Información Geográfica como herramientas de gestión de la información ofrecen múltiples aplicaciones para la gestión del litoral. La gran ventaja del sistema de relaciones empleado se encuentra a la hora de actualizar la información, ya que accediendo únicamente a la base de datos y realizando allí los cambios, éstos se ven reflejados de forma automática en el visor GIS.

OBJETIVOS A MEDIO PLAZO

El Servicio Provincial de Costas en Alicante con la colaboración de la Universidad de Alicante está realizando la recopilación, digitalización y georeferenciación de información histórica disponible como batimetrías y fotografías verticales que se podrán incorporar a una geodatabase, para que con la ayuda del GIS poder realizar análisis multitemporales que muestren la evolución sufrida a lo largo de todo el litoral.

Del mismo modo se pretende incorporar la información contenida en los proyectos de obras vinculándola a través de la cartografía, así como la adecuación al nuevo sistema de referencia (ETR89), como marca el R.D. 1071/2007, de 27 de julio.

Todas estas actuaciones, junto a otras geodatabases disponibles, como la ecocartografía, permitirán interrelacionar la información disponible y aplicarla a las actividades del Servicio.

En cuanto a la aplicación para la gestión del mantenimiento, el objetivo a medio plazo es incorporar un módulo para la programación de las actividades de conservación, en función

del estado de conservación detectado en las inspecciones periódicas y las prioridades que puedan establecerse y los medios disponibles.

INCLUSIÓN DE ESTIMACIONES PUNTUALES DE TRANSPORTE SÓLIDO LONGITUDINAL EN EL MODELO CONCEPTUAL DE LA FLECHA DEL FANGAR (DELTA DEL EBRO)

F. Barrio-Parra [1], I. Rodriguez-Santalla [1]

[1] *Dpto. Geología y Biología, ESCET, Universidad Rey Juan Carlos, c/ Tulipán, s/n, 28933 Móstoles, Madrid,* fernando.barrio@urjc.es

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Las flechas litorales se caracterizan por sus formas estrechas y alargadas con perfiles bajos que les confiere una alta reactividad al clima marino y por tanto un gran dinamismo a sus líneas de costa. El entendimiento de estas dinámicas es de gran importancia para los gestores costeros debido a su intrínseca vulnerabilidad y su papel en la protección de zonas interiores de tormentas (Jimenez y Sánchez-Arcilla, 2004). El transporte longitudinal de sedimentos es uno de los procesos más determinantes en la evolución de estas formaciones costeras y por ello su estimación tiene un papel muy importante en el estudio de la evolución del sistema y su prognosis.

Se han llevado a cabo grandes esfuerzos para predecir el transporte sedimentario, con el desarrollo de formulación empírica basada en ensayos de laboratorio y datos procedentes de experimentos de campo (por ejemplo, Bailard, 1984; Komar e Inman, 1970) y con el desarrollo y aplicación de diferentes técnicas de medida directa, como la acumulación de sedimentos en puertos y espigones, trampas de sedimentos, trazadores y sensores acústicos y ópticos (por ejemplo, Rosati et al., 1991; Taborda et al., 1999; Tonk y Masselink 2005). La aplicación y comparación de medidas de campo, formualciones empíricas y métodos indirectos (como las estimaciones realizadas por la variación de la línea de costa) es esencial para evaluar la consistencia de las estimaciones de transporte que pueden ser empleadas en modelos predictivos.

El ánimo de este trabajo es la comparación de las estimaciones de transporte litoral basadas en medidas puntuales de campo tomadas entre el 11 y el 13 de Abril de 2011 en la flecha de El Fangar (Delta del Ebro) (Ribeiro et al., 2012) con las estimaciones a largo plazo basadas en la evolución de la línea de costa. La sensibilidad de esas estimaciones a las asunciones realizadas sobre el río como condición de contorno variable también se evaluadas en este trabajo.

ZONA DE ESTUDIO

La Flecha del Fangar se sistúa en el hemidelta norte del Delta del Ebro, en la costa mediterránea española, a unos 170 kilómetros al suroeste de Barcelona (Figura 1). Tiene aproximadamente 2 km de longitud y una anchura máxima de 1.4 Km en su centro. Su formación se debe al transporte longitudinal de material erosionado de antiguos lóbulos deltaicos que se produce de forma neta hacia al norte, formando barras y “beach ridges” de forma paralela a la línea de costa (Maldonado, 1972; citado en Rodriguez-Santalla et al., 2009).

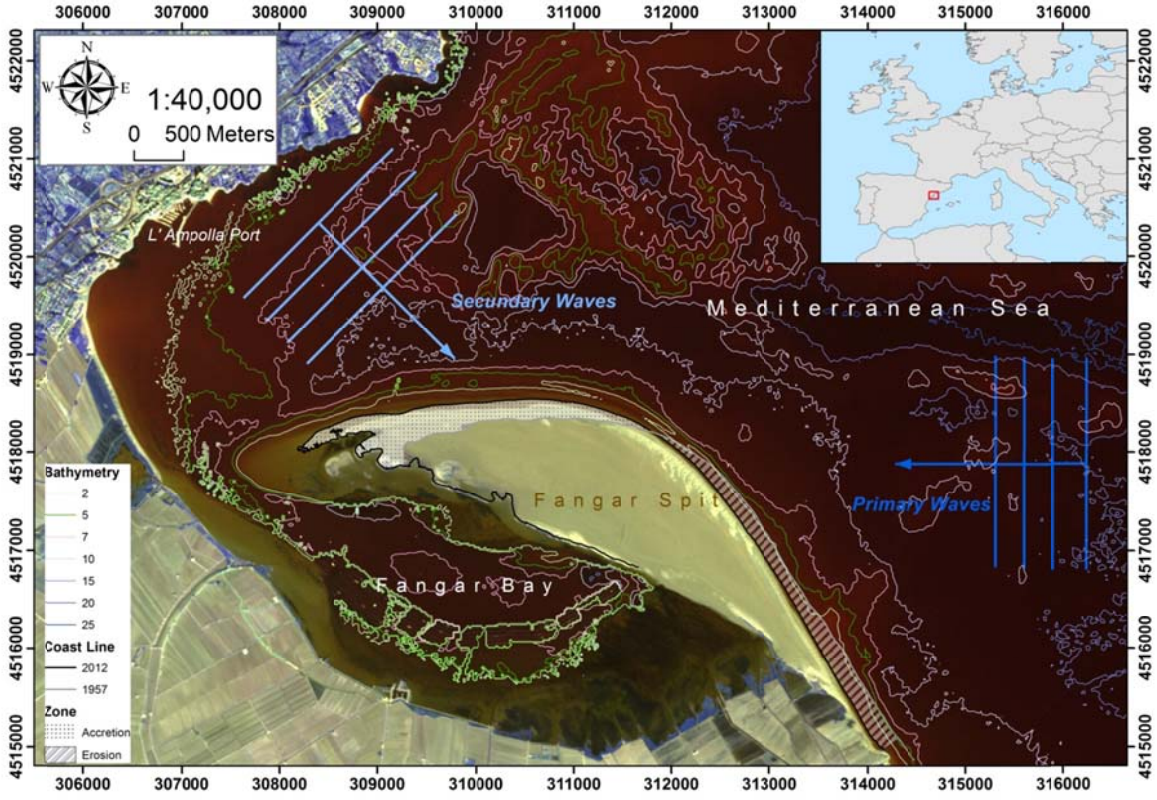


Figura 1. Localización y batimetría de la Flecha del Fangar

La morfología de la flecha encaja con la descripción de la "*Flecha recurvada"* descrita por Dean y Dalrymple (2004), según la cual el clima de oleaje está caracterizado por una dirección del oleaje primaria que proviene del este (Figura 1 y 2) que forma la flecha mediante un transporte litoral hacia el norte y, un oleaje secundario que viene desde el noroeste y que transporta el sedimento hacia el interior de la bahía y que genera un transporte longitudinal de dirección opuesta al del oleaje primario. Como se muestra en la Figura 2, las olas secundarias están relacionadas con vientos locales de alta intensidad que provienen de la dirección noroeste, cuyo origen está en gradientes de presión que provienen de depresiones noratlánticas y que se canalizan el viento por el valle del Ebro (Jimenez et al., 1997). Estas olas están limitadas por la profundidad y su "*Fetch*".

La flecha del Fangar presenta en su costa externa un cordón de dunas activas de 6 km de longitud y que está vinculado a los vientos del noroeste y la orientación de la costa (Barrio-Parra et al., 2013; Rodríguez-Santalla et al., 2009; Sánchez-García, 2008; Sánchez-García et al., 2007). Las dunas se forman en la costa norte de la flecha y migran zacia el sur este. Serra et al. (1998) estimaron un transporte neto de 10,000 m^3/año. La última estimación de este transporte es de 232.5 Toneladas/m·año (Sánchez-García, 2008), aproximadamente 336,000 m^3/año (integrando para la longitud de la costa externa). Este flujo se incorpora al transporte litoral.

La costa puede caracterizarse como un ambiente micromareal con una rango de marea astronómica de 0.25m, el cual puede considerarse sin efectos significativos sobre la morfodinámica del sistema (Jimenez et al., 1997).

El principal proceso geomorfológico que se da en el Fangar es la remodelación de la línea de costa debido a la acción del oleaje con una tendencia diferenciada en la mitad norte, dónde se ha observado una constante acreción, mientras que en el sur la costa se erosiona (Figura 1) (Rodríguez-Santalla, 1999, 2000).

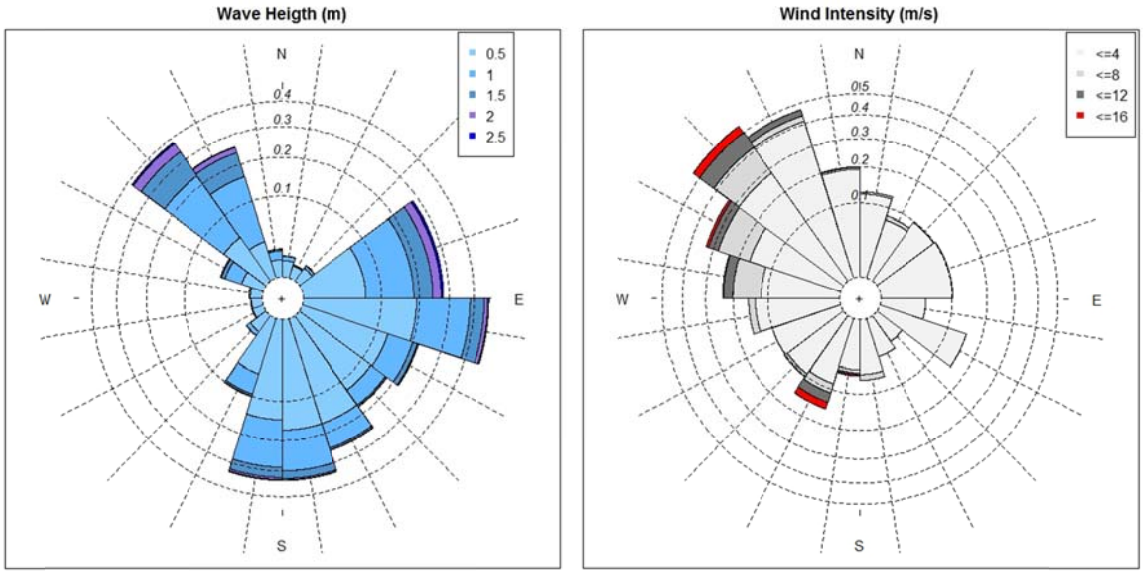


Figura 2. Rosas de oleaje y viento. Los datos han sido proporcionados por la Red de Instrumentos Oceanográficos y Meeorológicos (XIOM) de la Generalitat de Cataluña.

TRABAJOS DE CAMPO

Durante la campaña de campo (Ribeiro et al., 2012), se llevó a cabo un experimento de trazadores fluorescentes y el transporte sólido litoral se estimó mediante el método de integración espacial. Unos 100 Kg de trazadores se inyectaron en la zona surf y se muestrearon tres veces en una malla adaptada al comportamiento observado de la corriente, incluyendo varios perfiles transversales en la playa sumergida. Todas las muestras recogidas se fotografiaron utilizando una cámara digital acoplada al sistema SAND BOX© (Bosnic et al., 2011) que detecta el trazador mediante luz ultravioleta. El transporte total de sedimento (Q) se computó mediante la formulación dada por Komar e Inman (1970):

$$Q = bX_b\bar{V} \quad (1)$$

Dónde b es la profundidad de la capa de mezcla, X_b es la anchura de playa bajo la influencia de las olas rompientes y $\bar{V}$ es la velocidad media del centro de masas de los trazadores. El perfil de playa se topografío mediante GPS diferencial y los cambios en el perfil a corto plazo y la profundidad de mezcla se evaluaron mediante varillas y arandelas situadas a lo largo del perfil de playa.

Se realizaron medidas simúlatelas de oleaje y corrientes, empleando un transductor de presión y un correntómetro electromagnético en un punto fijo de la zona surf exterior y en seis localizaciones diferentes a lo largo del perfil de playa. Los parámetros de oleaje se computaron mediante análisis espectral estándar (Kamphuis, 2000). Se emplearon sensores OBS (Opttical Backskatering Sensors) y trampas de sedimento para medir la concentración de sedimentos en suspensión. El transporte de sedimento en suspensión también se obtuvo empleando las medidas de concentraciones de sedimentos en suspensión, la velocidad de corriente y la profundidad del agua en un perfil transversal de la zona surf.

El transporte longitudinal a corto plazo también se computó mediante la formualción empírica de Komar e Inman (1970) (Eq. 2, dónde *K*=0.77, E, es la energía total del oleaje, C_n es la velocidad del tren de olas y α_b es el ángulo de rotura del oleaje).

$$I_l = K \cdot (E \cdot C_n)_b \cdot \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b \quad (2)$$

Los datos de viento se obtuvieron de una estación meteorológica situada en el puerto de L'Ampolla (aproximadamente a unos 6 Km al norte).

MODELO DE UNA LÍNEA

Para obtener los valores a largo plazo del transporte longitudinal en base a los cambios en la línea de costa (Jimenez, 1996, Kamphuis, 2000), se estableció una base de datos geospacial con líneas de costa del hemidelta norte. La base de datos incluye líneas de costa del periodo 2000-2012 obtenidas mediante GPS diferencial para la flecha del Fangar en campañas de campo, y otras digitalizadas a partir de información obtenida mediante fotografía aérea y teledetección. Se establecieron un conjunto de transectos perpendiculares espaciados 30 metros mediante la herramieta DSAS (Thieler et al., 2008) y las intersecciones entre los transectos y las líneas de costa se emplearon como dato de entrada en el proceso. El flujo de trabajo empleado para obtener las tasas de transporte sólido litoral fue:

1. Se calculó el desplazamiento de la línea de costa en cada paso de tiempo
2. Se estimó las tendencias evolutivas (m/año) en cada transepto empleando regresión lineal.
3. Se realizó la conversión entre las tendencias evolutivas a las tasas de cambio en volumen (m^3/año). En este paso asumimos una profundidad de cierre (D) constante e igual a 7 m (Jimenez y Sánchez-Arcilla, 1993) y una altura de berma activa de 0.5 m (Jimenez, 1996).
4. Se obtuvieron los gradientes de transporte entre los transectos.
5. Se impuso una condición de contorno y se aplicó la ecuación de continuidad (Eq 3)

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{1}{D} \cdot \ Q/s \quad (3)$$

El sistema se diseño de acuerdo al modelo conceptual propuesto por Jimenez (1996) para el delta del Ebro. El sistema se discretizó en tres subsistemas. El primero de ellos para la línea de costa de Cap Tortosa para el cual asumimos como condición de contorno razonable la entrada de un flujo nulo desde el extremo sur en dirección norte. El segundo es el delimitado por la desembocadura del río y el espigó que separa la playa de la Marquesa de la punta del Fangar. Asumimos aquí que todo el sedimento que sale del primer subsistema entra en el segundo además de una cantidad variable de sedimento que proviene del río. La cuantificación del aporte sedimentario por parte del río está fuera del alcance de este trabajo, por lo que se introduce como la media, el límite inferior y superior de los valores promediados estimados por Vericat y Batalla (2004) para el periodo posterior a 1975 (54, 29 y 79 miles de m^3/ año respectivamente). El tercer subsistema es el correspondiente a la costa exterior de la flecha del Fangar. La entrada de sedimento en este subsistema se ha reducido en un 25% respecto a la salida del subsistema anterior de acuerdo a las propiedades geométricas del espigón y de acuerdo con el criterio expuesto en Kamphuis (2000).

RESULTADOS: MEDIDAS DE TRANSPORTE SÓLIDO LONGITUDINAL

Durante el experimento, las olas incidentes en el punto de ruptura se caracterizaron por una altura de ola significante de 0.36 m, un periodo de 4s y un ángulo de ruptura de 12º. La corriente varió entre los 0.24 $m \cdot s^{-1}$ y los 0.62 $m \cdot s^{-1}$ en dirección sur. La corriente longitudinal mostró una alta correlación con el viento procedente del NW. Los resultados de las estimaciones de transporte longitudinal se resumen en la Tabla 1 (Ribeiro et al., 2012).

Tabla 1. Estimaciones de transporte longitudinal

Método	Q ($m^3 s^{-1}$)	Direcion
Trazadores	6.90E-03	Sur
OBS	1.40E-04	Sur
Komar e Inman (1970)	3.10E-03	Sur

Los trazadores y la estimación empírica ofrecieron resultados en el mismo orden de magnitud. Las diferencias con las estimaciones basadas en la concentración de sedimentos en suspensión puede ser explicada por el hecho de que este método no tiene en cuenta el transporte del lecho que , en un ambiente de baja energía representa una gran fracción del transporte litoral total. La desviación estándar de las estimaciones mediante trazadores y la ecuación 2 es de $2.69 \cdot 10^{-3}$.

RESULTADOS: ESTIMACIONES MEDIANTE UN MODELO DE UNA LÍNEA

La figura 3 muestra las tasas de transporte sólido litoral estimadas con el modelo de evolución de línea de costa para los tres subsistemas definidos. Todas las estimaciones tienen dirección norte. Nuestro resultado muestra una gran influencia de la descarga sedimentaria por el río en las estimaciones. Los resultados para la zona muestreada en campo se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Estimaciones de transporte longitudinal a largo plazo en el punto de muestreo

Descarga del río (m3/año)	Q ($m^3 s^{-1}$)
$29 \cdot 10^3$	$6.04 \cdot 10^{-3}$
$54 \cdot 10^3$	$6.65 \cdot 10^{-3}$
$79 \cdot 10^3$	$7.26 \cdot 10^{-3}$

DISCUSIÓN Y TRABAJOS FUTUROS

A pesar de la disparidad de los valores tomados para la descarga del río introducidos en el modelo de una línea, la variabilidad de las estimaciones fueron menores que el de las estimaciones de campo. (Tabla 3). En esta línea de investigación, una tarea futura será la evaluación de la descarga del río durante el periodo de estudio siguiendo la metodología de Jimenez (1996) y Vericat y Batalla (2004). Esto puede proporcionar una mayor precisión en la condición de contorno y, por tanto, una mejora en los resultados obtenidos. El aumento en la confianza de estas estimaciones es crucial para poder compararlas con estimaciones de otras contribuciones sedimentarias a lo largo de la costa del Fangar, como las producidas

por el transporte eólico. La mejora de estas estimaciones constituye el primer paso en la construcción de un modelo predictivo de la evolución de la costa del Fangar que considere la interacción playa-duna.

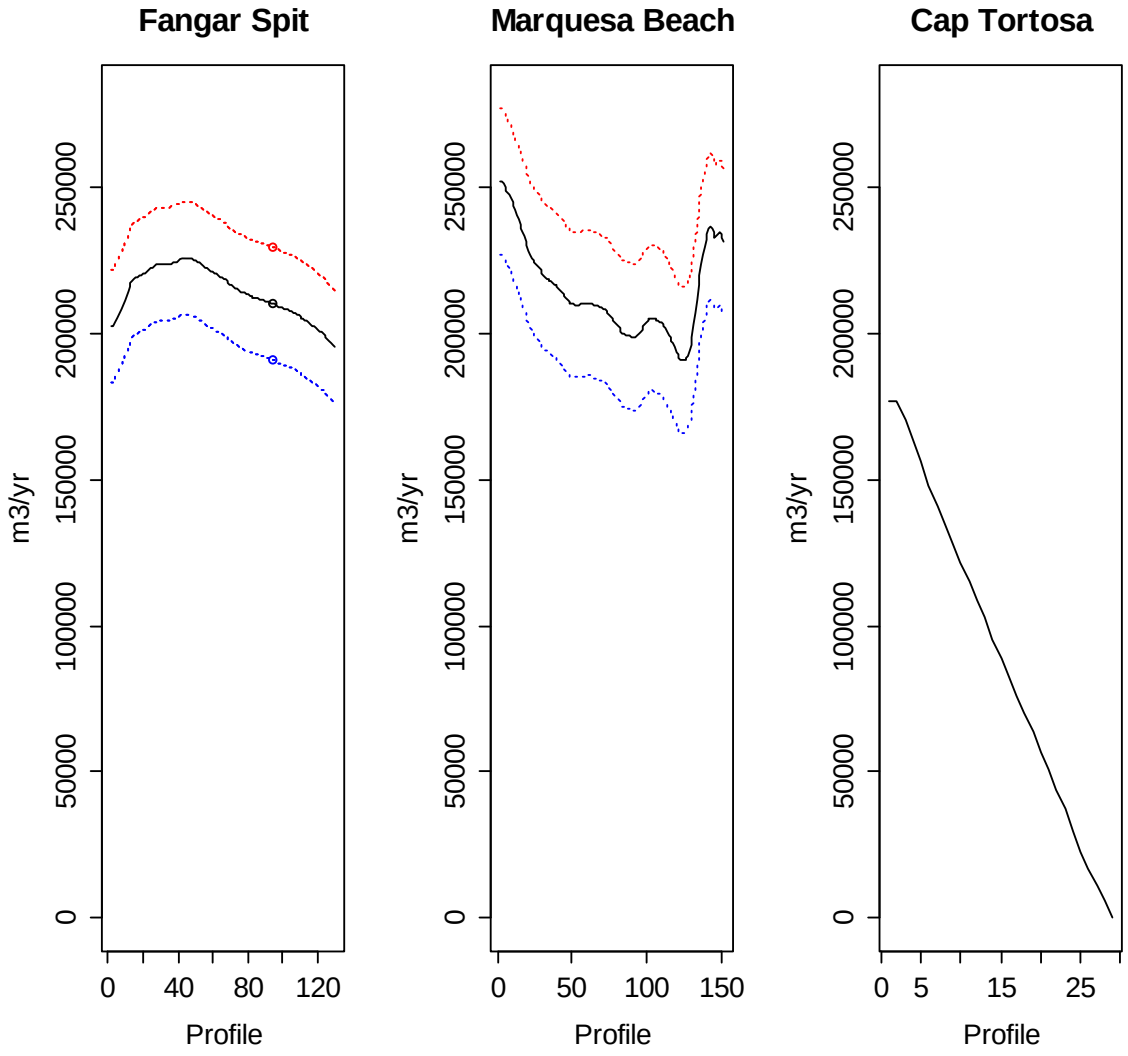


Figura 3. Estimaciones de transporte longitudinal a lo largo de la línea de costa del hemidelta norte. Las líneas rojas, negras y azules representan el límite superior, media y límite inferior de la entrada de sedimentos del río. Los puntos representan las estimaciones en el punto de muestreo de campo.

Tabla 3. Comparación de las estimaciones de transporte

Escala temporal	Método	Media Q (m^3s^{-1}) ± desviación típica	Dirección
Corto-plazo	Experimentos de campo (trazadores y ecuación 2)	$5.00 \cdot 10^{-3} \pm 2.69 \cdot 10^{-3}$	Sur
Largo-plazo	Modelo unidimensional	$6.65 \cdot 10^{-3} \pm 6.12 \cdot 10^{-4}$	Norte

Ambas estimaciones (a largo plazo y largo plazo) produjeron magnitudes similares pero direcciones opuestas. A pesar de que las condiciones oceanográficas observadas durante la campaña de campo no sean representativas de las tasas de transporte producidas a largo

plazo, los datos adquiridos proporcionan valiosos conocimientos sobre el proceso de transporte sedimentario y revelan la importancia de la fuerza del viento en las computaciones netas del transporte sólido litoral. Son necesarias más experiencias de campo bajo diferentes condiciones oceanográficas para obtener una caracterización más completa del proceso de transporte.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha llevado a cabo bajo el proyecto denominado “Determinación de las relaciones morfodinámicas y mecanismos de transferencia sedimentaria en el sistema playa-duna y sus variaciones bajo diferentes escenarios climáticos. Aplicación al sistema deltáico del Rio Ebro” financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología del Estado Español.

Agradecemos a Mónica Ribeiro, Rui Taborda, Ivana Bosnic y João Cascalho por su inestimable ayuda en todas las fases de este trabajo.

REFERENCIAS

Bailard, J. A. (1984), A simplified model for longshore sediment transport, Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering, No 19, Wiley Online Library, pp. 1454–1470.

Barrio-Parra, F., I. Rodríguez-Santalla, M. J. Sánchez-García, and I. Montoya-Montes (2013), A Brief Review of Actual Dune Dynamics Modeling: Applicability to El Fangar Dune System (Ebro Delta-Spain), in: Huang Y., Wu F., Shi Z., and Ye B. (Eds.), New Frontiers in Engineering Geology and the Environment, Springer Geology, pp. 107–110.

Bosnic, I., J. Cascalho, R. Taborda, M. Ribeiro, A. Oliveira, A. Rodrigues, and C. Lira (2011), Textural Characterization of the Beach Active Layer, Journal of Coastal Research, ICS2011 (P(64).

Dean, R. G., and R. A. Dalrymple (2004), Coastal Processes with Engineering Applications, Press syndicate of the University of Cambridge.

Jimenez, J. A. (1996), Evolución costera en el Delta del Ebro. Un proceso a diferentes escalas de tiempo y espacio., 274 pp., Univ. Technol. Barcelona, Barcelona (Spain).

Jimenez, J. A., and A. Sánchez-Arcilla (1993), Medium-term coastal response at the Ebro delta, Spain, Marine Geology, 114(1-2), 105–118, doi:http://dx.doi.org/10.1016/0025-3227(93)90042-T.

Jimenez, J. A., and A. Sánchez-Arcilla (2004), A long-term (decadal scale) evolution model for microtidal barrier systems, Coastal Engineering, 51(8-9), 749–764, doi:10.1016/j.coastaleng.2004.07.007.

Jimenez, J. A., A. Sánchez-Arcilla, H. I. Valdemoro, V. Gracia, and F. Nieto (1997), Processes reshaping the Ebro delta, Marine Geology, 144(1-3), 59–79, doi:10.1016/S0025-3227(97)00076-5.

Kamphuis, J. (2000), Introduction to Coastal Engineering and Management. Advance Series on Ocean Engineering, vol 16, Liu P..-F. (Ed.), World Scientific, Singapore.

Komar, P., and D. Inman (1970), Longshore sand transport on beaches, Journal of Geophysical Research, 75(30), 5914–5927.

Maldonado, A. (1972), El Delta del Ebro. Estudio Sedimentológico y Estratigráfico., 486 pp., Universidad de Barcelona.

Ribeiro, M., F. Barrio-Parra, R. Taborda, J. Cascalho, I. Bosnic, I. Rodríguez-Santalla, and M. J. Sánchez García (2012), Longshore drift: experimental and empirical predictors. The example of the Ebro Delta, 2as Jornadas de Engenharia Hidrográfica, Lisboa, Portugal, pp. 271–274.

Rodríguez-Santalla, I. (1999), Evolución Geomorfológica del Delta del Ebro y Prognosis de su Evolución., 200 pp., Departamento de Geografía. Universidad de Alcalá de Henares, Alcalá de Henares (Spain).

Rodríguez-Santalla, I. (2000), Proyecto de Actuación Medioambiental en el Entrono de la Península del Fangar, Playa de la Marquesa y Playa de Pal en el Delta del Ebro. Estudio de Impacto Ambiental., Madrid (Spain).

Rodríguez-Santalla, I., M. J. Sánchez-García, I. Montoya-Montes, D. Gómez-Ortiz, T. Martín-Crespo, and J. Serra-Raventos (2009), Internal structure of the aeolian sand dunes of El Fangar spit,

Ebro Delta (Tarragona, Spain), Geomorphology, 104(3-4), 238–252, doi:10.1016/j.geomorph.2008.08.017.
Rosati, J. D., K. J. Gingerich, N. C. Kraus, J. M. Smith, and R. . Beach (1991), Longshore sand transport rate distribution measured in Lake Michigan, Coastal Sedimentology, 1, 156–169.
Serra, J., L. P. Maia, and R. Bautista (1998), Aeolian contribution to the sediment budget along the coast of the Ebro delta., 15th International Congress of Sedimentology, Alicante, Spain.
Sánchez-García, M. J. (2008), Evolución y Análisis Morfodinámico del Campo Dunar de la Flecha del Fangar (Delta del Ebro), 185 pp., Departamento de Biología y Geología. Universidad Rey Juan Carlos, Madrid (Spain).
Sánchez-García, M. J., I. Rodríguez-Santalla, and I. Montoya-Montes (2007), Short term coastal dune evolution of Fangar Spit (Ebro Delta, Spain)., International Conference on Management and Restoration of coastal dunes., Santander.
Taborda, R., P. Ciavola, and Ferreira (1999), Measurements of suspended sediment transport on a reflective mesotidal beach in southern Portugal, Bol. Inst. Esp. Oceanogr, 15(1-4), 229–241.
Thieler, E. R., E. A. Himmelstoss, J. L. Zichichi, and A. Ergul (2008), Digital Shoreline Analysis System (DSAS) version 4.0—An ArcGIS extension for calculating shoreline change, , 1278.
Tonk, A., and G. Masselink (2005), Evaluation of Longshore Transport Equations with OBS Sensors, Streamer Traps, and Fluorescent Tracer, Journal of Coastal Research, 21, 915–931.
Vericat, D., and R. Batalla (2004), Efectos de las presas en la dinámica fluvial del curso bajo del río Ebro, Cuaternario y Geomorfología, 18(2004), 37–50.

DISEÑO DE LA GEOMETRÍA DE UN MÓDULO PARA ESTRUCTURAS SUMERGIDAS MARINAS PARA REGENERACIÓN DE PLAYAS APLICADO A LA PROBLEMÁTICA DE PUERTO MORELOS (MÉXICO)

I. Odériz Martínez, R. Silva Casarín, E. G. Mendoza Baldwin

Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito Escolar s/n, Edificio 5, Ciudad Universitaria, C.P. 04510, Coyoacán, México D.F., México. Tel: +52 (55) 56 23 36 00 ext. 8633, Fax: +52 (55) 56 16 27 98.

IOderizM@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx

INTRODUCCIÓN

Las playas poseen un valor ecológico, social y económico muy importante debido a la biodiversidad que presentan y las actividades, recreativas y de esparcimiento que se realizan en ellas. Por ello la presencia de la erosión de una playa en muchas ocasiones es un proceso que se pretende controlar con intervenciones con todo lo que ello conlleva, ya que un mal planteamiento de la regeneración de la playa puede implicar serias consecuencias. A lo largo de los años se han planteado varias medidas como, espigones, rompeolas paralelos a la costa, vigas sumergidas, drenes y rellenos. Dentro de todos ellos, dando prioridad al uso de la playa como actividad turística y como zona de biodiversidad marina, la solución que mejores resultados ha dado son los arrecifes artificiales (Reef breakwater), cuyo funcionamiento destaca por la efectiva disipación de flujo, la adaptación de los módulos como hábitat de especies marinas y que no tiene un impacto paisajístico.

El caso de estudio se localiza en la localidad de Puerto Morelos -ubicado en el Caribe Mexicano con coordenadas UTM 16Q x=512284m N, y= 230467m E, como muestra la figura- se presenta en la playa desde hace unos años un significativo proceso de erosión.

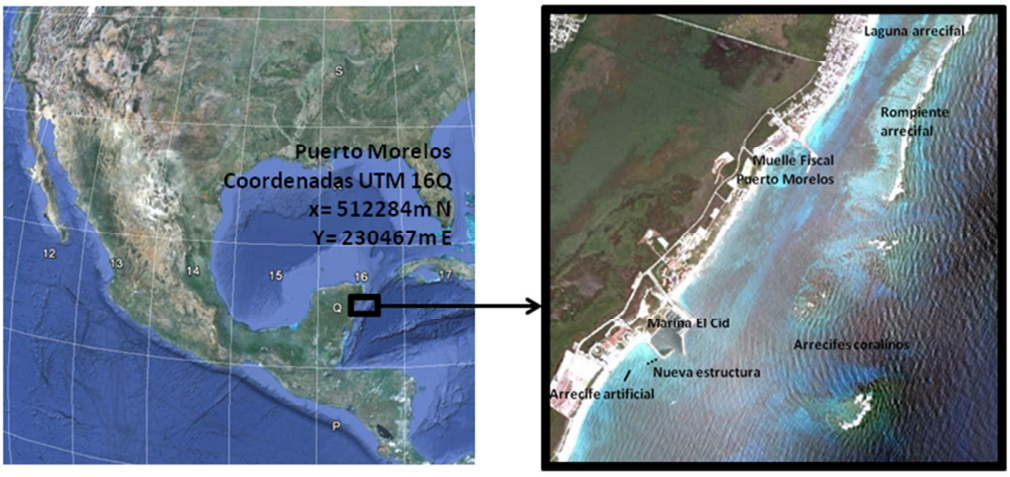


Figura 1. Ubicación de la zona estudiada Puerto Morelos, Quintana Roo, México

La zona está caracterizada por una alta complejidad debido a todo lo que alberga; tal como muestra la imagen de la derecha de la figura 1 podemos encontrar en el área afectada tanto obras antropogénicas como arrecifes coralinos de alto valor ecológico, además de actividad turística de importante valor para el desarrollo de la economía local, federal y nacional. Es por ello que se planteó intervenir, debido a las posibles repercusiones que se pudiesen presentar a corto plazo en las actividades recreativas y a largo plazo en las infraestructuras que las acogen, así como en la función de protección natural de la playa. Esta actuación se proyecta asumiendo sobretodo posibles afectaciones ecológicas y económicas en la zona.

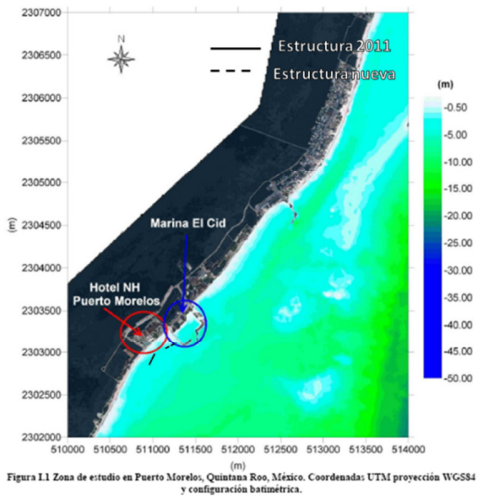


Figura 1.1 Zona de estudio en Puerto Morelos, Quintana Roo, México. Coordenadas UTM proyección WGS84 y configuración batimétrica.

Figura 2. Zona de estudio en Puerto Morelos, Quintana Roo, México. Coordenada UTM proyección WGS8

La erosión de playa que sufre el sitio de estudio viene originada por causas de carácter antropogénico y procesos naturales, mismos que han propiciado alteraciones en las condiciones hidrodinámicas gobernantes sufriendo notables perdidas de material sedimentario. La frontera rígida de la escollera sur de la Marina El Cid (figura 2) interacciona con las corrientes y el oleaje en las diferentes estaciones del año.

Bajo las condiciones medias reinantes de otoño-invierno, las más energéticas dentro del régimen medio, el oleaje y corrientes dominantes viajan en dirección sur-este, esto produce un transporte de sedimentos hacia el sur y el frente playero experimenta un proceso de erosión.

En condiciones medias reinantes de primavera-verano, el oleaje y corrientes dominantes viajan en dirección sur-oeste de manera que el transporte de sedimentos es hacia el norte y el frente playero experimenta un proceso de acreción.

Los eventos meteorológicos repercuten en menor o en mayor intensidad en función de la amplitud de la marea meteorológica, dirección e intensidad de las corrientes y oleaje, se produce una afectación en las zonas de duna.

En respuesta a la erosión presentada, en 2011 se construyó un arrecife artificial (figura 2) compuesto por elementos ‘Arrecife Modular Artificial’ (AMA) fabricados con hormigón (Figura 3). A lo largo de este tiempo se ha dado seguimiento a la estructura y al entorno afectado, realizando análisis en campo y con modelación numérica, con los que se ha ido evaluando la evolución de los procesos morfológicos de la playa.

Los resultados observados en estos últimos años han sido óptimos, pero no suficientes, en consecuencia, se realizó un informe con una propuesta para la construcción de una segunda estructura sumergida (figura 2) de características similares.

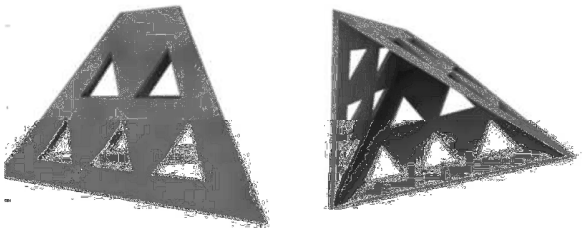


Figura 3. Vista frontal e interna de la estructura AMA

Con base en el análisis realizado en la zona se ha observado el funcionamiento de los AMA con valoraciones positivas y negativas. Presentan un buen funcionamiento en los siguientes aspectos:

- El paisaje no se ha visto dañado.
- Los huecos triangulares de las piezas inducen disipación turbulenta por lo que se ha recuperado gran parte del sedimento.
- El espacio interno ha permitido que especies habiten la estructura manteniendo el desarrollo biológico de la zona.

Por otro lado, esta tipología presenta ciertos inconvenientes:

- Las piezas que no se asientan sobre la arena presentan inestabilidad ante condiciones hidrodinámicas produciendo el desplazamiento y la rotura de algunas de las piezas. Lo que repercute en un mal funcionamiento de la estructura a futuro y se plantea la necesidad de mover y cambiar las piezas dañadas con todo el coste que conlleva.

Por ello para la segunda estructura se propone el diseño de un nuevo módulo que incremente o mantenga las características positivas de los AMA y mejore las negativas. Los criterios principales en los que se enfoca el diseño son:

- Objetivo estético, la regeneración va a ser una playa con una actividad turística importante.
- Objetivo ecológico: La zona es un hábitat con alta biodiversidad.
- Objetivo hidrodinámico: se trata de disipar energía reduciendo el flujo turbulento que arriba a la costa para reducir el transporte de sedimentos en las zonas dañadas.

METODOLOGÍA DEL PROYECTO

El diseño de la pieza modular va a requerir de un procedimiento conformado por unos pasos bien definidos:

1) En primer lugar se realizó un croquis inicial, presentado en la figura 4, según los criterios mencionados anteriormente. A continuación se justifican las cualidades escogidas.

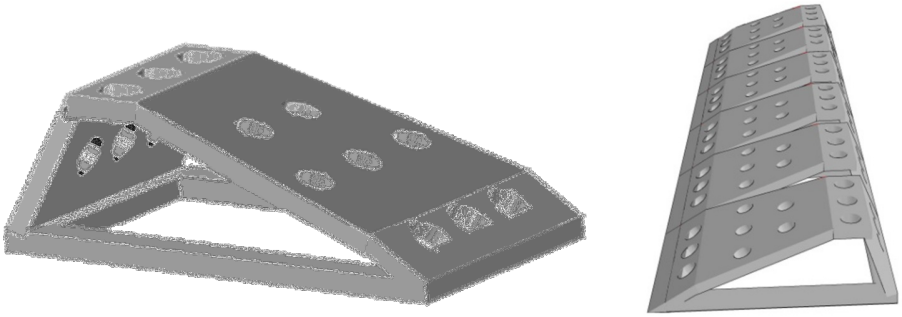


Figura 4. Croquis de la pieza individual y en conjunto

La cara expuesta al oleaje combina dos pendientes para favorecer la rotura de las olas según lo presentan Mendoza, et al [5]. Se trata de que ésta tenga más estabilidad que el resto, para ello su longitud será mayor que la cara trasera. En una idea inicial se pretendía que la superficie fuese curva con el fin de que el flujo se distribuyese equidireccionalmente, lo cual se descartó por motivos económicos, ya que una superficie curva aumentaría el costo de la pieza hasta no ser viable.

La parte inferior de las caras laterales se proyecta para que exista la mayor fricción posible con las piezas adyacentes.

Las piezas serán de un tamaño de 6 m (que podrá variar a lo largo del estudio) para que la estructura se forme con una única fila de elementos como se muestra en la figura 4.

La altura de la pieza será de 2 m en inicio para que quede sumergida en cualquier condición de nivel del mar y no tenga un impacto paisajístico.

La estructura será hueca con orificios en las caras para que el espacio interno permita la circulación de flujo, así la reflexión producida por la estructura es menor, y se produzca una redistribución de los procesos turbulentos. Los orificios tienen también el objetivo de permitir que la luz solar alcance la parte interna contribuyendo al desarrollo biológico en la estructura para que especies marinas se establezcan y resguarden en su interior ([1], [2], [3]).

2) El siguiente paso consiste en la optimización geométrica: se realiza este paso previo a la modelización física para acercarnos lo máximo posible al diseño final y así reducir gastos en los ensayos físicos. Se estudiaran dos aspectos para optimizar:

   2.1) Análisis hidrodinámico de las pendientes, es la parte en la que se centra el presente artículo

   2.2) Estudio de las dimensión fractal. Según [3], es el parámetro más representativo para valorar el nivel de desarrollo la pieza como hábitat de especias marinas. Se optimizará el espacio con dicho parámetro.

3) A continuación, ya con la geometría optimizada, se realizará el análisis experimental de la pieza. Los ensayos se realizarán en el laboratorio de la UNAM en un canal de 37 m de largo que permitirá entender las dinámicas más complejas producidas por la interacción flujo estructura además de analizar propiedades de la pieza como la permeabilidad, el coeficiente de transmisión y de reflexión.

4) Ya con los datos de la pieza obtenidos, apoyando al modelo físico se realizará modelación numérica con el programa WAPO, el cual resuelve la propagación de ondas lineales en 2D. Siempre estando abiertos a la utilización de otro modelo como complemento a éste que nos pueda ayudar a entender los procesos presentados.
5) Con las dos líneas de estudio desarrolladas, modelado físico y numérico se repetirán los puntos 3 y 4 hasta encontrar el diseño más satisfactorio.
6) Con el diseño de la pieza definitivo se probarán en campo los módulos que formarán parte de la nueva estructura propuesta en Puerto Morelos.

El presente artículo solo abarca la fase 1 y fase 2.1 del proyecto en los que se centran los siguientes apartados del siguiente artículo:

ANÁLISIS GEOMÉTRICO SEGÚN CONDICIONES HIDRODINÁMICAS

Los resultados obtenidos en la optimización de las pendientes bajo condiciones hidrodinámicas que aquí se obtengan son indispensables para comprobar la aptitud del perfil modelado y abordar con ciertas garantías la simulación experimental.

En primer lugar se seleccionaron las condiciones hidrodinámicas a estudiar. La pieza está siendo diseñada para el caso particular de Puerto Morelos, es por ello que los casos de análisis presentados en la tabla 1 fueron obtenidos de previos estudios estadísticos del clima marítimo de la celda en cuestión. Puesto que el rango de alturas de ola y periodos era reducido se decidió ampliar el número de casos de estudio dentro dicho intervalo para llegar a una mejor compresión de los resultados obtenidos. También se consideró una pendiente media del fondo en la zona de estudio, siendo aproximadamente P=1/120. Se simularon varios casos en los que se llegó a una combinación de pendientes con un correcto funcionamiento para una posterior aplicación.

N° Caso	h(m)	T(s)	H (m)	N° Caso	h(m)	T(s)	H (m)
1	**3**	6	1	**11**	**3**	10	1
2	**3**	6	1.3	**12**	**3**	10	1.3
3	**3**	6	1.5	**13**	**3**	10	1.5
4	**3**	6	2	**14**	**3**	10	2
5	**3**	6	1.75	**15**	**3**	10	1.75
6	**3**	8	1	**16**	**3**	12	1
7	**3**	8	1.3	**17**	**3**	12	1.3
8	**3**	8	1.5	**18**	**3**	12	1.5
9	**3**	8	2	**19**	**3**	12	2
10	**3**	8	1.75	**20**	**3**	12	1.75

Tabla 1. Casos de estudio

Se simularon los casos seleccionados con una herramienta numérica. El modelo escogido ha sido 'Mild Slope para medio poroso' realizado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, validado en numerosas ocasiones. El modelo permite ver la transformación de un oleaje monocromático lineal sobre un fondo impermeable con cualquier configuración además de proporcionar resultados de la evolución de una estructura porosa o impermeable dando valores del coeficiente de reflexión puntual y el coeficiente de transmisión puntual.

Con el uso de esta herramienta se quiso obtener la posición de la rotura para cada caso. Según la coordenada obtenida se varió el perfil buscando que siempre rompiera en la misma pendiente S_2 como se indica en la figura 5. El argumento detrás de dicha posición de rotura es que si las olas rompen antes de la estructura o sobre S_1, se produce un oleaje caótico y socavación al pie de ésta. Si las olas rompen en S_3, la rotura podría obstruir la salida de flujo por los orificios y provocar pérdida de estabilidad.

Para poder implementar el modelo se realizaron varios perfiles, con los que se simularon todos los casos expuestos en la tabla 1. Debido a la gran extensión de perfiles probados se explican los argumentos de eliminación que se han llevado a cabo para elegir el perfil óptimo y solo se presentan cuatro de la última serie modelada. Al no contar con una idea inicial de la porosidad de la estructura, se modeló como estructura impermeable con el único objetivo de evaluar el funcionamiento de las pendientes.

En primer lugar se inició el planteamiento con el estudio de unas pendientes obtenidas de [5], éstas resultaron muy tendidas para una pieza modular por lo que excedía el tamaño admisible. Así que se realizó una serie de perfiles con forma parecida pero con un ancho máximo de 6 m. Las pendientes iniciales fueron:

$$S_1 = 2/3 \; ; S_2 = 1/4; S_3 = 0; \; S_4 = 4/0.9$$

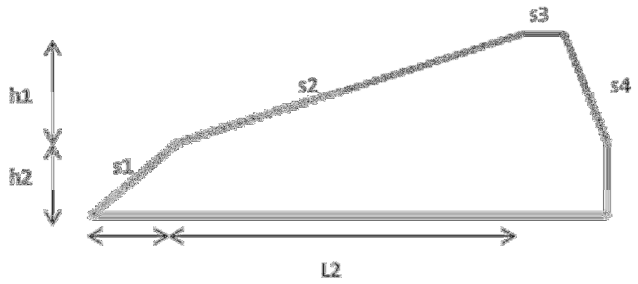


Figura 5. Nombre de los parámetros geométricos utilizados en el análisis

Los resultados fueron poco satisfactorios. Solo rompían sobre la estructura las olas menos energéticas y las olas más energéticas rompían antes de la pieza debido a la fuerte reflexión que se presentaba. Lo que produce el fenómeno de reflexión es que el prototipo dentro de un campo de oleaje refleja parte de la energía incidente ocasionando en su entorno una modificación de la altura de ola y la elevación de la superficie libre del fluido alcanzará una altura superior a la del oleaje incidente, por ello al generarse una ola mayor rompe antes de la estructura.

Se fueron variando las pendientes dentro de estos rangos pero los resultados eran muy parecidos. Con base en los resultados se decidió cambiar la geometría eligiendo una pendiente menos pronunciada para S_1 y una pendiente mayor para S_2. Se llegó a mejores resultados, mas se seguía presentando mucha reflexión.

Aún obteniendo buenos resultados, en los casos menos energéticos el problema se seguía presentando para los casos de altura de ola de 2 m. Por ello se decidió disminuir la altura del perfil. Viendo que los resultados obtenidos eran mejores. Se generaron varios perfiles intentando llegar a una optimización pero se planteó la situación que en este caso las olas energéticas sí rompían sobre la estructura y no las menos energéticas. Puesto que no se consiguió generar ningún perfil en el que todas las olas rompiesen sobre la estructura se decidió escoger la altura para las que el oleaje más energético rompe sobre S_2 ya que es el más dañino para la costa. En el siguiente apartado se presentan los resultados de 4 perfiles de ésta última serie.

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Los resultados se exponen de la siguiente manera, primero se presenta, en la tabla 2, los datos geométricos de cada perfil, para cada uno se han simulado todos los casos de la tabla 1. Posteriormente se exponen las representaciones gráficas de cada perfil. En las gráficas se pueden observar el perfil de la pieza, las posiciones de rotura de cada caso representada por una recta vertical. A la izquierda se presentan las posiciones exactas de rotura con el número adjunto correspondiente al número de caso que asocia las condiciones de la tabla 1. Los colores de las líneas rectas corresponden con el periodo de dicho caso como indica la leyenda.

Por último se procede a presentar un resumen comparativo de los resultados obtenidos:

Perfil	S_1	S_2	S_3	S_4	d_1	d_2	L_1	L_2
A	0.166	1	0	1.5	0.5	1	3	1
B	0.142	1	0	3	0.5	1	3.5	1
C	0.166	0.66	0	3	0.5	1	3	1.5
D	0.166	0.8	0	3.4	0.5	1.2	3	1.5

Tabla 2. Datos geométricos de los perfiles

A)

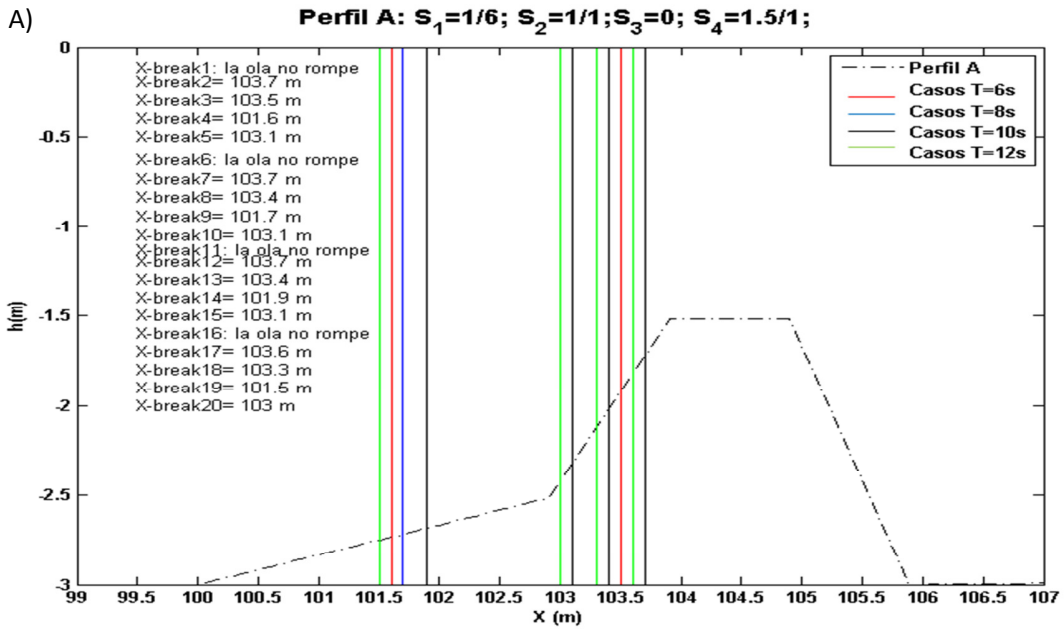


Figura 6. Vista frontal e interna de la estructura AMA

Primerio mencionar que en muchos de los casos las posiciones de rotura coinciden para los distintos periodos y alturas de ola. Esto tiene sentido porque el peralte de la onda es muy parecido por ejemplo para los casos 7 y 19, en uno tenemos un periodo de 8 y una altura de ola de 1.3m y en el caso 19 es un periodo de 12 s y una altura de 2 m. Es decir, se puede dar el caso de que para condiciones distintas la posición de rotura sea la misma.

En todos los casos se produce antes la rotura para los periodos largos que para los cortos.

Así, es claro que en la medida que aumenta L_2 los resultados del perfil D y C son más parecidos a lo deseado.

B)

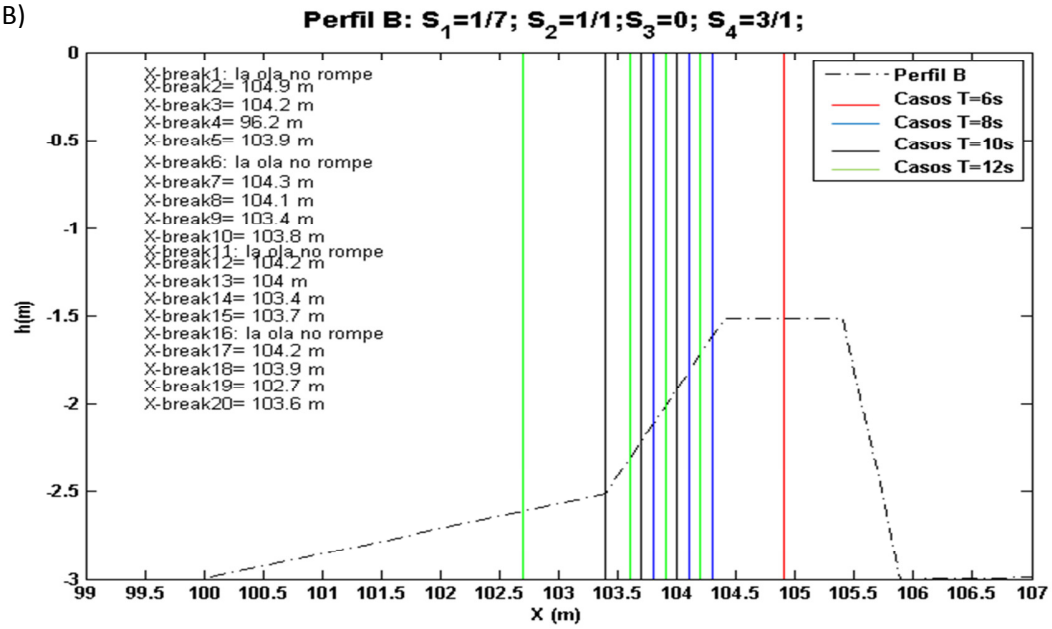


Figura 7. Vista frontal e interna de la estructura AMA

C)

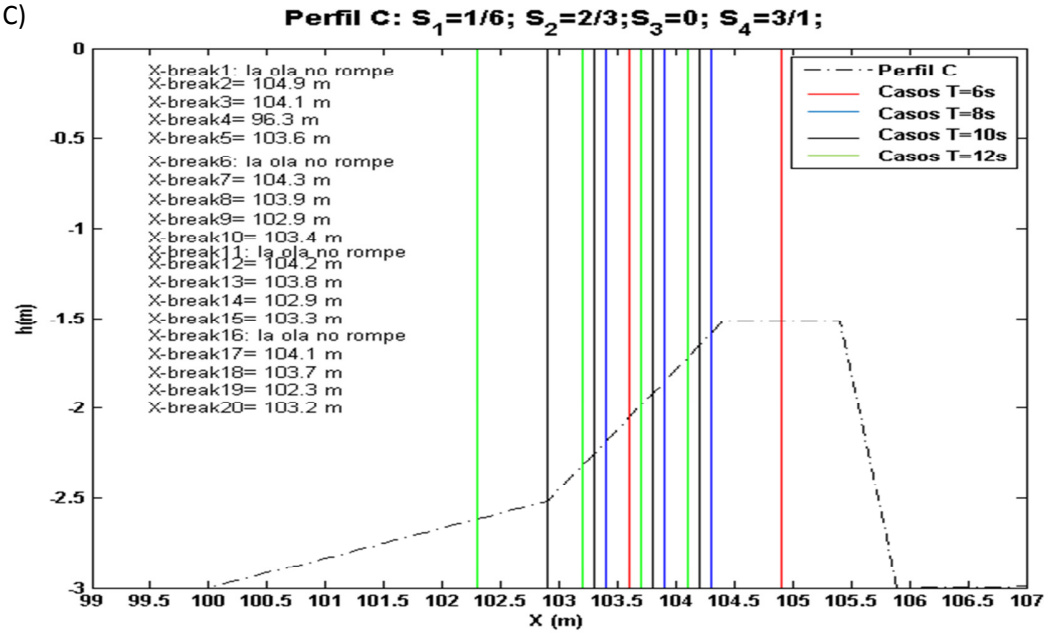


Figura 8. Vista frontal e interna de la estructura AMA

D)

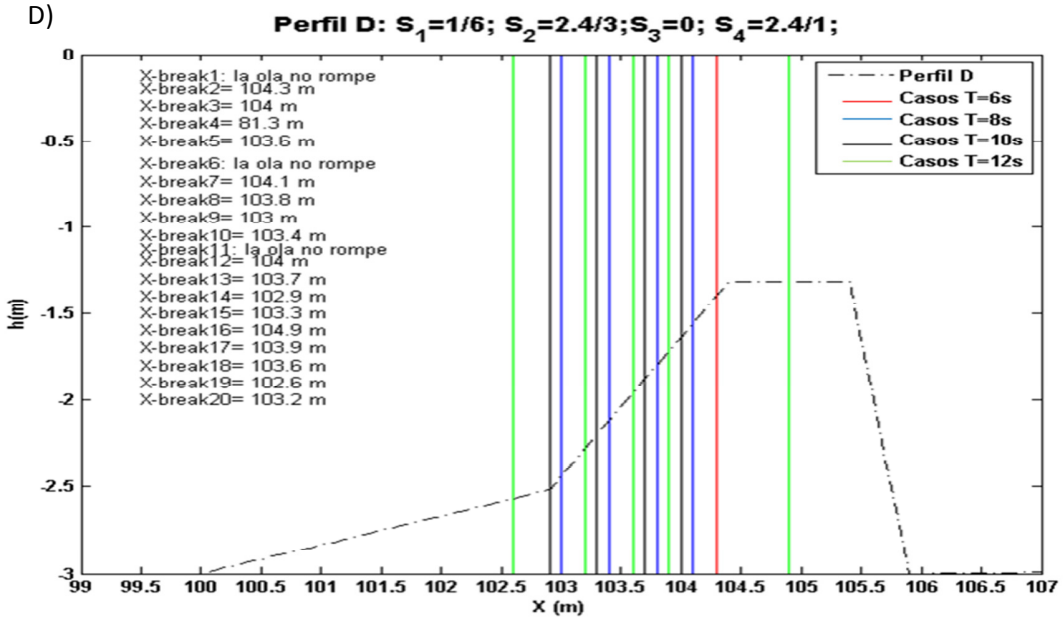


Figura 9. Vista frontal e interna de la estructura AMA

En todos los casos salvo para el perfil D todas las olas de 1 m no rompen en la estructura y en el perfil D rompe la de mayor periodo sobre S_3 , que sin ser el resultado buscado no es el más perjudicial. La misma situación se da en C y en B, pero en un caso poco energético de periodo 6 s. En el perfil A vemos que todos los casos más energéticos rompen en S_1, ya que es el caso en que S_1 y S_2 son las pendientes más pronunciadas, es decir, producen más reflexión, sobretodo en el caso de olas energéticas.

En el caso D vemos que al aumentar la h_2 conseguimos que se produzca la rotura sobre la estructura de un caso de periodo corto.

El perfil que mejor funcionamiento es el D puesto que es el que más rotura de la estructura produce y sobre todo en la segunda pendiente, que es el objetivo buscado.

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este apartado se pretende recapitular las principales conclusiones a las que se ha llegado durante el desarrollo del presente trabajo de investigación. El objetivo último del proyecto ha sido la optimización de la geometría del perfil bajo condiciones hidrodinámicas con la herramienta numérica MSP de manera rápida y eficiente permitiéndonos un ahorro de tiempo y económico en el modelado físico. Este proceso posibilitaría el diseño de un prototipo a escala de la pieza para diseñar la campaña de ensayos de laboratorio.

Como ya se ha dicho a lo largo del trabajo se han realizado series de perfiles que se han ido modificando hasta aproximarnos al objetivo final, que sin ser alcanzado, se considera muy satisfactorio el funcionamiento hidrodinámico del perfil D escogido. Este resultado favorable es indispensable para asegurar buenos resultados en los siguientes pasos que abarca el proyecto.

Los pasos futuros tendrán que dirigirse en completar la metodología presentada en el apartado ‘Metodología del proyecto’ para poder desarrollar el diseño del módulo de forma rigurosa. Una vez desarrollada la pieza también se nos plantea la cuestión del trabajo de las piezas ubicadas en el extremo del arrecife artificial, los esfuerzos a los que están

sometidas no son los mismos que para las piezas internas, referencia [8], por ello se considera un diseño distinto para los módulos posicionados en los extremos de la estructura.

La concepción de esta pieza permitirá crear estructuras más estables disminuyendo los problemas de mantenimiento que existen y alargando la vida útil de los arrecifes artificiales. De esta forma se conseguirá una mayor integración de los módulos en el hábitat marino y posibilitará la evolución de las actividades recreativas y económicas que se realizan en las zonas de regeneración.

REFERENCIAS

[1] A. Okubo, (1980), Diffusion and ecological problems: mathematical models, Biomathematics, vol. 10, Springer, Berlin.

[2] Chun-Hsiung Lan et al. Che-Yu Hsui (2006) The deployment of artificial reef ecosystem: Modelling, Simulation Modelling Practice and Theory.Vol. 14 pp.663–675.

[3] C. Werner et al. F. Cézar, J. García (2011) .Influence of habitat structure on fish assemblage of an artificial reef in southern Brazil. Marine Environmental Research Vol. 72- pp.235-247.

[4] D. Morgan Young et al., Firat Y. Testik . (2009) Onshore scour characteristics around submerged vertical and semicircular breakwaters. Coastal Engineering Vol. 56 ,pp.868–875.

[5] E.Mendoza, R. Silva, M. Clavero, M. Losada (2010). Evolución del comportamiento hidráulico y de la geometría de diques homogéneos al ser deformados por el oleaje. Tecnología y Ciencias del Agua. Vol 1 (2), pp. 21-35.

[6] J.A. Stampset al. M. Buechner, V.V. Krishnan, (1987) .The effects of edge permeability and habitat geometry on emigration from patches of habitat, American Naturalist Vol. 129 ,pp.533–552.

[7] R. Silva y E. Mendoza (2009). Apoyo técnico para la generación de un arrecife artificial que sirva de refugio y alimento a especies, para regenerar la playa de la zona costera afectada por el huracán Dean y como defensa natural, en la zona marina adyacente al proyecto “Hotel NH Puerto Morelos”, en las cercanías del parque nacional arrecife de Puerto Morelos.

[8] T. Sawaragi (1995) ,Coastal Engineering-Waves, Beaches, Wave Structure Interacitons. Developments in Geotechnical Engineering, 78.

[9] R. Ranasinghe y L. Turner,(2006) Shoreline response to submerged structures: A review. Coastal Engineering Vol. 53 .pp.65 – 79.

APLICACIÓN DE TÉCNICAS GEOFÍSICAS E HIDROGRÁFICAS PARA LA DETECCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS NATURALES Y ARTIFICIALES EN PROYECTOS COSTEROS, PORTUARIOS Y OFFSHORE

R. Ramos Armangué [1], L. Beni Casadellà [1], Y. Edamoune [2], S. Costa González [2]

[1] *Tecnoambiente, C/Llull 109, 08005 Barcelona, Barcelona, tecnoambiente@tecnoambiente.com*
[2] *Tecnoambiente, C/Newton 15E, 11407 Jerez de la Fra, Cádiz, tecnoambiente@tecnoambiente.com*

INTRODUCCIÓN

Cualquier proyecto o actuación en la costa requiere de un conocimiento de las condiciones del fondo submarino en cuanto a morfología, composición, comunidades, estratigrafía y presencia de elementos naturales o antrópicos que puedan suponer un obstáculo o riesgo a tener en cuenta.

Elementos naturales como afloramientos rocosos, paleocanales, presencia de gas o determinadas comunidades naturales deben ser identificados, localizados y caracterizados para determinar su grado de interacción al proyecto y poder prever la mejor forma de evitarlos en fases preliminares del mismo, con el ahorro que esto conlleva.

Igualmente, los elementos artificiales introducidos por el hombre en el medio, pueden suponer riesgos o impedimentos a la ejecución de un proyecto. Cables, tuberías, estructuras submarinas, muertos, diques sumergidos, pecios, torres de captación y vertido de aguas u objetos de todo tipo arrojados o caídos al mar deben ser localizados e identificados para determinar si pueden ser evitados o deben retirarse o recuperarse.

Para ello, las técnicas geofísicas (Sonar de Barrido Lateral, Perfilador de Subfondo (Chirp), Perfilador paramétrico, Magnetómetro) e hidrográficas (Ecosonda Multihaz) suponen unas herramientas imprescindibles para la detección de todo tipo de objetos y riesgos submarinos, de la naturaleza que sean y se encuentren sobre el fondo o enterrados en él.

TÉCNICAS EMPLEADAS

Estas técnicas son empleadas por Tecnoambiente en todo tipo de proyectos costeros, portuarios y offshore como tendido de emisarios submarinos y conducciones, tendido de cable eléctrico, prospecciones para la industria Oil&Gas, proyectos de energías renovables marinas, ampliaciones y mejoras de puertos, proyectos de dragado, regeneración de playas, acuicultura, prospecciones de arqueología submarina, etc.

Los trabajos realizados por Tecnoambiente con estas técnicas, en todo tipo de entornos y para todo tipo de sectores, se han detectado multitud de elementos naturales y antrópicos que han permitido adaptar o modificar el proyecto a tiempo, antes de que estos supusieran un riesgo para el mismo y unos costes mayores.

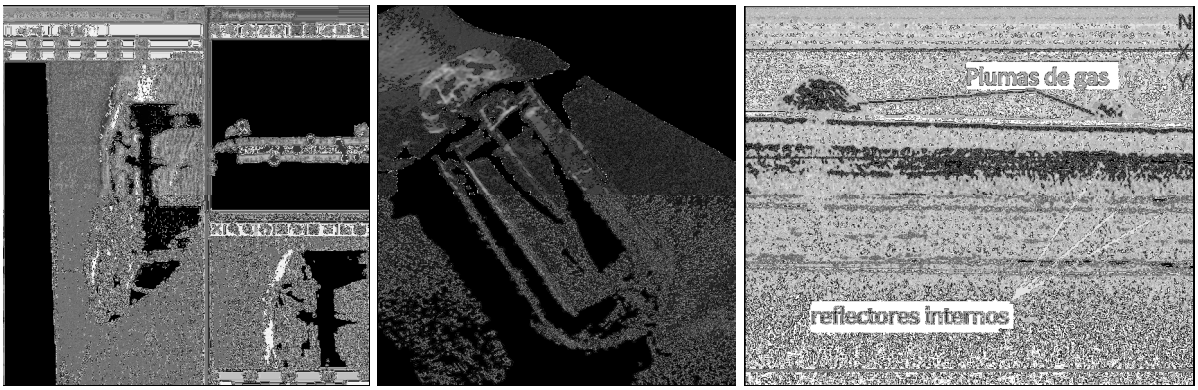


Figura 1: Registros obtenidos con sonar (pecio), multihaz (barcaza hundida) y perfilador (pockmarks)

Ecosonda Multihaz

Gracias a la alta resolución proporcionada por la ecosonda multihaz, se utiliza habitualmente como instrumento apoyo en distintas actuaciones de obras portuarias o como

reconocimiento exhaustivo del fondo en aguas offshore. En actuaciones portuarias, cabe destacar el control de dragados, reconocimiento del estado de muelles, caracterización de banquetas y taludes, etc. En aguas offshore se emplea para la realización de modelos digitales del terreno de alta resolución y complemento para los estudios geofísicos, permitiendo la detección de elementos naturales y/o artificiales presentes en el fondo.

Sonar de Barrido Lateral

El Sistema Sonar de Barrido Lateral es fundamental en los trabajos de inspección indirecta de los fondos submarinos, ya que mediante los registros obtenidos es posible la interpretación de la morfología y composición del sustrato marino así como la visualización de objetos o datos relevantes que facilitan la investigación de dicho fondo marino. La alta resolución de las imágenes obtenidas permite la detección incluso de elementos de reducidas dimensiones como cables, cadenas, anclas, etc, lo que lo convierte en una herramienta imprescindible para detectar e identificar cualquier elemento en el fondo marino.

Perfilador de Subfondo de Alta Resolución (Chirp) y perfilador paramétrico

El Perfilador de Subfondo es un sonar que permite obtener en forma de sísmica de alta resolución perfiles verticales de los sedimentos no consolidados y de tipo pelítico de los fondos marinos. Su principal aplicación es la de determinar la potencia de sedimentos no consolidados a lo largo de la zona de estudio, pero la alta resolución obtenida permite también la detección de elementos naturales y antrópicos enterrados en el fondo marino.

En zonas de poco calado donde la operativa con el Perfilador de Subfondo es compleja, se utiliza el perfilador paramétrico. Con una menor penetración pero una mayor resolución en general, proporciona información análoga, pudiendo determinar los espesores de sedimentos y permitiendo la detección de elementos enterrados. Este equipo se hace imprescindible en áreas de dragado para detectar la presencia de fangos en decantación o licuados, donde perfiladores de mayor energía no podrían discernir entre ellos.

Magnetómetro

Cualquier material magnético que pueda ser atraído por el campo magnético terrestre, alterará el campo magnético de la tierra en ese punto, y esta variación en intensidad podrá ser detectada y medida por un magnetómetro. Así pues, el objeto de las exploraciones con magnetómetro es la evaluación del nivel de alteración del campo magnético terrestre producido por cualquier objeto ferroso. Esto permite detectar la presencia de cualquier elemento ferroso en el fondo (ya sea sobre él o enterrado).

SINERGIAS EN LA UTILIZACIÓN CONJUNTA DE LOS EQUIPOS

El sistema de adquisición usado por Tecnoambiente, obteniendo en un mismo transecto los datos batimétricos, geomorfológicos, geofísicos y magnéticos, permite la perfecta integración de los datos, resultando en una interpretación detallada y precisa de los mismos.

Cada uno de estos equipos proporciona información valiosa y relevante por sí misma, y con aplicaciones muy concretas en la prospección. No obstante, a la hora de detectar e identificar riesgos naturales o artificiales es cuando se pone de manifiesto la complementariedad de los registros y las sinergias de su adquisición y procesado conjuntos.

Los registros de estos equipos son complementarios entre sí, y su adquisición y procesado de forma conjunta permiten distinguir perfectamente el tipo de fondo, sus características físicas y la presencia de elementos que puedan suponer un riesgo, ya sea en el fondo o enterrados bajo él.

La correcta detección, descripción y posicionamiento de cualquier tipo de estructura sumergida (de origen natural o antrópico) o comunidad natural es crucial en los proyectos costeros, portuarios y offshore, y hacerlo en las fases preliminares del proyecto para evitar sobrecostes. Asegurando así la viabilidad y seguridad del proyecto, de las infraestructuras existentes y el mínimo impacto a las comunidades sensibles asentadas en el fondo.

COMO ABARATAR LAS BATIMETRIAS DE SEGUIMIENTO DE UNA PLAYA

J.J. Muñoz-Perez[1], A. Payo[2], J. Roman[1], M. Navarro[1], L. Moreno[3], G. Gomez-Pina[4], A. Contreras[1]

[1]CASEM, Rio San Pedro s/n, Universidad de Cádiz, Puerto Real juanjose.munoz@uca.es
[2]Environmental Change Institute, University of Oxford, South Parks Road, Oxford, OX1 3QY, UK
[3]Intecsa-Inarsa, C/ Santa Leonor, 32; 28037 Madrid, Madrid
[4]Demarcacion de Costas de Andalucía Atlantico, Marianista Cubillo n.7, 11071 Cádiz

INTRODUCCIÓN

La regeneración de playas mediante el vertido de arena procedente de fondos marinos o terrestres se ha convertido en el sistema por excelencia para luchar contra la erosión y el retroceso de la línea de costa en el litoral español (Gomez-Pina et al., 2006). Investigadores españoles han demostrado que la turbidez generada en los dragados no genera un impacto ambiental de efectos irreversibles (Roman-Sierra et al., 2011) y han desarrollado una metodología para acelerar los ensayos granulométricos sin perder calidad en los mismos (Roman-Sierra et al., 2013). No obstante, el coste de los imprescindibles estudios batimétricos para el seguimiento de la evolución de las playas sigue siendo elevado.

Se han desarrollado en los últimos años diversas maneras de tomar los datos topo-batimétricos precisos para estudiar la evolución de nuestras playas. Sin embargo, junto a los pros, siempre existen algunos contras. Por ejemplo, el LIDAR puede proveernos de datos precisos pero sólo es aplicable a grandes superficies debido al coste del vuelo (Moreno et al., 2007). La multisonda, pese a permitir cubrir todo el fondo, no se recomienda para proyectos muy cercanos a la orilla (USACE, 2002). El CRAB, siendo capaz de una gran precisión incluso en la playa sumergida, no es utilizable en determinados tipos de fondo como los típicos de los arrecifes rocosos o donde haya cañones submarinos (Muñoz-Perez et al., 1996 y 1999, Bernabeu et al., 2002). Así pues, parece ser que el clásico método de combinar levantamientos topográficos en la playa seca e intermareal junto con batimetrías efectuadas con sondas todavía seguirá vigente durante muchos años.

Además, estos levantamientos efectuados para realizar el seguimiento de una playa determinada requieren de una cierta periodicidad que, debe ser semestral sino trimestral (Wise, 1995) al menos durante los primeros años.

Puesto que no puede realizarse el levantamiento de todos los puntos de la playa, la superficie de esta se discretiza con unos perfiles transversales separados una cierta distancia entre sí. Obviamente, cuanto menor sea el número de perfiles más barata será nuestra campaña de campo pero mayor será el error que cometamos. Algunos autores nos han recomendado algunos valores para esta separación basándose en su experiencia: 300 m en playas largas (Grosskopf and Kraus, 1993) o no más de 150 m con carácter general (USACE, 2002). En realidad, suele utilizarse una distancia menor (50 a 60 m) cuando se trata de la medición de volúmenes para el pago de una obra. Asimismo, se encuentran en la bibliografía valores admisibles de errores (e.g.: Plant et al., 2002), pero hasta la fecha no se había investigado la relación entre la separación entre perfiles y el error cometido. Una explicación completa del método para decidir la separación máxima entre perfiles (es decir, la más económica) y que el resultado no sobrepase un cierto error relativo puede consultarse en Muñoz-Pérez et al, (2012).

METODOLOGÍA

El error se calcula para diferentes separaciones mediante la comparación de dos batimetrías consecutivas (fig. 1) mediante una formulación sencilla que se explicará en la presentación. Ítem, la toma de datos puede simplificarse todavía más cuando se trate de un proyecto de realimentación o se conozca la tasa de erosión anual de una playa (por disponer de estudios previos). O sea, cuando se sepa cuantos m^3/ml vamos a aportar en la regeneración o cuantos se marchan de la playa de manera natural. En esos casos, bastará

con una única batimetría real inicial, pues la segunda puede diseñarse de manera virtual (fig.2). El método se analiza para diferentes tipos de playa teniendo en cuenta si es abierta o cerrada, si está apoyada o no en una laja rocosa, o de la carrera de marea.

RESULTADOS

Los resultados demuestran que el error es proporcional no sólo a la separación entre perfiles, sino a un factor de heterogeneidad característico de la morfología de cada playa, de modo que grandes separaciones no tienen por qué conducir necesariamente a mayores errores. En la presentación se mostrará como obtener dicha función y las utilidades que se derivan de ella. En los casos estudiados hasta ahora, separaciones de 100 m suponen errores inferiores al 5%. En lo referente a la existencia de lajas rocosas o a la carrera de marea, no se aprecian diferencias significativas.

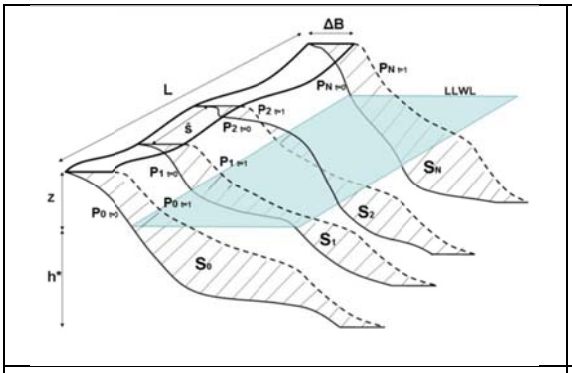


Figura 1. Esquema para el cálculo del error cometido para diferentes separaciones "s" de perfiles entre dos batimetrías (z es la cota de la berma y h es la profundidad de cierre)*

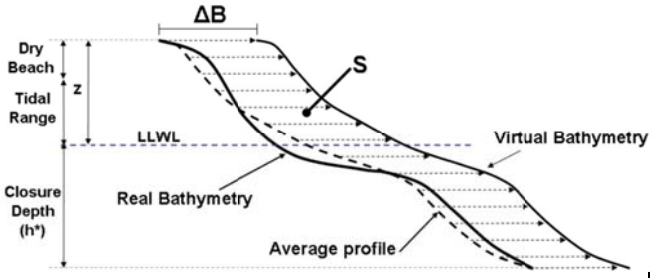


Figura 2. Esquema para el diseño de la batimetría virtual que permite todo el cálculo de errores y la consiguiente determinación de la separación máxima entre perfiles con una sola batimetría real inicial

REFERENCIAS

Bernabeu-Tello, A.M., Muñoz-Perez, J.J. and R. Medina-Santamaria (2002). Influence of a rocky platform in the profile morphology: Victoria Beach, Cadiz (Spain). *Ciencias Marinas* 28 (2), 181-192

Gomez-Pina, G., Fages, L., Ramirez, J.L., Muñoz-Perez, J.J. and J Enriquez (2006). A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years. *Int. Coastal Engineering Conf. 30 (4), 4167*

Grosskopf, W.G. and Kraus, N.(1993). *Guidelines for surveying beach nourishment projects. Coastal Engineering* Technical Note, CETN II-31. U.S. Army Engineering Water Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 12 pp.

Moreno, L., Tamayo, O., Mey, J., Martin, L., Garcia, A., Fernandez, M, Fernandez, A., Gomez, J.A., Diaz, J. and D. Tobin (2007). *Sistema de levantamiento cartográfico y geomorfológico aerotransportado*. IX Jornadas Ingeniería Costas y Puertos. San Sebastián (Spain).

Muñoz-Perez, J.J. (1996). Análisis de la morfología y variabilidad de playas apoyadas en lajas rocosas. Ph. D. thesis, Cadiz Univ., Spain

Muñoz-Perez, JJ, Tejedor, L. and Medina, R. (1999). Equilibrium beach profile model for reef protected beaches. *Journal of Coastal Research* 15(4), 950-957

Muñoz-Perez, J.J., A. Payo, J. Roman-Sierra, M. Navarro and L. Moreno (2012). Optimization of beach profile spacing: an applicable tool for coastal monitoring. *Scientia Marina*, Vol 76, No 4 doi:10.3989/scimar.03417.15A

Plant, N.G., Holland, K.T. and Puleo, J.A. (2002). Analysis of the scale of errors in nearshore bathymetric data. *Marine Geology* 191, 71-86.

Roman-Sierra, J., Navarro, M., Muñoz-Perez, J.J. and G Gomez-Pina (2011). Turbidity and other effects resulting from Trafalgar sandbank dredging and Palmar beach nourishment. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 137 (6), 332-343

Roman-Sierra, J., Muñoz-Perez, J.J., Navarro-Pons, M.(2013). Influence of sieving time on the efficiency and accuracy of grain-size analysis of beach and dune sands. *Sedimentology* doi: 10.1111/sed.12040

USACE (2002). Engineering and Design, Hydrographic Surveying. U.S. Army Corps of Engineers, Manual No. 1110-2-1003

Wise, R.A. (1995). Recommended base-level physical monitoring of beach fills. CETN II-35. U.S. Army Corps of Engineers. Coastal Engineering Research Center.

EVOLUCIÓN DE LAS TASAS DE AVANCE DE DOS SISTEMAS DUNARES COSTEROS: BOLONIA Y VALDEVAQUEROS (T.M. TARIFA)

M. Navarro-Pons[1]; J. Román-Sierra[1]; G. Gómez-Pina[2] y J.J. Muñoz-Perez[1].

[1] *Dpto. Física Aplicada, Centro Andaluz Superior de Estudios Marinos (Universidad de Cádiz). Pol. Río San Pedro, s/n. 11510 Pto. Real (Cádiz). marina.navarro@uca.es*
[2] *Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico, D.G. de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (MAGRAMA). Avda. Marianista Cubillo, 7. 11008 Cádiz. ggomez@magrama.es.*

INTRODUCCIÓN Y ZONA DE ESTUDIO

Las ensenadas de Bolonia y Valdevaqueros se encuentran situadas en el término municipal de Tarifa, en el sector más meridional de la costa atlántica gaditana y a unos 10 km del Estrecho de Gibraltar. Ambas playas presentan unos grandes sistemas dunares transgresivos que forman parte de un antiguo campo de dunas móviles que hasta mediados del siglo XX se extendía, en dirección Este-Oeste, desde la ensenada de Valdevaqueros hasta la playa de Bolonia (Navarro et al., 2011). La ensenada de Valdevaqueros, constituye una réplica, a menor escala de la vecina ensenada de Bolonia (situada a unos 8 km al oeste y que remontan el relieve del cabo Camarinal, situado en su extremo occidental) ya que aparecen los mismos ambientes y procesos costeros. Los alrededores son zonas mínimamente habitadas, sin asentamientos urbanos importantes, pero sí con áreas de gran importancia histórica y cultural, destacando las ruinas romanas de Baelo-Claudia junto a la playa de Bolonia (Román-Sierra et al., 2004). Los sistemas dunares de Bolonia y Valdevaqueros forman parte del Parque Natural del Estrecho y, además, la duna de Bolonia fue declarada Monumento Natural en el año 2001. Ambos ecosistemas se encuentran fuertemente condicionados al régimen de vientos de la zona. Estos vientos dominantes soplan fuertemente del Este con cierta componente SE, con una velocidad media de 27,8 km/h y rachas a veces huracanadas de más de 100 km/h (Gómez-Pina et al., 2002). Estas condiciones eólicas tan fuertes y frecuentes representan un paraíso para las actividades deportivas como windsurfing, kitesurfing, y deportes de vela que se llevan a cabo en la zona.

Estos dos campos dunares, compuestos por arenas medias, se han desarrollado masivamente en las últimas décadas pese a la aplicación de diversas medidas (instalación de empalizadas, plantaciones, extracciones de áridos, etc.). El objetivo ha sido frenar y estabilizar de algún modo el avance del frente dunar para evitar la invasión de otros ecosistemas y/o estructuras anexas a las dunas, como pinares costeros y en el caso particular de Valdevaqueros, la única carretera (A-2325) que comunica con el poblado de Paloma Baja. Esto ha ocasionado un grave problema local que requiere una adecuada y responsable gestión del litoral y de sus recursos.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS

Para determinar la evolución morfológica de la duna de Bolonia se tomaron 3 perfiles longitudinales a la dirección de avance dunar debido a que presenta una morfología más estrecha. En el caso de Valdevaqueros, se realizaron levantamientos sucesivos de 5 perfiles transversales a la orilla de playa, paralelos entre sí y en el sentido de avance dunar, espaciados aproximadamente 100 metros cada uno de ellos, siguiendo las recomendaciones del Coastal Engineering Manual (USACE, 2002).

Para los levantamientos topográficos se utilizó el Sistema de Posicionamiento Global Diferencial (GPSD), el cual puede aportar precisiones de nivel centimétrico (normalmente menor a 10 cm), minimizando el error cometido en cada medición. Para la toma de datos se requieren dos receptores, los cuales van recopilando datos de forma simultánea (Rodríguez Santalla et al. 2009). Uno de ellos permanece en un punto de coordenadas conocidas (en este caso fue en el aparcamiento de la playa de Valdevaqueros) durante todas las mediciones topográficas. Una vez se ha estacionado el receptor base, el posicionamiento del GPSD puede realizarse con un receptor móvil que va recogiendo puntos de un modo estático o cinemático.

Tras el estudio del comportamiento dunar a largo de los últimos años, se ha determinado una tasa de migración media de 17,5 m/año en el caso de la duna de Valdevaqueros y de 15,4 m/año en el caso de Bolonia. Asimismo, se han detectado entre ciertos levantamientos valores máximos que han alcanzado los 38 m/año y 22 m/año en los puntos más activos de las dunas de Valdevaqueros y Bolonia, respectivamente (Fig. 1).

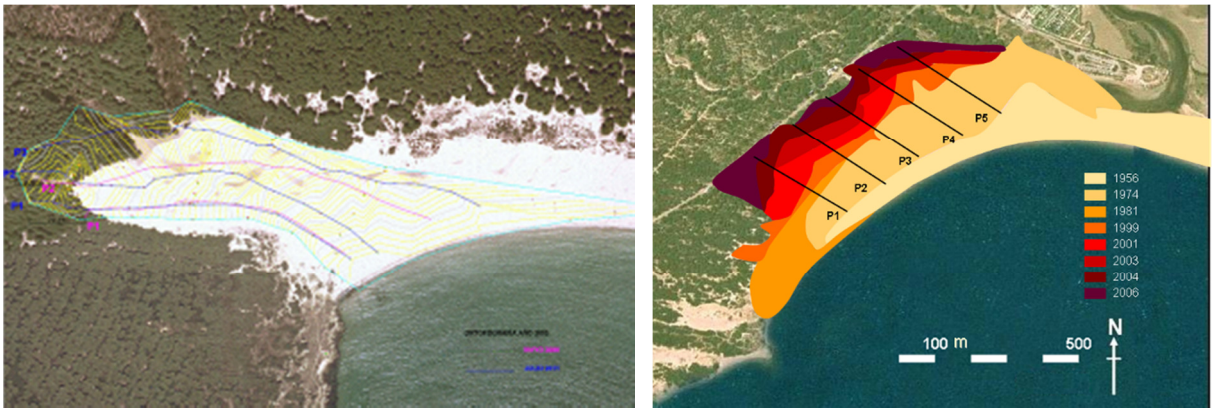


Figura 1. Evolución de los sistemas dunares de Bolonia (izd.) y Valdevaqueros (der.)

CONCLUSIONES

A partir del estudio de la evolución dunar de ambos sistemas, se han obtenido unas tasas medias de avance anuales muy similares. Estos datos son extremadamente importantes para entender la dinámica del sistema de cara a futuras decisiones políticas y técnicas que se adapten en la gestión de estos ecosistemas y las infraestructuras adyacentes.

REFERENCIAS

Gómez-Pina, G., Muñoz-Pérez, J.J., Ramírez, J.L. y Ley, C., 2002. Sand dune management problems and techniques. Journal of Coastal Research, Special Issue on Coastal Dunes, 325-332.

Navarro, M., Muñoz-Perez, J.J., Roman-Sierra, J., Tsoar, H., Rodriguez, I. y Gomez-Pina, G. (2011) Assessment of highly active dune mobility in the medium, short and very short term. Geomorphology, 129 (1-2), 14–28.

Rodríguez Santalla, I., Sánchez García, M.J., Montoya Montes, I., Gómez Ortiz, D., Martín Crespo, T. y Serra Raventos, J., 2009. Internal structure of the aeolian sand dunes of El Fangar spit, Ebro Delta (Tarragona, Spain). Geomorphology, 104, (3-4), 238-252.

Román-Sierra, J., Navarro-Pons, M., Muñoz-Pérez, J.J., Gomez-Pina, G. y Fages, L. (2004). Ecosistemas dunares en la provincia de Cádiz: Estabilizaciones en Bolonia y Valdevaqueros, T.M. Tarifa. Revista de Obras Públicas, Nº3450, 65-76.

USACE (2002) Coastal sediment properties. US Army Corps of Engineers. Coastal Engineering Manual – Part III. EM 1110-2-1100.

ACCIONES PUNTUALES CON EFECTOS LOCALES: EROSIÓN COSTERA CASO: BAHÍA DE PUERTO MARQUÉS, ACAPULCO DE JUÁREZ, GUERRERO, MÉXICO

R. Martínez Martínez, E. Mendoza Baldwin, R. Silva Casarín

Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito Escolar s/n, Edificio 5, Ciudad Universitaria, C.P. 04510, Coyoacán, México D.F., México. Tel:+52(55)56233600 ext. 8633. RMartinezM@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx

INTRODUCCION

La localidad de Puerto Marqués forma parte del área conurbada al puerto de Acapulco, dentro del municipio de Acapulco de Juárez, en el Estado de Guerrero (Figura 1 izquierda). Ubicada al sureste de la ciudad, su principal vía de comunicación es la carretera Escénica. Sus principales playas son Puerto Marqués, Majahua y Pichilingue.

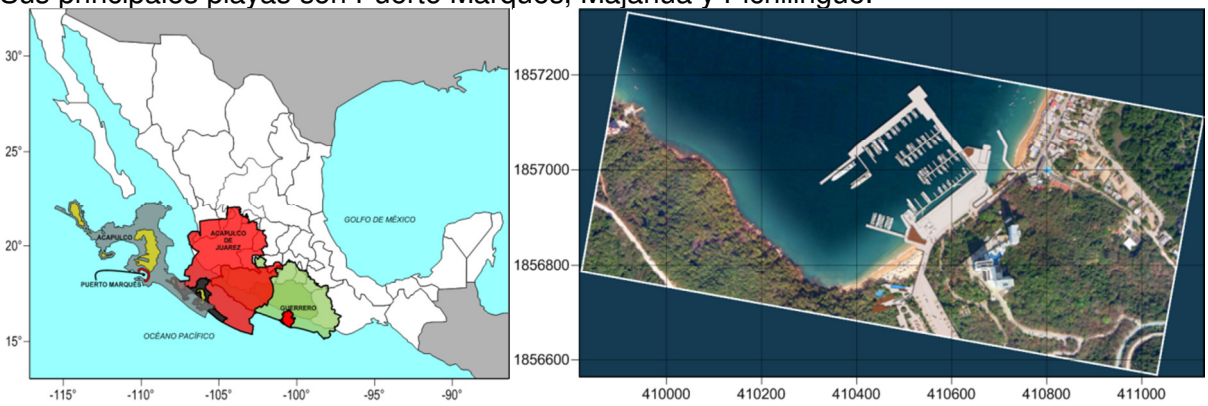


Figura 1. Macro y Microlocalización de la zona afectada.

Al sur de la bahía se están llevando a cabo trabajos para la construcción de una marina, misma que llevará el nombre de la playa en la cual se ubica (Majahua, Figura 1 derecha). Sin embargo, debido a consideraciones que no fueron tomadas en cuenta durante su diseño, en las playas hacia el norte de la marina se ha presentado un problema de erosión costera que ha afectado en gran medida a algunos comerciantes, a la empresa que está llevando a cabo la obra y al mismo gobierno, por las peticiones de los afectados.

Es de vital importancia tomar medidas en el asunto, pues la población está en peligro y no hacer nada en este caso no evitará que algunas construcciones colapsen debido al debilitamiento estructural ocasionado por el oleaje que golpea la costa.

Con la finalidad de proponer una alternativa de solución temporal, se hicieron estudios que dejen ver cómo las condiciones actuales de oleaje y corrientes afectan el estado actual de la bahía y si, realizando alguna obra, es posible reducir las corrientes en la zona afectada para dar tiempo a realizar estudios más profundos en busca de una solución a largo plazo.

PROBLEMÁTICA

La bahía de Puerto Marqués es un cuerpo semi-cerrado con salientes rocosas que no permiten el flujo de sedimentos desde las playas arenosas existentes al Oriente y Poniente por transporte litoral, lo que limita la presencia de la zona de playa en la bahía a los aportes de los escurrimientos superficiales que desembocan en su interior.

La bahía pertenece a la subcuenca hidrológica RH19Ac de la Bahía de Acapulco, la cual forma parte de la Región Hidrológica 19 Costa Grande. En la bahía se tienen cuatro puntos de descarga (tres al norte y uno al sur, Figura 2) con longitudes entre 900 m y 2000 m, fuertes pendientes y una urbanización en expansión. Esta urbanización dentro de las cuencas que forman las corrientes que descargan a la bahía ha reducido el aporte de sedimentos al sistema, lo cual ha provocado que en general se presente una reducción del ancho de playa.

El daño más evidente se presenta al sur de la bahía por la construcción de una marina, pues además de obstruir la corriente que aporta sedimentos a esa porción de la bahía, se ha

focalizado el efecto del oleaje aumentando drásticamente las corrientes longitudinales y por ende el transporte de sedimentos en un segmento de playa erosionando la costa.

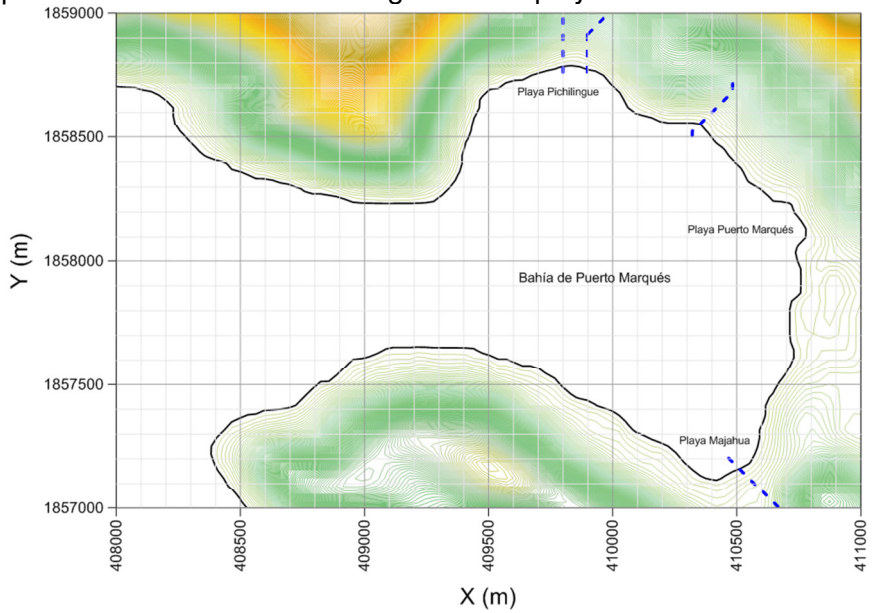


Figura 2. Descargas de corrientes superficiales.

Aunado al problema anterior, en la zona afectada se tiene infraestructura inadecuada, con construcciones continuas a base de concreto sobre la duna, y que con pequeños remontes del oleaje asociado a efectos de viento, oleaje, marea astronómica y gradientes de presión, hacen que estas estructuras trabajen como muro vertical y acentúen el proceso de transporte transversal de sedimentos.

Evolución del problema

En la zona afectada anteriormente existía un muelle público con un avanzado grado de deterioro. Esta estructura estaba construida a base de pilotes, por lo que no se obstruía el transporte de sedimentos longitudinal (Figura 3, izquierda). En la imagen se aprecia una significante franja de playa frente a las construcciones ubicadas al costado derecho del muelle, esta imagen se obtuvo de Google Earth y fue capturada el 21 de noviembre de 2002. A la derecha se observa la toma del 26 de noviembre del 2012, donde se aprecia tanto el estado de desarrollo de la construcción de la marina, como la pérdida de ancho de playa.

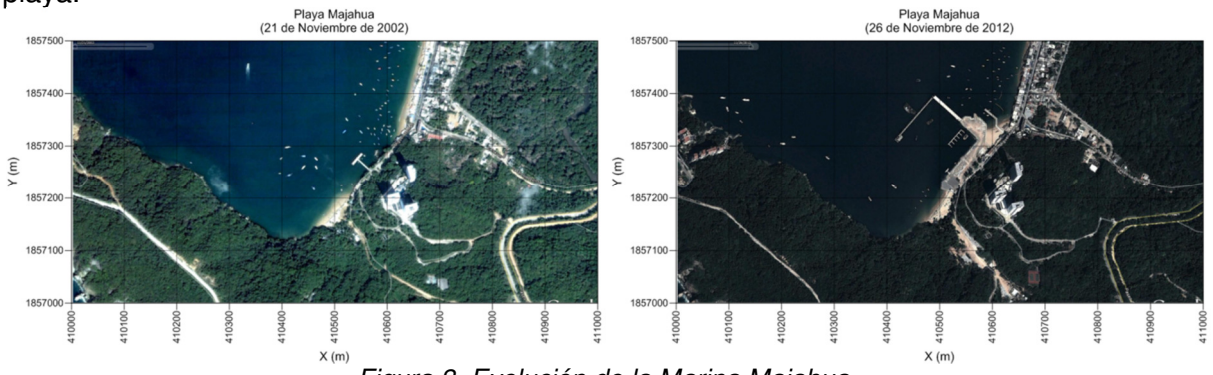


Figura 3. Evolución de la Marina Majahua.

Las construcciones aledañas son principalmente restaurantes, donde el principal atractivo era la playa que tenían. Ahora, y debido a la pérdida de la misma, son negocios poco rentables y cuyos dueños, al verse afectados, se han manifestado contra la construcción de la marina y exigido al gobierno apoyos económicos.

Además de la pérdida de playa, se ha afectado la estabilidad de las construcciones, donde incluso algunas han llegado al colapso. Los afectados han tratado de tomar acciones que reduzcan los daños a su patrimonio, sin embargo estas no han sido eficientes, pues el problema no se ha detenido como se puede apreciar en las imágenes de la Figura 4.



Figura 4. Afectaciones a negocios aledaños.

POSIBLES SOLUCIONES

Se deben tomar acciones que de manera inmediata encaminen a la desaceleración de la erosión en el área afectada y posteriormente realizar los estudios necesarios para encontrar una solución a largo plazo.

Análisis de la situación actual

Se construyó una batimetría de cálculo con celdas de 10 m de lado sobre la cual se ejecutaron modelaciones de oleaje y corrientes, misma que fue girada para facilitar el cálculo numérico (Figura 5).

Las condiciones de oleaje, referidas a la malla girada, corresponden a 0, 15, 30 y 45 grados incidiendo desde la frontera izquierda, y medidos en sentido horario con cero en la horizontal. Todas las condiciones se modelaron con altura de ola incidente de valor unitario y periodo de 10 s, a fin de contar con mapas de coeficientes de propagación.

Los resultados obtenidos (Figuras Figura 6, Figura 7 y Figura 8) arrojan que la bahía es una región naturalmente protegida dado su carácter de semi-cerrado, por lo que poca energía del oleaje alcanza a llegar desde aguas profundas hasta la costa. Sin embargo, esta misma

característica hace de la playa al fondo de la bahía un sistema de alta vulnerabilidad debido al alto grado de alteraciones que han impuesto desde hace décadas, dando como resultado un problema de erosión permanente.

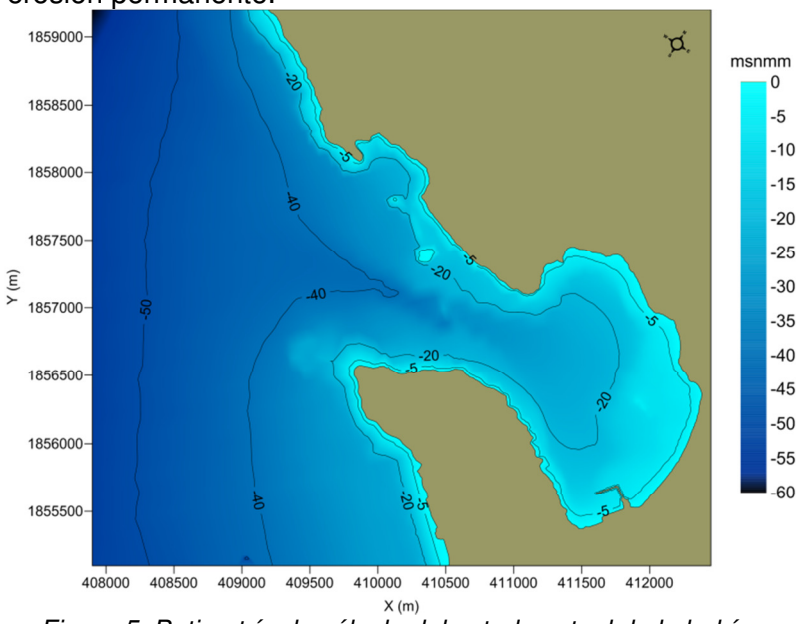


Figura 5. Batimetría de cálculo del estado actual de la bahía.

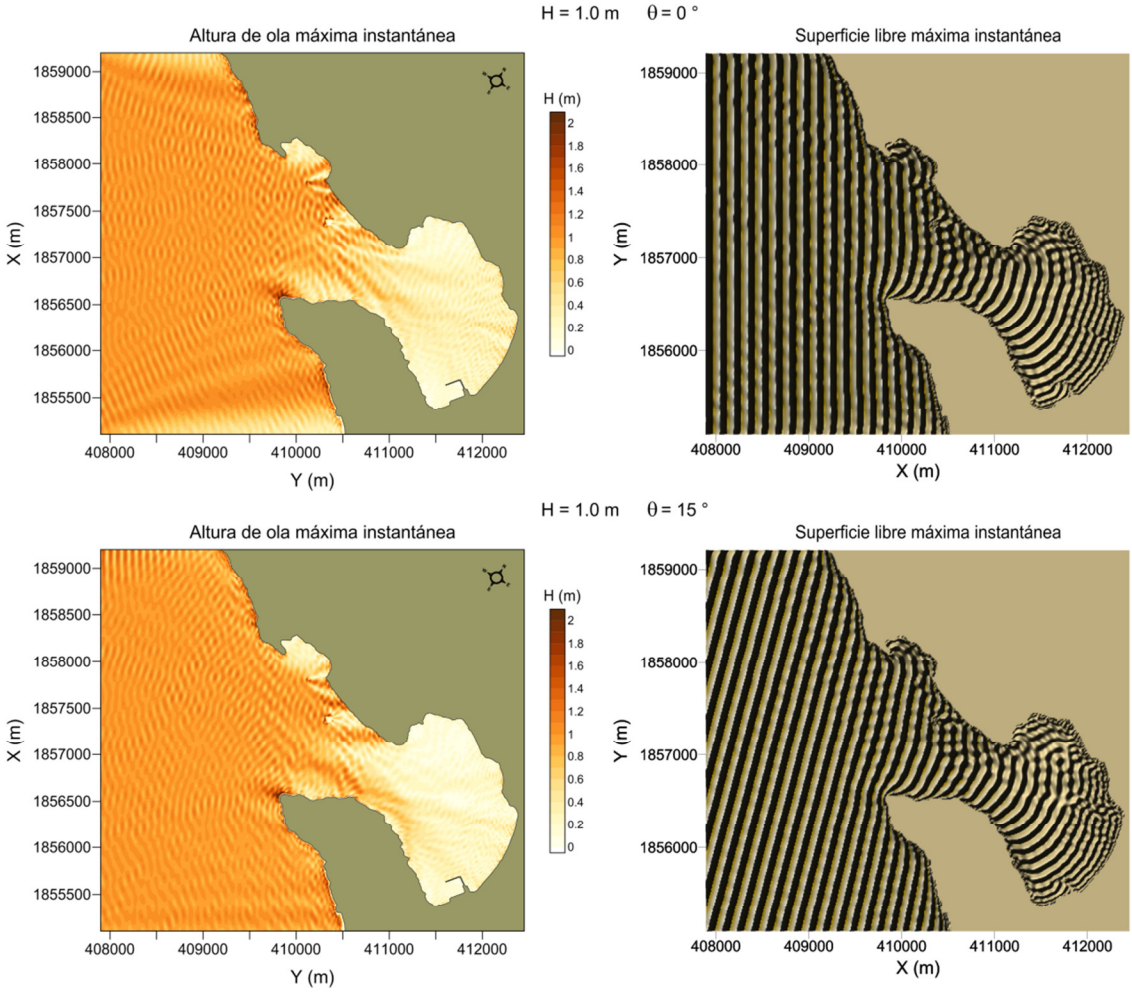


Figura 6. Resultado de la modelación de oleaje con incidencia de 0 ° (arriba) y 15 ° (abajo) en la condición actual.

En este sentido, todas las direcciones de oleaje modeladas, aun cuando llegan a la playa con relativamente poca energía, son capaces de acarrear sedimento y, ante la falta de alimentación natural, generar pérdida de playa.

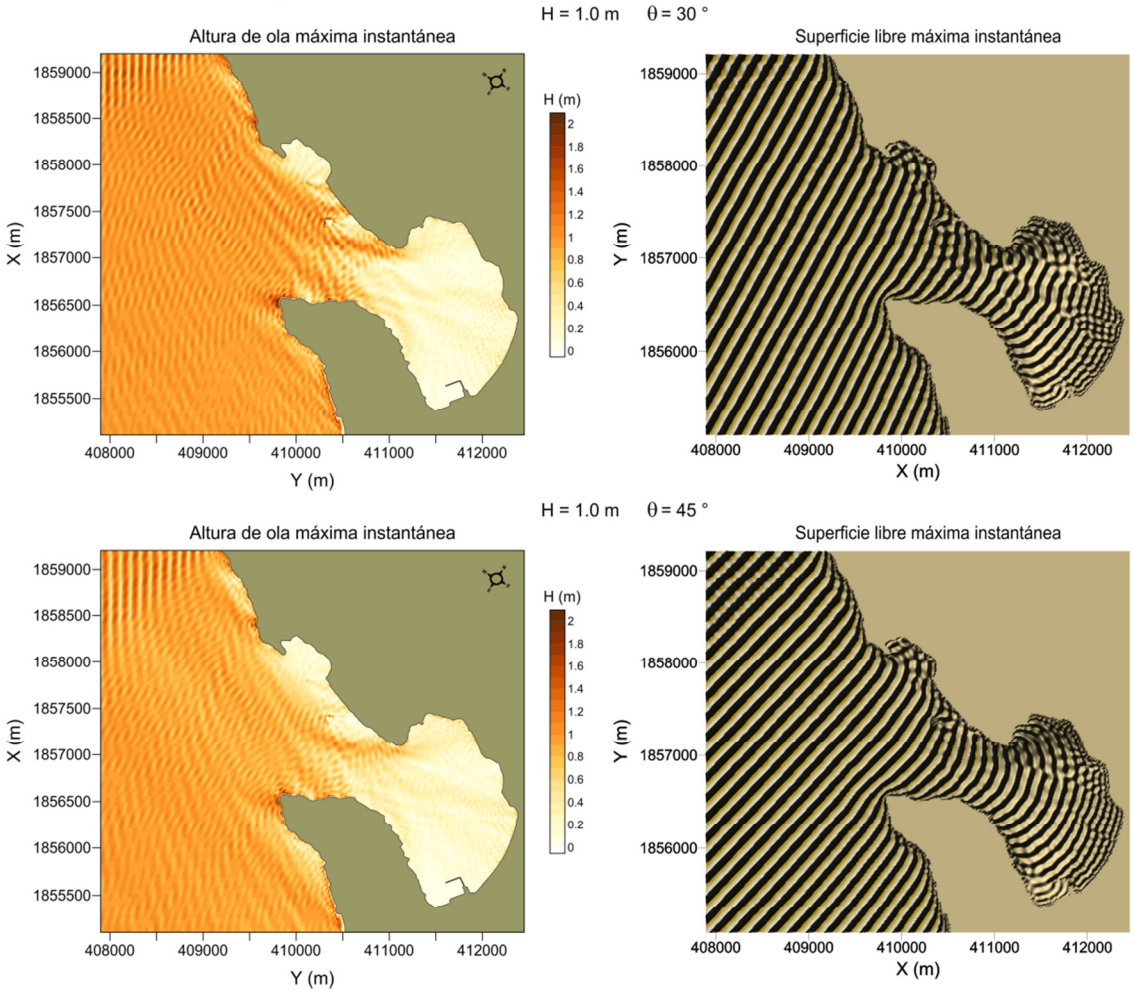


Figura 7. Resultado de la modelación de oleaje con incidencia de 30° (arriba) y 45° (abajo) en la condición actual.

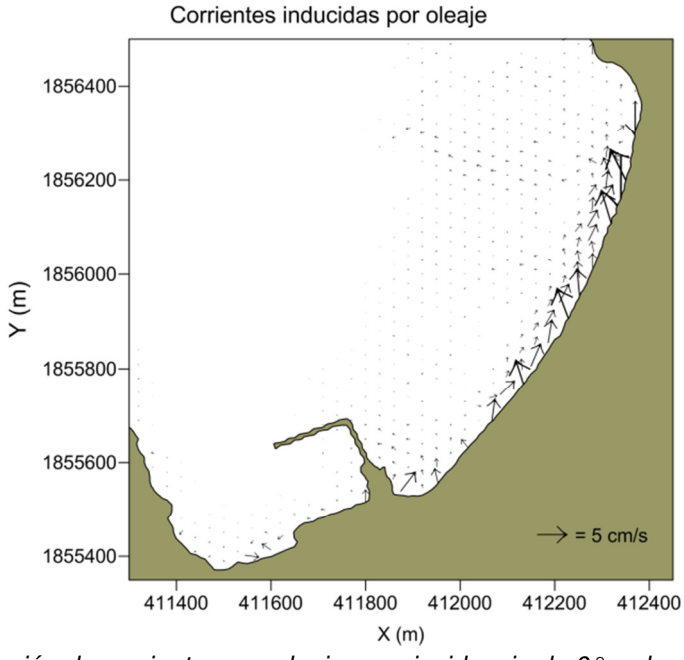


Figura 8. Estimación de corrientes por oleaje para incidencia de 0° en la condición actual.

Soluciones emergentes

Como respuesta a las más recientes alteraciones que ha sufrido la bahía, el proceso erosivo se ha visto acelerado, por lo que se propone la construcción de una estructura que reduzca la energía del oleaje y modifique el patrón de corrientes. Se sugiere coronada al nivel medio del mar y cuyo material de construcción ofrezca una fabricación rápida y eventualmente de fácil remoción en caso de que la solución definitiva no contemple su uso.

Para este análisis se estudiaron dos estructuras, una de 80 m de longitud y con una altura de 8 m y distancia a la línea de costa de 200 m (Figura 9). La segunda se propone de 3.5 m de altura, 5 m de ancho, 60 m de longitud y 50 m de distancia a la línea de costa. Ambas se modelaron con las condiciones señaladas en el apartado anterior y los resultados muestran que reducen los impactos del oleaje sobre la playa afectada dejando a los tomadores de decisiones determinar cuál acción tomar. Sin embargo estas estructuras no resuelven el problema, son solo una solución temporal.

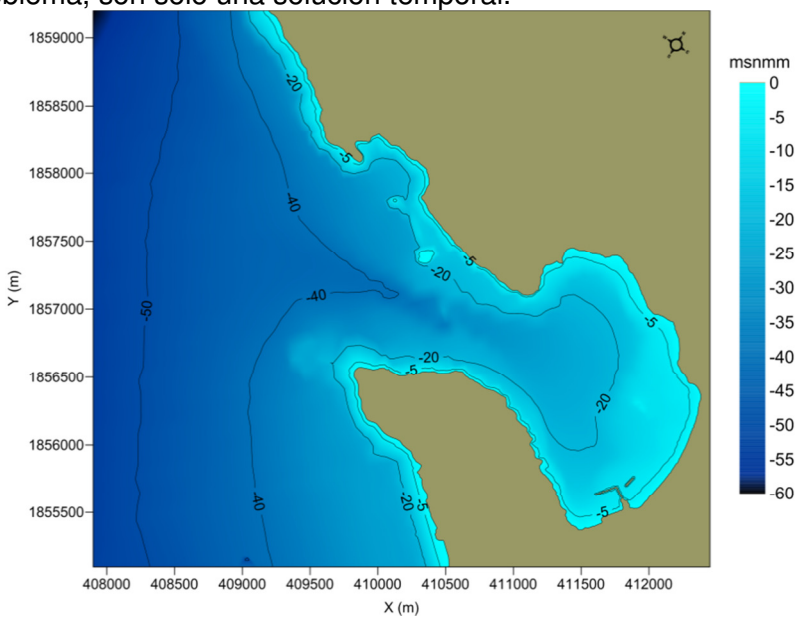


Figura 9. Batimetría de cálculo con la propuesta emergente.

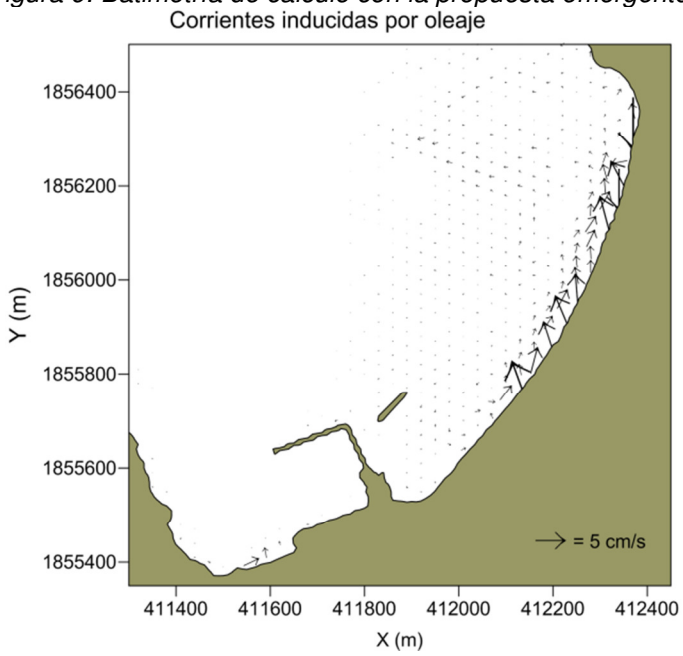


Figura 10. Estimación de corrientes por oleaje para incidencia de 0° y la propuesta emergente.

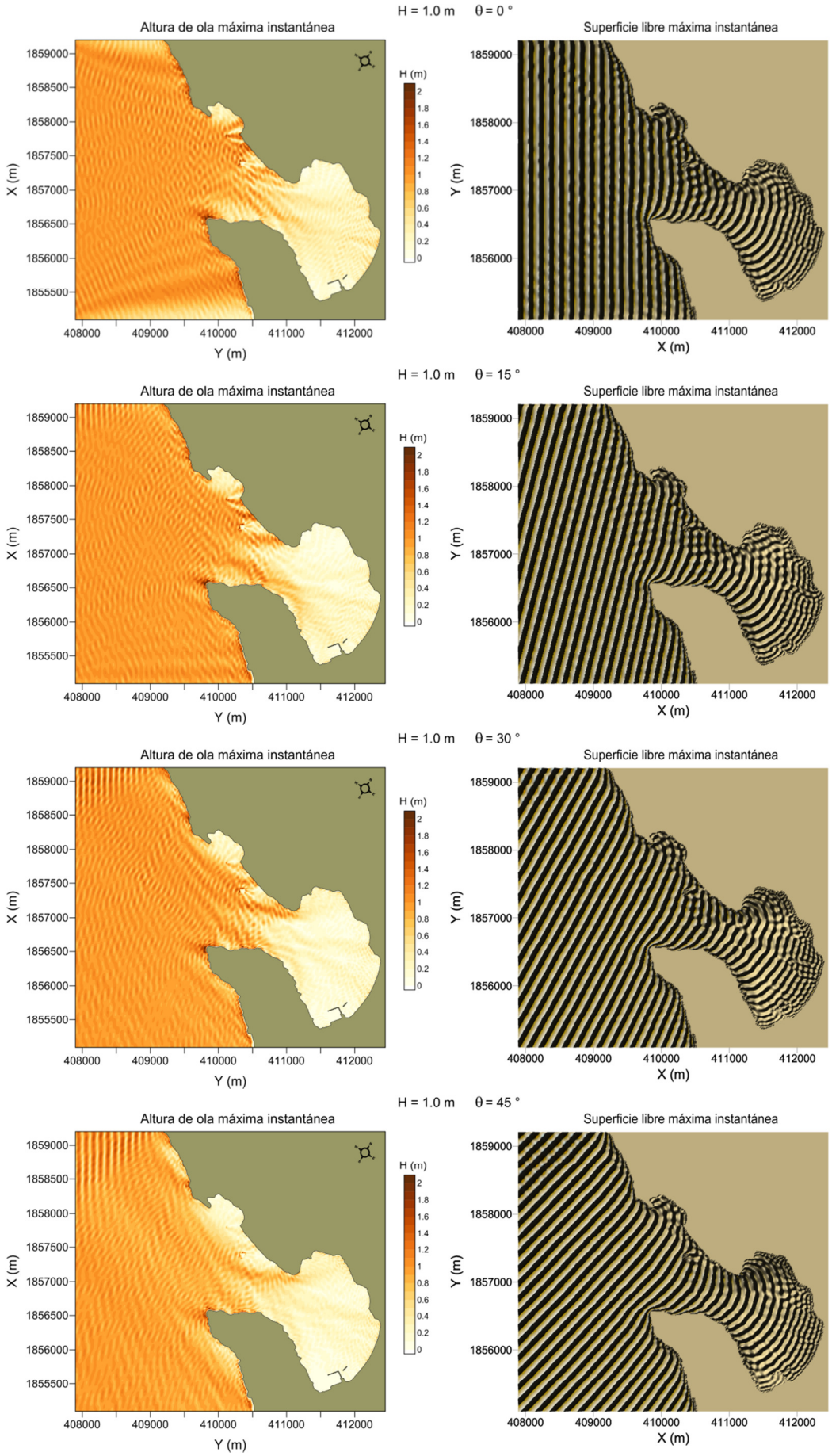


Figura 11. Resultado de la modelación de oleaje para la propuesta emergente.

Soluciones a mediano y largo plazo

Para realizar este análisis será necesario estudiar con mayor detalle las características de la zona, siendo necesario hacer un estudio de transporte de sedimentos, considerando la configuración topográfica, las condiciones edafológicas, hidrológicas e hidrodinámicas del sistema para optar por una solución mixta consistente en una estructura capaz de desacelerar el proceso de transporte de sedimentos aunado a un relleno de playa, principalmente en la zona de duna.

CONCLUSIONES

Para disminuir la problemática en la zona afectada así como la presión social y económica, es necesario realizar alguna acción de manera inmediata. Las propuestas hechas no son las únicas que existen y por ningún motivo deben considerarse como definitivas, ya que no regresará la resilencia con la que contaba el sistema en su forma natural.

Independientemente de la solución que se implemente será necesario continuar con estudios que conlleven a un ordenamiento costero que permita un adecuado equilibrio entre las actividades y procesos naturales. Estos trabajos deberán llevarse en forma interdisciplinaria integrando aspectos técnicos, económicos y sociales.

El problema presentado se generó por la inadecuada selección del sitio para la construcción de una marina en la bahía. Quedará para los tomadores de decisiones y los encargados de la autorización de este tipo de obras, exigir, dentro de los requisitos para la aprobación de estos proyectos, estudios más a fondo sobre oleaje y corrientes que indiquen que las condiciones que generarán dichas estructuras, no ocasionarán efectos negativos al entorno.

REFERENCIAS

Manifestación de Impacto Ambiental, Modalidad Particular, del "Proyecto en la Zona Federal Marítimo Terrestre en el lote 10-C2"; Marina del Marqués, S.A. de C.V.; 25 de Febrero de 2005

Manifestación de Impacto Ambiental, Modalidad Particular, del Proyecto para la Construcción de la Marina Turística Puerto Majahua, en la Bahía de Puerto Marqués, Guerrero; Ecoproyectos, S.A. de C.V.; Marzo del 2003

Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas; INEGI

EVOLUCIÓN DE LA COSTA ENTRE SAGUNTO Y VALENCIA. REFERENCIAS HISTÓRICAS Y ESTUDIO DE DINÁMICA LITORAL

A. Pérez Bardal [1], V. Ibarra Damiá[2], O. Suárez Vayá[3]

[1]Iberport Consulting, C/Botiguers 3, 3er piso A y B CP 46980; Paterna, Valencia.
aperez@iberport.com
[2]Demarcación de Costas en Valencia, Joaquín Ballester 39, 6ª planta. 46009 Valencia.
vibarra@magrama.es
[3] Demarcación de Costas en Valencia, Joaquín Ballester 39, 6ª planta. 46009 Valencia.
osuarez@magrama.es

En 2011, la Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y el Mar inició una serie de estudios divididos en varios tramos entre Castellón y Denia con el objeto de estudiar la evolución de la costa, no de forma local, sino abarcando tramos que se pueden considerar que se encuentran entre barreras totales al transporte de sedimentos para posteriormente proponer soluciones que resulten adecuadas para la totalidad del sector y no únicamente para un punto en concreto de la costa. Dentro de estos estudios, se encuentra el comprendido entre los puertos de Sagunto y Valencia de 24 km de longitud. Iberport Consulting fue la empresa encargada de desarrollar los trabajos junto con la Demarcación de Costas en Valencia.



Pere Oromig, 1613, Expulsión de los moriscos.

A la hora de iniciar el trabajo, se planteó, dada la magnitud del mismo, darle un alcance mayor en el tiempo, de forma que se pudiese entender mejor el por qué de la costa que tenemos hoy en día. De este modo, aparte de revisar la ya más que conocida formación del litoral en una zona donde predominaban los marjales, se buscaron referencias históricas de la costa desde el siglo I, en la “Naturalis Historia” de Plinio el Viejo, pasando por cartografía y cartas náuticas de los siglos XVI y siguientes, sin olvidarnos de las observaciones geográficas de Cavanilles, J.A. en el siglo XVIII o de diversos óleos en los que se representa la costa como el de la figura que se adjunta en la que se aprecia el puerto de Valencia durante la expulsión de los moriscos.



Escoria siderúrgica vertida al Sur del Puerto de Sagunto.

Finalmente, se ha estudiado la dinámica litoral, calculando el transporte de sedimentos a partir tanto de ortofotos disponibles desde la segunda mitad del siglo XX como de levantamientos topográficos que se han ido realizando sucesivamente.

NUEVO SISTEMA DE MODELADO COSTERO (SMC-BRASIL) Y SU APLICACIÓN A LA PLAYA DE MASSAGUAÇU (SAO PAULO)

O. Gutiérrez Gutiérrez[1], C. Brelinger De Luca[2], M. González Rodríguez[1], A. Klein[3], M. Gonsalez Tessler[4]

[1]Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. c/ Isabel Torres nº 15, 39011 Santander, España, omar.gutierrez@unican.es
[2]Tetra Tech Brasi l| Complex World, Clear Solutions. Rua Fidalga, 711 | São Paulo, SP 05432-070.
[3]Laboratório de Oceanografia Costeira- Universidad Federal de Santa Catarina (UFSC). Campus Universitário – Trindade. Florianópolis, Santa Catarina, Brasil CEP:88040-900l
[4]Instituto Oceanográfico – Universidad de Sao Paulo (USP). Rua Anna Nastari Brunetti, 62 Granja Viana, Cotia, São Paulo-Brasil. CEP 06709-135

INTRODUCCIÓN

El Sistema de Modelado Costero (SMC) es una herramienta numérica que implementa diferentes metodologías para el estudio y solución de problemas en la costa. Este sistema combina datos de batimetría y dinámicas marina (oleaje y niveles) de la costa española, con modelos numéricos que permiten simular los procesos litorales a diferentes escalas espaciales y temporales. En los últimos 5 años, el IH Cantabria ha venido desarrollando nuevos modelos y bases de datos que permitan mejorar el análisis y solución a problemas de erosión y regeneración de playas. Entre las nuevas bases de datos destacan los reanálisis numéricos de series temporales híperanuales (60 años) a una alta resolución (cada hora) de oleajes y niveles en zonas marinas exteriores (marea astronómica y meteorológica), y a esto hay que sumar nuevas metodologías, como son las relacionadas con la propagación de las series de reanálisis hasta cualquier punto sobre la costa, tomando en cuenta las variaciones de niveles. Otras metodologías desarrolladas en el IH Cantabria están relacionadas con la determinación del transporte litoral y direcciones de flujo medio de energía del oleaje, a partir de las series hiperanuales, que permite estudiar con mayor precisión la variabilidad y estabilidad de las playas, incluyendo también los efectos del cambio climático.

Estos y otros avances motivaron a una necesaria renovación de las capacidades de la versión original del SMC. Las nuevas metodologías y bases de datos se han incorporado al SMC a través de un paquete de herramientas llamado SMC-Tools, que funciona de forma paralela al sistema original, el cual también ha sido mejorado. Una primera versión de este sistema ha sido desarrollada y adaptada al litoral brasileño, por el IH Cantabria en colaboración con universidades locales, con el apoyo de la AECID, el ministerio de Medio Ambiente y Ministerio de Patrimonio de Brasil.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es presentar las recientes mejoras, metodologías y bases de datos incorporadas al Sistema de Modelado Costero brasileño, así como un ejemplo práctico de aplicación en la playa de Massaguaçu en Brasil.

ESTRUCTURA DEL SMC-BRASIL

La estructura de la nueva versión del SMC incluye una serie de metodologías y herramientas (ver figura 1). Entre las metodologías destacan las de regeneración de playas, de generación, calibración, validación y transferencia a la costa de las series hiperanuales del oleaje exterior, de nivel del mar y cota de inundación en playas, y el de efectos del cambio climático en la costa. Cada una de estas metodologías se encuentra descrita a detalle en una serie de documentos temáticos. De la misma forma, el sistema cuenta con las herramientas SMC 3.0 y SMC-Tools para aplicar las metodologías descritas a una playa.

El SMC 3.0 integra una serie de modelos numéricos que dan soporte practico a la aplicación de las metodologías, mientras que el SMC-Tools, se incluyen las bases de datos de oleaje y niveles, además de tener integradas herramientas de estadística avanzada, de pre-proceso (*e.g.* selección de casos de oleaje para su propagación) y de pos-proceso (*e.g.* reconstrucción de series de oleaje en profundidades reducidas, cálculo de series temporales de transporte litoral en playas, cálculos de direcciones del flujo medio de energía del oleaje en puntos de la costa para el análisis de estabilidad de playas, etc.).

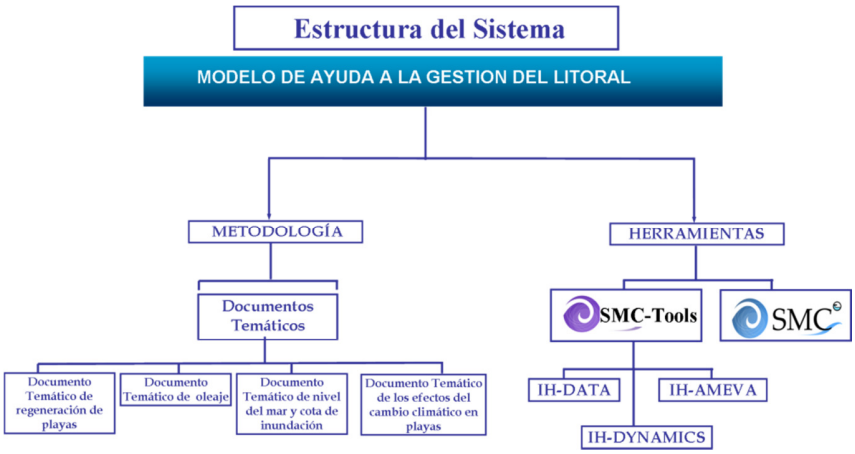


Figura 1. Estructura del Sistema de Modelado Costero.

APLICACIÓN

A manera de ejemplo, las metodologías desarrolladas se aplicaron en la playa de Massaguaçu en Brasil. Esta playa se encuentra localizada en la costa norte del Estado de São Paulo (Sur de Brasil). Esta playa se encuentra en un proceso de regresión, en una zona en la que la propagación del oleaje es compleja debido a las islas cercanas, por lo que constituye un sitio ideal para probar las herramientas numéricas y bases de datos incluidas en el SMC. La figura 2a indica la zona de estudio y la rosa de oleaje de la serie hiperanual exterior en la zona y la figura 2b muestra el comportamiento del transporte litoral, obtenido una vez transferida la serie de oleaje hasta la playa. Por medio de las metodologías aplicadas se ha identificado el proceso erosivo que afecta a la playa. A partir de esto se pueden plantear alternativas y ser evaluadas en el mismo sistema. En el artículo y en la presentación se describirá con mayor detalle el nuevo SMC y el caso de estudio.

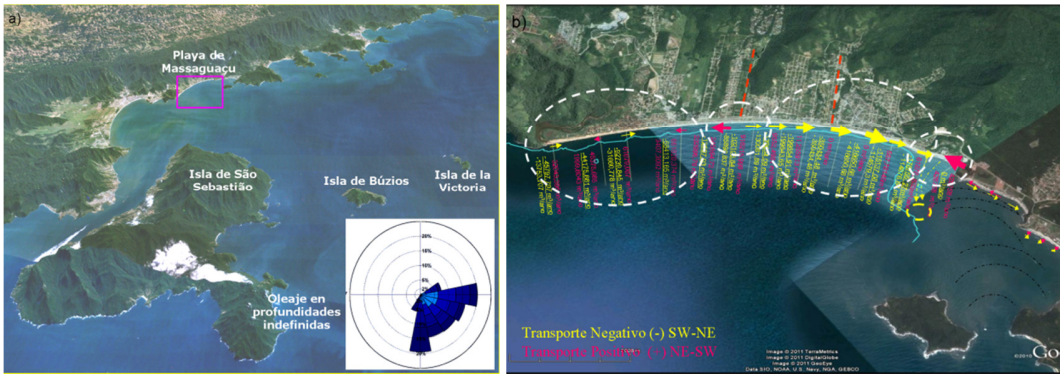


Figura 2. a) Zona de la playa de Massaguaçu y rosa de oleaje de la zona. b) Transporte litoral en la playa de Massaguaçu obtenido a partir de la aplicación de las metodologías en el SMC-Brasil.

TÉCNICAS DE RECUPERACIÓN AMBIENTAL Y PAISAJÍSTICA UTILIZADAS EN LAS ANTIGUAS INSTALACIONES DE CLH EN LA PLAYA DE LA ARENA, TM. DE MUSKIZ (BIZKAIA)

S. Fuente Sánchez

Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Demarcación de Costas del País Vasco. C/ Gran Vía, 50, 7ª Planta, 48011 Bilbao. sfuente@magrama.es

ANTECEDENTES

Los estuarios son medios formados por ambientes sometidos a una dinámica mixta, dependiente de las mareas, el oleaje, el viento y el caudal fluvial, configurando sistemas muy dinámicos y extremadamente frágiles ante pequeños cambios. Durante siglos han estado sometidos a una fuerte presión antrópica que ha mermado y eliminado gran parte de sus características naturales. Recientemente se están incrementando las actuaciones de recuperación de estos ambientes estuarinos, habitualmente en sistemas dunares, pero también en el caso de marismas, especialmente en el ámbito cantábrico.

El estuario del Barbadún, fue declarado L.I.C. en diciembre de 2004, pertenece a la Red Natura 2000 y se trata de una Z.E.C. En 1972, una gran parte del estuario fue sustituida por la implantación que llevó a cabo la empresa CAMPSA (actual Compañía Logística de Hidrocarburos, CLH S.A.) de una instalación de almacenamiento y manipulación de productos petrolíferos, que ocupaba alrededor de 165.000 m2.

Dado que la totalidad de estos terrenos son dominio público marítimo – terrestre, las citadas instalaciones fueron objeto de una concesión administrativa otorgada el 20.10.1972, por un plazo máximo de 25 años, por lo que en 1998 esta concesión se declaró extinguida.

A partir de ese momento, y tras un trabajo de gestión integrada de las zonas costeras liderado por la entonces Dirección General de Costas, la empresa CLH se vio obligada a reubicar sus instalaciones en otro emplazamiento, y desmantelar las existentes en el estuario del Barbadún, recuperando medioambientalmente la zona, tras llevar a cabo la descontaminación de los suelos afectados.

Los trabajos realizados desde 2007 a 2012, tutelados por la Demarcación de Costas del País Vasco, se dividieron en las siguientes fases:

1. Desmantelamiento de las instalaciones.
2. Descontaminación de suelos y aguas.
3. Remodelación de relleno y recuperación ecológica y paisajística.
4. Restauración vegetal.



Figura 1. Foto aérea de la desembocadura de la ría del Barbadún en 1991 y 2011

DEMOLICIONES

El levantamiento de las instalaciones comenzó a ejecutarse intermitentemente en 2001, retirando cuatro de los tanques existentes, y posteriormente en 2004, retirando dos tanques más. No fue hasta finales de 2007 cuando se desmantelaron la totalidad de las infraestructuras, entre las que se incluían tanques de almacenamiento, diferentes tipos de edificaciones, viales, instalaciones y todos los equipos y elementos existentes en el lugar.

DESCONTAMINACIÓN DE SUELOS Y AGUAS

Una vez liberada la parcela de 165.000 metros cuadrados de las viejas estructuras y el amasijo de escombros a que quedaron reducidas tras su demolición, en 2008 se inició la segunda fase del proyecto, consistente en: *soil flushing*, preparación de acopios, excavación selectiva, tratamiento de suelos y relleno de celdas verificadas con material procedente de la excavación selectiva o tratado en planta. Durante la excavación selectiva y el tratamiento de suelos se tomaron muestras de suelo, analizándose “in situ” y enviándose muestras de contraste a laboratorio.

ACTUACIONES DE RECUPERACIÓN GEOMORFOLÓGICA

En una primera fase se realizó la recuperación geomorfológica de la parcela con objeto de restaurar las condiciones hidrológicas y de dinámica fluvial y de mareas.

Las actuaciones para conseguir la remodelación del entorno han sido:

- Remodelación morfológica de los suelos descontaminados, pudiendo distinguir entre los arenales o zona de dunas, terreno alomado o zona de marisma;
- Remodelación geomorfológica de los cauces fluviales, diferenciando entre canales en la zona de marisma, y arroyos procedentes del Oeste de la parcela.

Uno de los condicionantes de esta fase fue obtener un balance final de material, compensando los materiales durante la ejecución del movimiento de tierras. No habiéndose empleado zonas de préstamo ni vertederos relacionados con las obras.

Se han distinguido claramente tres de zonas de actuación: arenal o zonas de dunas, terreno alomado y zona de marisma, que comprenden tres tipos de estratificación y de morfología de los materiales.

RESTAURACIÓN VEGETAL.

También la revegetación de la parcela objeto del proyecto se ha realizado en función de los tres tipos de ecosistemas, sistema dunar, terreno alomado y zona de marisma.

Para el caso de la revegetación del cordón dunar se ha realizado mediante la plantación de varias especies específicas de este tipo de ecosistemas (*Ammophlila arenaria, Elymus farctus y Pancratium maritimum*)

La zona de terreno alomado es la que presenta una mayor diversidad en la plantación. Se ha establecido un estrato herbáceo mediante hidrosiembra y una plantación de árboles y arbustos con tres tipos de composición (TA-1,TA-2 y TA-3).

Para la revegetación de la marisma hubo que obtener plantas y esquejes para su trasplante, así como semillas para su extendido mediante hidrosiembra.

RESUMEN.

El objetivo de la ponencia es describir, de una manera concisa, los trabajos ejecutados en las diferentes fases del proyecto, explicando el proceso de demolición y desmantelamiento realizado, las técnicas de descontaminación de suelos utilizadas, las labores y técnicas de restauración ambiental llevadas a cabo en la red de canales intermareales, en el sistema dunar, y en las zonas alomadas supramareales, así como, la ejecución de un itinerario peatonal con carácter divulgativo.

TRANSPORTE LONGITUDINAL Y ESTABILIDAD DE ALGUNOS TRAMOS DE LA COSTA CATALANA

M. Caballeria[1], A. Falqués[2], F. Ribas[2]

[1]*Escola Politècnica Superior, Universitat de Vic, 08500, Vic.* *miquel.caballeria@uvic.cat*
[2]*Departament de Física Aplicada, Universitat Politècnica de Catalunya, 08034, Barcelona.,* *falques@fa.upc.edu*, *cesca@fa.upc.edu*

INTRODUCCIÓN

Los cambios en la orientación de la línea de costa causan gradientes en el transporte longitudinal que a su vez provocan cambios en la morfología. En general estos cambios tienden a suavizar las ondulaciones en la línea de costa, pero si el clima de oleaje está dominado por ángulos de incidencia muy elevados ($> \sim 45^o$ a la profundidad de cierre) la forma rectilínea de la playa puede ser inestable y el acoplamiento entre oleaje y morfología puede generar ondulaciones espontáneas (autoorganizadas) u ondas de arena (van den Berg et al., 2012). La longitud de onda típica de estas undulaciones, L, es de varios km y se escala con λ_0/β, donde λ_0 es la longitud de onda del oleaje en aguas profundas y β es la pendiente media desde la costa hasta la base del oleaje (Falqués et al, 2012). La costa catalana tiene un clima de oleaje bastante bimodal, dominado por oleajes del E y del NE, por un lado, y oleajes del SW, por otro. Es decir, por oleajes muy oblicuos, lo cual la hace potencialmente inestable. Un estudio preliminar con un modelo de estabilidad lineal (Falqués & Calvete, 2005) para condiciones de oleaje constantes para la costa de El Maresme mostró que sus playas pueden ser inestables y desarrollar ondas de arena de aproximadamente 1 km de longitud (Caballeria et al., 2011 RCEM). Las razones para esta longitud de onda tan corta son los períodos del oleaje cortos y la pendiente elevada de las playas. Es interesante constatar que en el tramo de costa entre Arenys de Mar y Calella (unos 13 km) presenta ondulaciones con esta longitud en las batimétricas someras (por ejemplo, la de -5 m) que en algunos puntos están correlacionadas con ondulaciones similares en la línea de orilla. El objetivo de esta contribución es un estudio más sistemático de la estabilidad de la costa catalana, en particular de la playa de unos 6 km que se extiende al norte del faro de Calella.

RESULTADOS

Usamos un modelo de estabilidad lineal en modo probabilística como se hizo para la costa holandesa (Falqués, 2006). La Figura 1 muestra la función de distribución de probabilidad de las diferentes direcciones del oleaje. La altura media para cada dirección (que no mostramos) es máxima para las direcciones alejadas de la normal. Se usa una profundidad de cierre D_c=7. Los resultados para el oleaje observado durante el período 2005-2007 muestran que la línea de costa rectilínea es estable. Sin embargo, experimentos numéricos descartando todos los oleajes con $|\theta|<20^o$ muestran inestabilidad con una longitud de onda en el rango 1-1.4 km, es decir, la longitud observada en El Maresme. Esto significa que la línea de costa rectilínea es débilmente estable a largo plazo o, en otras palabras, que está cerca del umbral para la inestabilidad. Esto tiene dos implicaciones. En primer lugar, la difusividad de la línea de costa es muy pequeña, mucho menor que la predicha por los modelos tradicionales de una línea. Como consecuencia, alteraciones de la línea de costa creadas por cualquier causa pueden persistir durante largo tiempo. En Segundo lugar, aunque a largo plazo la línea de costa es estable, períodos de tiempo con una frecuencia de oleajes con mayor oblicuidad que la media podrían conseguir generar ondas de arena.

TRABAJO EN CURSO

El modelo depende drásticamente de las hipótesis sobre la perturbación batimétrica asociada a una ondulación de la línea de costa: su forma y su extensión mar adentro (Dc) sobre la cual existe un grado importante de incertidumbre. Por ello se está llevando a cabo un análisis de sensibilidad respecto de la perturbación batimétrica. Además, dado que el carácter estable de la costa es muy débil y que el clima de oleaje está sujeto a fluctuaciones interanuales, la sensibilidad a pequeños cambios en el clima de oleaje está siendo

investigado. Finalmente, el efecto de las variaciones de oleaje dentro del clima observado (distintas realizaciones de un mismo clima) está siendo examinado con el modelo morfodinámico no lineal Q2D-morfo (van den Berg et al., 2012).

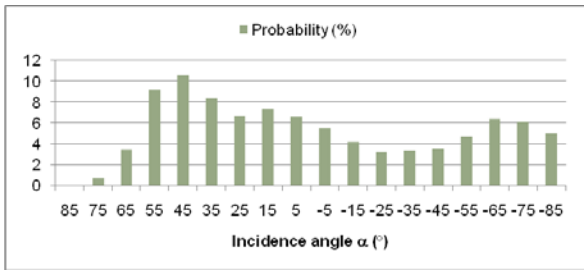


Figura 1. Probabilidad de los diferentes ángulos de incidencia (ángulo con respecto a la normal a la costa, positivo significa oleaje del NE) para la costa del Maresme durante el período 2005-2007.

CONCLUSIONES

El análisis de estabilidad lineal para el clima de oleaje observado durante el período 2005-2007 indica que la costa del Maresme es débilmente estable respecto del transporte longitudinal. Sin embargo, consideramos que estos resultados no son totalmente conclusivos por cuando el índice de estabilidad está muy cercano al umbral de inestabilidad. Además, la presencia de algunas ondulaciones sistemáticas en algunos tramos de playa indicaría que durante algunos períodos de tiempo se puede alcanzar este umbral de inestabilidad. Se está investigando este tema más a fondo y los resultados van a ser presentados en la Jornadas.



Figura 2. Arriba a la izquierda: imagen de satélite (Google Earth) de la playa de Calella, a lo largo de la costa del Maresme. Se puede ver un tren de ondas de arena con tres crestas y una longitud de onda alrededor de 1.3 km. Abajo a la derecha: rosa de oleaje típica que muestra las probabilidades de los distintos ángulos de incidencia para el tramo de costa mostrado.

REFERENCIAS

Caballeria, M., Falqués, A. and van den Berg, N. (2011). Potential instabilities of Catalan coastline induced by high-angle waves. *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM 2011*, cd-rom

Falqués, A. and Calvete, D. (2005). Large scale dynamics of sandy coastlines. Diffusivity and instability. *Journal of Geophysical Research,* 110, C03007, doi:10.1029/2004JC002587

Falqués, A. (2006). Wave driven alongshore sediment transport and stability of the Dutch coastline. *Coastal Engineering,* 53, 243-254.

Falqués, A., Van den Berg, N., Ribas, F. and M. Caballeria (2012). What determines the wavelength of self-organized shoreline sand waves? *Proceedings of 33th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE.

Van den Berg, N., Falqués, A., Ribas, F. (2012). Modeling large scale shoreline sand waves under oblique wave incidence. *Journal of Geophysical Research,* 117, F03019, doi:10.1029/2011JF002177.

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA EN LAS PLAYAS DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS.

[1]J. J.Aguilar Pacheco, [2] J. Rey Díaz de Rada, [2] A. Barranco Ojeda

[1]Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras, Avda. de la Hispanidad, nº 2, 11207, Algeciras, Cádiz, jjaguilar@apba.es
[2] ESGEMAR,S.A., Local M5/L2-05. Puerto de Málaga, 29001, Málaga, esgemar@esgemar.com

INTRODUCCIÓN

En base de las Declaraciones de Impacto Ambiental (DIA) de dos proyectos desarrollados por la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras relativos; uno al "Proyecto de Infraestructuras Portuarias en las Instalaciones de Campamento, San Roque" y otro, el "Proyecto de Desarrollo de las infraestructuras Portuarias en el Exterior del Muelle de la Isla Verde", la Secretaria General de Medio Ambiente formuló la declaración de impacto ambiental sobre los proyectos anteriormente citados.

Para dar cumplimiento a las DIA de los proyectos arriba mencionados, la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras ha venido realizando, desde el año 2003 a 2007, el control y estudio de la evolución de las playas anteriormente citadas, así como del tramo de costa comprendido entre la desembocadura del río Guadarranque y el puerto de La Línea de la Concepción desde el año 2001 a 2005. Como continuación de los seguimientos ya realizados, se lleva a cabo el control y evolución durante los siguientes cinco años (2009 a 2013), tanto de la línea de costa, como del perfil de playa, en las playas de: El Rinconcillo, la desembocadura del río Palmones y el tramo de costa comprendido entre la desembocadura del río Guadarranque y el puerto de La Línea de la Concepción, zonas ubicadas en la bahía de Algeciras.

Tabla 1. Los años marcados con x corresponden a aquellos en los que se realizó toma de datos.

PLAYA	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2009	2010	2011	2012
El Rinconcillo			x	x	x	x	x	x	x	x	x
Desembocadura del Palmones			x	x	x	x	x	x	x	x	x
Playa de Palmones			x	x	x	x	x	x	x	x	x
Acerinox	x	x	x	x	x			x	x	x	x
Desembocadura del Guadarranque	x	x	x	x	x			x	x	x	x
Playa de Guadacorte	x	x	x	x	x			x	x	x	x
Playa de Puente Mayorga	x	x	x	x	x			x	x	x	x
Campamento								x	x	x	x
Playa de Poniente (La Línea)	x	x	x	x	x			x	x	x	x

Durante el año 2009 ESGEMAR S.A. realizó la primera campaña de seguimiento a su cargo y comparó estos resultados con los obtenidos en el seguimiento realizados en años anteriores, así como datos históricos y otros estudios realizados en la zona.

A continuación se expondrán la metodología empleada durante la toma de datos y análisis de datos de este seguimiento, así como los resultados obtenidos, centrándonos en la evolución de la posición de la línea de costa durante el periodo 2009-2012.

ZONA DE ESTUDIO

Las zonas objeto del estudio se encuentran al sur de la Península Ibérica, concretamente en el interior de la bahía de Algeciras, situada en las inmediaciones del estrecho de Gibraltar (Figura 1). Presenta una morfología en planta de media elipse, cuyo semieje mayor (10 km aproximadamente) está orientado en dirección norte-sur, y su eje menor (de alrededor 8 km de largo) lo describe una línea imaginaría que une Punta Carnero (Algeciras) con Punta Europa (Gibraltar). A partir de esta línea, hacia el sur, la bahía de Algeciras se abre a las aguas del estrecho de Gibraltar.

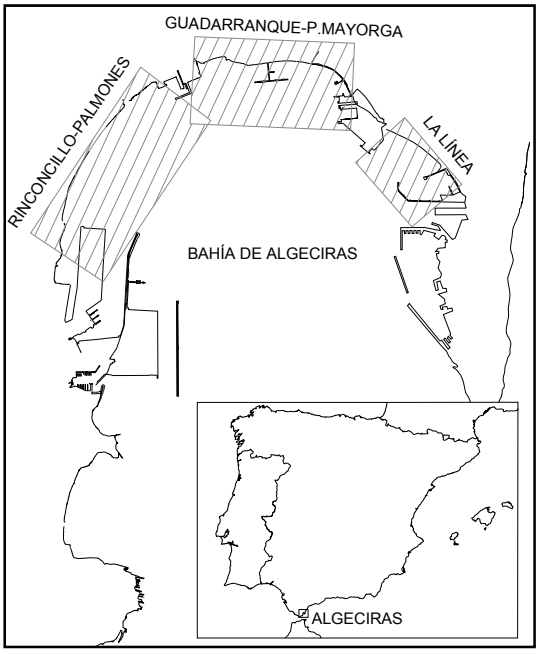


Figura 1. Ubicación de la zona de estudio.

La extensión que ocupa las aguas de la bahía es de aproximadamente 70 km^2, con un perímetro de línea de costa de unos 26 km, distribuidos entre los Municipios de Algeciras, los Barrios, San Roque, La Línea de la Concepción y la colonia británica de Gibraltar.

A lo largo de la línea de costa encontramos diferentes unidades fisiográficas, tales como playas, acantilados, sistemas dunares, desembocaduras de ríos y arroyos, y construcciones portuarias diversas: muelles, escolleras, diques...

Los dos ríos principales que desembocan en la Bahía son el río Palmones y el río Guadarranque, ambos de caudal medio, régimen subtropical mediterráneo y de alimentación pluvial, con gran variabilidad interanual y fuertes crecidas coincidentes con lluvias tormentosas. Estos ríos son la fuente principal de aporte sedimentario a la Bahía de Algeciras.

Características hidrodinámicas

Las características hidrodinámicas de la Bahía de Algeciras están influenciadas por la dinámica de su entorno, el Estrecho de Gibraltar, especialmente, por el régimen de vientos de esta zona. Se distinguen dos vientos predominantes, los vientos de Levante, de componente Este, y los de Poniente (W-NW). Según datos de oleaje consultados para el periodo de junio de 1993 hasta octubre de 1997, procedentes de la boya direccional de Algeciras de la red EMOD, y utilizados para la caracterización del clima marítimo en la bahía de Algeciras (Estudio de Impacto en la dinámica litoral del proyecto "Desarrollo de las Infraestructuras Portuarias en el exterior del muelle de Isla Verde", 2004), en la distribución sectorial del oleaje durante el periodo total de registro, puede apreciarse que los oleajes predominantes son oleajes de componente ESE (sectores E y ESE), con vientos de Levante, y de componente SSW (sectores S y SSW), con vientos de Poniente.

Las corrientes de marea en Algeciras, con carácter semidiurno y predominio de la constituyente lunar principal M_2, son de escasa magnitud (ondas micromareales). En el periodo comprendido de 1943 a 1997, la carrera de marea máxima no superó 1.5m; García M.J., (2000).

Sistemas de playas

Dentro de la bahía de Algeciras se han diferenciado tres sistemas de playa principales, cada uno de ellos separados entre sí por barreras, antrópicas, de transferencia de sedimento por deriva litoral.

Sistema Rinconcillo-Palmones

Este sistema de playas consta de tres zonas conocidas como playa del Rinconcillo, la desembocadura del río Palmones y la playa de Palmones (Figura 2).

La playa del Rinconcillo es la más extensa de Algeciras. Se sitúa al Norte de las instalaciones del Puerto de Algeciras, con una longitud de playa de unos 2700m hasta la desembocadura del río Palmones. Está constituida principalmente por arenas finas siliciclásticas, tanto en playa seca como en la playa sumergida. Aparecen, puntualmente, algunos afloramientos rocosos en la zona sur de esta playa, en torno a la batimétrica –1m, de los cuales, algunos, llegan a emerger. Su situación en el interior de la Bahía, adosada a las instalaciones del puerto de Algeciras en el límite sur, hace que esta playa se encuentre al abrigo del oleaje. Hacia el sector norte de esta playa (El Lentiscal) se extiende un sistema dunar, acabando hacia el norte, en la desembocadura del río Palmones.

El margen izquierdo de la desembocadura del río Palmones lo ocupa una franja de playa de 800 m de longitud denominada playa de Palmones. Es una de playa urbana, de arena fina amarilla y oleaje suave. Limita al Norte con las instalaciones de Acerinox, que se comporta como barrera al transporte litoral.

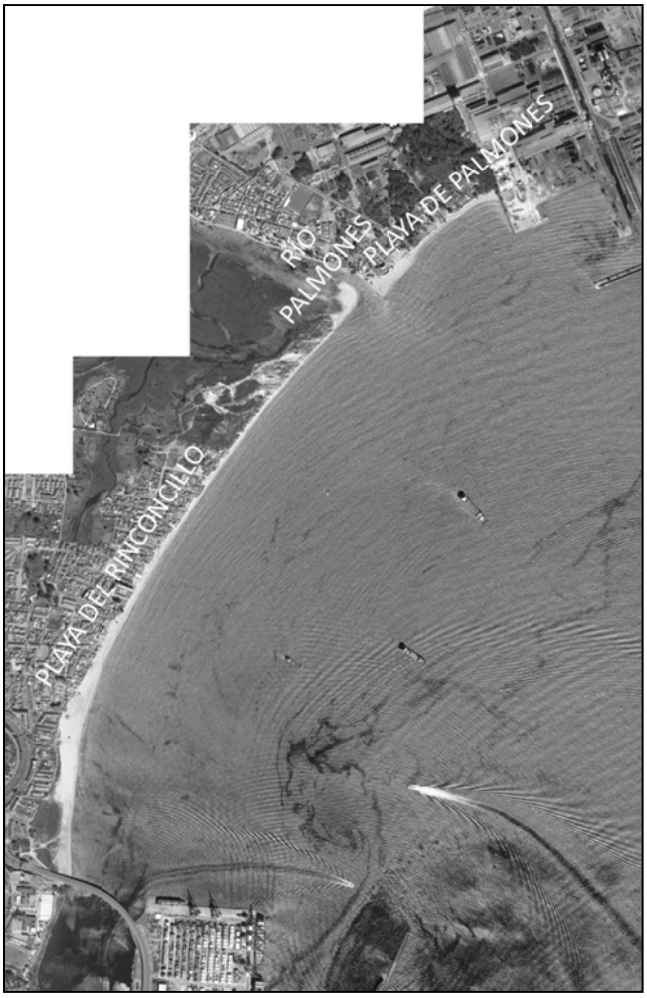


Figura 2. Sistema Rinconcillo-Palmones. Imagen obtenida de Geo-Eye1, 15/09/2012. Norte arriba.

Sistema Guadarranque-Puente Mayorga

Al este de las instalaciones de Acerinox encontramos la desembocadura del río Guadarranque (Figura 3). El margen izquierdo de este río, en la desembocadura, se apoya sobre escollera, mientras que el margen izquierdo se abre hacia la playa de Guadacorte, una playa semiurbana de unos 250 metros de longitud, con pequeñas dunas, situada en el núcleo sanroqueño de Guadarranque. Hacia el este la anchura de playa es reducida, llegando en ocasiones, en la zona situada frente a la refinería de CEPSA, a desaparecer casi por completo. En esta zona afloran formaciones rocosas de lajas de roca que actúan como barrera

parcial frente a la deriva litoral. Continuando dirección este, pasada las instalaciones de CEPSA, la playa vuelve a ganar anchura, en las inmediaciones del margen izquierdo del arroyo Cachón. A partir del margen izquierdo de dicho arroyo se extiende la playa de Puente Mayorga, con una longitud de unos 800 metros hasta las instalaciones portuarias de Campamento que constituye una barrera total de transferencia de sedimento al siguiente sistema.

Esta playa está ocupada por varios espigones que actúan como barrera parcial en el transporte de sedimento.



Figura 3. Sistema Guadarranque-Puente Mayorga. Imagen obtenida de Geo-Eye1, 15/09/2012. Norte arriba.

Sistema playa de Poniente

La Playa de Poniente (Figura 4) es una playa urbana, situada en el litoral urbano de la ciudad de La Línea de la Concepción, en la Bahía de Algeciras, con unos 350 metros de longitud y unos 20 metros de anchura media. La playa comienza al Este, apoyada sobre el Puerto deportivo de La Línea, y va desapareciendo hacia el Oeste, hasta llegar a la escollera del paseo marítimo de Poniente en La Línea.



Figura 4. Sistema playa de Poniente. Imagen obtenida de Geo-Eye1, 15/09/2012. Norte arriba.

Toma de datos de campo

La costa instantánea es la posición de la interfase agua de la tierra en un instante en el tiempo. La geometría de la costa también pueden ser considerada en un periodo más largo, tal como un ciclo de marea, donde la posición horizontal/vertical de la línea de costa puede variar entre centímetros y decenas de metros, dependiendo de la pendiente de la playa, el rango de marea y las condiciones reinantes. La definición de la línea de costa también debe considerar la variación a lo largo de la playa. La mayoría de los estudios sobre las modificaciones del litoral consideran transectos o puntos discretos y se estudia su cambio en relación a la línea de costa

a lo largo del tiempo.

La ejecución del levantamiento de la línea de costa y perfiles de la denominada playa seca, se realizó empleando un sistema de GPS en RTK, con el que, a través del posicionado en un punto fijo (vértice o base) con un sistema GPS de referencia se envían datos de posición a través de radio a otro sistema GPS móvil, utilizado para el levantamiento topográfico de la zona objeto de estudio. Con el fin de conseguir datos reales del nivel, los datos fueron tomados durante el periodo de bajamar, desde los viales en la zona de alta playa hasta la cota -1. Para obtener el control temporal de la evolución se realizaron réplicas de los mismos perfiles que se realizaron en campañas de años anteriores.

Además del levantamiento topográfico de la playa seca, cada año se efectuó el levantamiento batimétrico de la zona de estudio y toma de muestras de sedimento superficial en la playa seca y sumergida.

Análisis de datos

Para determinar la evolución de la línea costera se pueden usar diferentes estimadores, algunos de ellos generados por el programa DSAS. En el caso de este estudio, se optó por utilizar el método de regresión lineal de la velocidad de cambio (LRR).

Una regresión lineal de la velocidad de cambio se puede determinar mediante el ajuste por mínimos cuadrados de los puntos de corte de las líneas de costa con cada uno de los transectos. La tasa de cambio será la pendiente de la línea ajustada, Dolan et al.(1991) El método LRR tiene varias ventajas frente a otros: Utiliza todas las líneas de costa para estimar la tasa de cambios en el litoral (m/año) y el es puramente matemático, se basa en conceptos estadísticos ampliamente aceptados.

Las entradas proporcionadas al programa DSAS son una línea de base generada sobre la línea de costa más interior y las líneas de costa correspondientes a los datos compilados durante los años 2009, 2010, 2011 y 2012, con la misma referencia horizontal y vertical. DSAS ha generado 219 transectos, perpendiculares a la línea base y de una longitud de 350m con un espaciado de 50m. Estos transectos sirven de punto de partida para los cálculos que permiten determinar la tasa de erosión sufrida por la línea de costa.

Los resultados obtenidos con el cálculo de LRR para el periodo 2009-2012 se muestran en la Figura 5.

Con el fin de determinar teóricamente la tasa de transporte longitudinal (longshore sediment transport rate, Q_u) en las playas estudiadas se ha aplicado un modelo numérico de análisis dimensional propuesto por Kamphuis (1991) y basado en experimentos de laboratorio. Este modelo es aplicable con datos obtenidos en campo y se expresa como:

$$Q_u(m^3/año) = 6.4 \cdot 10^4 \cdot H^4{}_{sb} \cdot T_p{}^{1.5} \cdot m_b{}^{0.75} \cdot D_{50}{}^{-0.25} \cdot sen^{0.6}(2\alpha_b)$$

Donde:

- H_{sb}: altura significativa de la ola en el punto de rotura
- T_p: periodo de la ola
- m_b: pendiente del perfil de la playa entre la cota 0 y el punto de rotura
- D_{50}: mediana del tamaño de grano de sedimento en mm
- α_b: ángulo que forman la normal al frente de oleaje con la línea de rotura de la ola

La altura significativa de la ola en el punto de rotura (H_{sb}) es algo difícil de determinar incluso en experiencias de laboratorio. Para obtener un valor que se aproxime en lo posible a la realidad se han analizado los datos de oleaje proporcionados por puertos del estado para las boyas de medición y puntos de control más próximos a la zona de estudio en cada periodo (Boya de Algeciras, Boya de Punta Carnero, Punto WANA 2005009). Del mismo modo se han obtenido valores significativos para el periodo de olas (T_p).

El punto de rotura de la ola en condiciones “normales” de oleaje se ha obtenido a partir de la observación de fotografías aéreas georreferenciadas y el análisis morfológico de los perfiles topo-batimétricos, asumiendo como punto de rotura aquel a partir del cual hacia tierra el perfil de playa sufre un aumento brusco de pendiente.

El D_{50} de los sedimentos se ha determinado a partir del análisis granulométrico de muestras localizadas entre la orilla y el punto de rotura establecido.

Para cada perfil se ha calculado un Q_u para oleajes procedentes de las dos direcciones de frente de oleaje principales, SE y SW, siendo posteriormente ponderadas según el porcentaje de influencia que cada una de ellas haya tenido durante un año. Así, se ha calculado Q_{SE}, Q_{SW} de cada perfil expresado en m^3/año, de manera que, podemos obtener un valor de tasa de transporte longitudinal neto, Q_N, para cada perfil en la franja de batida del oleaje con la siguiente expresión:

$$Q_N = Q_{izq} + Q_{der}$$

- Q_{der}: transporte hacia la derecha del perfil mirando a tierra
- Q_{izq}: transporte hacia la izquierda del perfil mirando a tierra
- si Q_N es >0 entonces el transporte litoral se realiza en sentido antihorario.
- si Q_N es <0 entonces el transporte litoral se realiza en sentido horario.

Una vez obtenidos valores de Q_N para cada perfil, se ha construido un modelo de transporte litoral para cada playa, obteniéndose valores medios de éstos. Este modelo ha sido representado en cartografía en planta mediante vectores de transferencia de sedimento, donde, la dirección de éstos representa la dirección de transferencia (ver Figura 6, Figura 7 y Figura 9).

CONCLUSIONES

Una vez examinados los resultados obtenidos en los modelos de transporte litoral y variación de la línea de costa basada en el estimador LRR, se extraen las siguientes conclusiones:

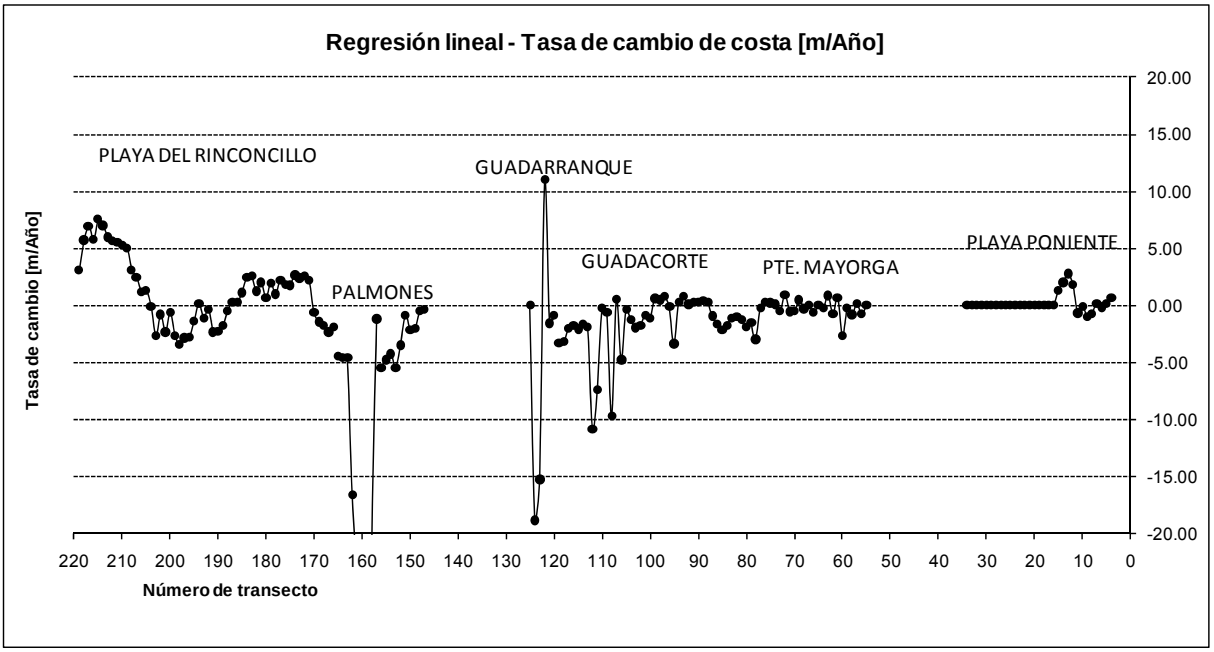


Figura 5. Tasas de avance o retroceso de la línea de costa (LRR) [m/Año]. Periodo 2009-2012.

Sistema Rinconcillo-Palmones:

El modelo de transporte longitudinal aplicado muestra coherencia con el análisis de posición de la línea de costa durante el periodo 2009-2012. Se diferencian, según el cambio de posición de la línea de costa, 4 sectores, coincidentes con el cambio de polaridad de la dirección del transporte litoral.

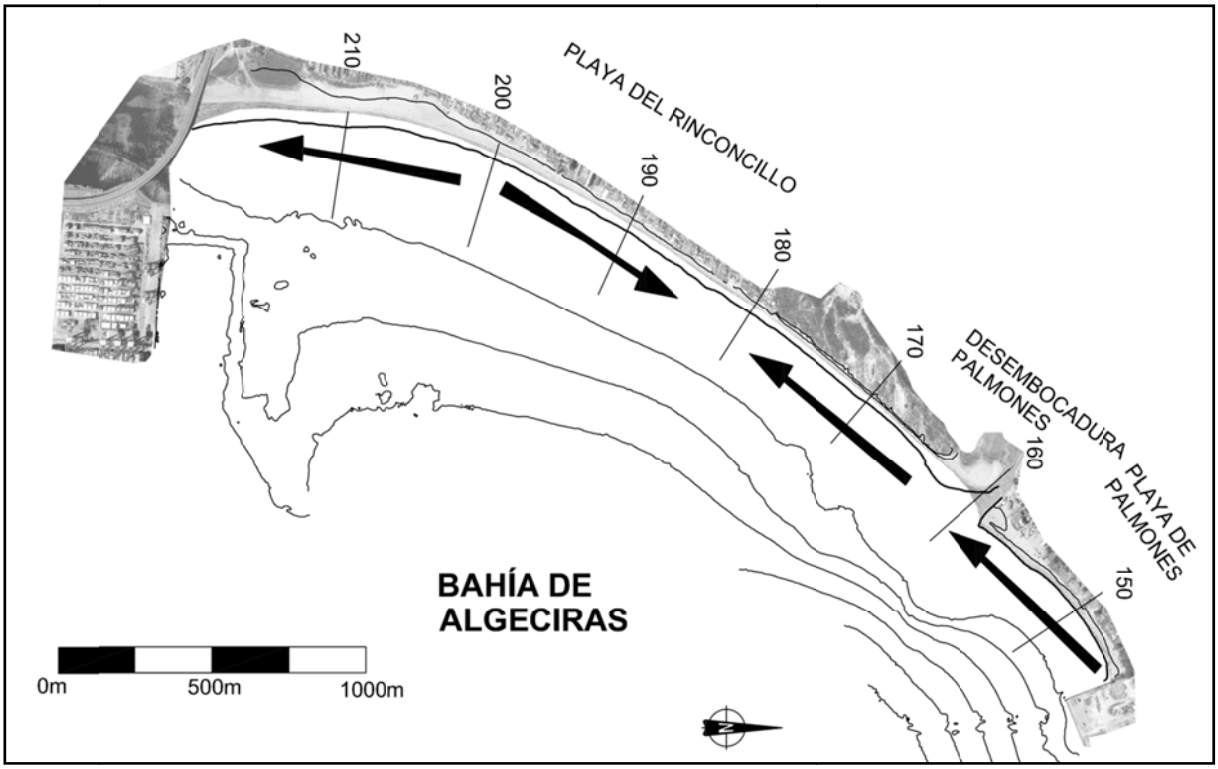


Figura 6. Esquema de transporte longitudinal del sistema de playa Rinconcillo-Palmones (las flechas indican la dirección del transporte neto, Q_N). Las líneas numeradas transversales a la línea de costa hacen referencia al transecto utilizado durante el análisis de LRR. La equidistancia de líneas batimétricas es -5m. La equidistancia de líneas topográficas es 2m.

En este sistema, la deriva litoral actúa con frentes de olas procedentes de Levante. Es el sistema de playa en el que mejor se ajustan ambos modelos, transporte longitudinal y evolución de la posición de la línea de costa, hecho que viene determinado por la práctica ausencia de afloramientos rocosos y estructuras antrópicas.

Las zonas donde, según el modelo teórico de transporte longitudinal se espera convergencia en los vectores de transporte longitudinal de sedimento, obtenemos valores de avance de la línea de costa. En las zonas de divergencia, obtenemos retroceso (ver Figura 5 y Figura 6).

En los límites del sistema de playa, en los casos en los que el modelo de deriva litoral refleja transporte hacia este límite, observamos avance de la línea de costa (límite sur). En el caso contrario, límite norte, se da retroceso de la línea de costa.

La zona de la desembocadura del río Palmones es la que ha sufrido la mayor tasa de retroceso de la línea de costa durante el periodo 2009-2012, hecho que se deriva de la movilidad y dinámica propia de los cuerpos sedimentarios en este tipo de ambientes, influenciados, además de por procesos litorales, por procesos fluviales.

Sistema Guadarranque-Puente Mayorga:

Las características morfológicas de esta zona, con sectores de afloramientos rocosos en costa y escolleras, además de actuar sobre ella ambas direcciones de oleaje predominantes en el transporte litoral (de levante y de poniente), hacen más complicado su análisis. Estos afloramientos rocosos y escolleras actúan como barrera parcial en la redistribución de sedimento por transporte litoral, y dado que no se han tenido en cuenta para el cálculo de transporte longitudinal a la línea de costa, explican las diferencias que se dan entre lo esperado según el modelo de transporte litoral (Figura 7) y los cambios de posición de la línea de costa (Figura 5).

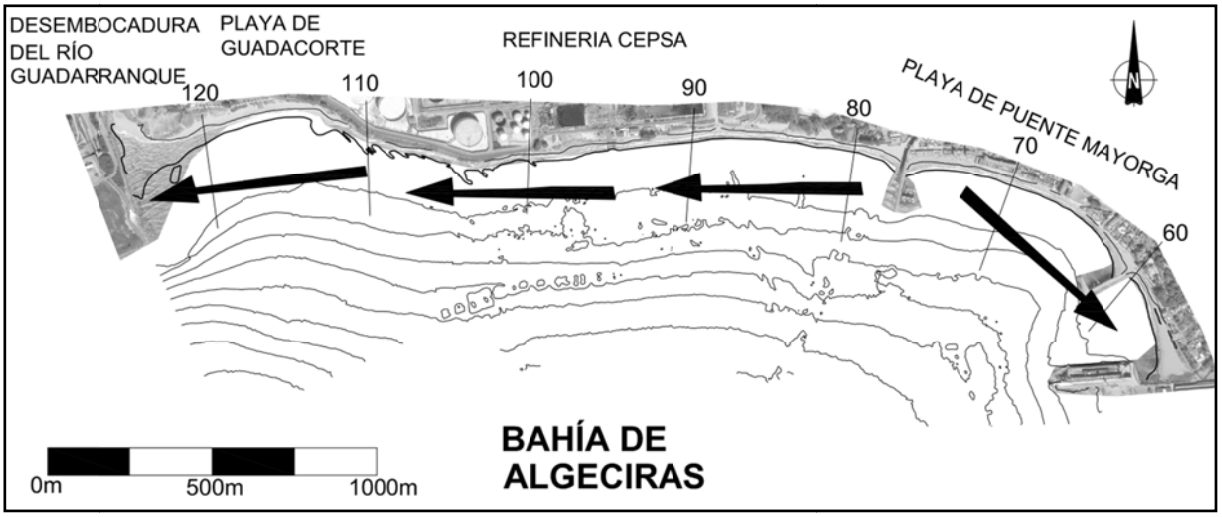


Figura 7. Esquema de transporte longitudinal del sistema de playa Guadarranque-Puente Mayorga (las flechas indican la dirección del transporte neto, Q_N). Las líneas numeradas transversales a la línea de costa hacen referencia al transecto utilizado durante el análisis de LRR. La equidistancia de líneas batimétricas es -5m. La equidistancia de líneas topográficas es 2m.

En general se aprecia estabilidad en la posición de la línea de costa con retrocesos importantes en la zona del margen izquierdo de la desembocadura del río Guadarranque (erosión del frente dunar), mientras que el margen izquierdo de la desembocadura, escollera de Acerinox, ofrece una zona de acumulación de sedimento, induciendo el estrechamiento y obstrucción del canal de desembocadura de este río (ver Figura 8).



Figura 8. Desembocadura del río Guadarranque. De izquierda a derecha, año 2009, 2010, 2011 y 2012.

Sistema Playa de La Línea:

Comparando los resultados obtenidos con el modelo de transporte longitudinal y el análisis de posición de la línea de costa durante el periodo 2009-2012 (Figura 5 y Figura 9) observamos que ambos presentan coherencia con transporte litoral que actúa sobre el sistema de sentido horario, generado por olas de poniente.

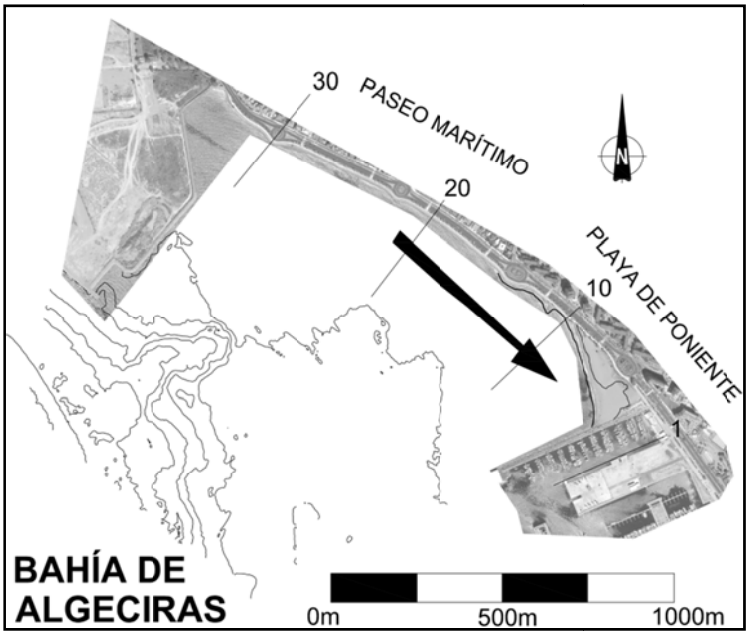


Figura 9. Esquema de transporte longitudinal del sistema de Playa de La Línea (las flechas indican la dirección del transporte neto, Q_N). Las líneas numeradas transversales a la línea de costa hacen referencia al transecto utilizado durante el análisis de LRR. La equidistancia de líneas batimétricas es -5m. La equidistancia de líneas topográficas es 2m.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFÍCA

Dolan, Robert. Michael S. Fenster and Stuart J. Holme. " Temporal analysis of shoreline recession and accretion". Journal of Coastal Research Vol. 7, No. 3 (Summer, 1991), pp. 723-744 Published by: Coastal Education & Research Foundation, Inc.

García M.J., 2000." IVc-IEO Mediterranean tide gauge station". IOC Workshop Report nº176. Annex IVc.

Kamphuis, J. W. (1991). "Alongshore sediment transport rate," Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering". ASCE, 117(6), 624-641.

Thieler, E.R., Himmelstoss, E.A., Zichichi, J.L., and Ergul, Ayhan, digital shoreline analysis system (DSAS) version 4.0—an ARCGIS extension for calculating shoreline change: U.S. Geological Survey open-file report 2008-1278.

INFLUENCIA DEL FUTURO PUERTO EN EL GORGUEL SOBRE LA ESTABILIDAD DE LA PLAYA DE LA BAHÍA DE PORTMAN

E. Uribarri Marbán[1]

RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

Como parte del Análisis de la alternativa de ubicación de la nueva dársena de Cartagena en el Gorguel se analizaron las condiciones hidrodinámicas y morfodinámicas de la zona, con la finalidad de cuantificar el impacto que podrían tener las futuras instalaciones portuarias sobre la dinámica litoral.

Así se procedió a definir el patrón sedimentario y las condiciones hidrodinámicas costeras tanto en la situación "actual" como en la situación "con puerto", lo que permitió identificar las mayores diferencias entre estado actual y futuro.

La metodología seguida en el estudio fue la siguiente:

- Caracterización de las condiciones climáticas medias anuales en aguas profundas y definición de los estados de mar a analizar.
- Propagación de los estados de mar previamente definidos desde alta mar hasta la costa, tanto para la situación actual como para la situación futura aplicando el modelo espectral de propagación de ondas OLUCA (SMC).
- Análisis local de las condiciones costeras de oleaje, corrientes y transportes de sedimentos mediante simulación numérica, aplicando el modelo COPLA-SP (SMC) para la estimación del patrón hidrodinámico y el modelo EROS (SMC) para la obtención del patrón sedimentario de ambos estados, actual y futuro.
- Definición de los parámetros morfodinámicos locales (flujo medio de energía incidente y dirección morfodinámica) a ambos lados de las futuras instalaciones, con el fin de comparar los valores de estado actual y estado futuro.
- En particular, definición del patrón sedimentario en la playa de Portman, en la que se incluye la nueva Marina a poniente de la playa, dado que se trata de la zona costera más sensible y próxima a las futuras obras.

RESULTADOS OBTENIDOS

Las principales conclusiones de los estudios realizados al respecto son los siguientes:

- En el lado de poniente de las nuevas instalaciones portuarias, el flujo medio de energía incidente podía girar del orden de 20º hacia el W y la dirección morfológica bascular entre 6 y 8º hacia el SSW, debido a la sombra que el puerto genera sobre los oleajes de levante. Dichos efectos son máximos lógicamente junto al puerto, en la zona más abrigada por la presencia de las nuevas infraestructuras
- En cambio en la zona de levante de las nuevas instalaciones portuarias, el giro del flujo medio de energía incidente, podía variar hasta 45º y la dirección morfológica cerca de los 20º en la zona pegada al puerto, debido a la sombra prácticamente total en este caso de los oleajes del SSW y del SW, que son muy frecuentes y energéticos. Sin embargo, en la playa de Portman, los cambios se aprecian menores, con un basculamiento hacia el E de la dirección morfológica cercana a los 8º, lo cual indica un impacto moderado sobre la dinámica y el equilibrio de la playa.
- Las tasas de transporte de sedimentos, considerando la situación actual, que se analizaron mediante 2 secciones de control perpendiculares a la costa dentro de la playa, mostraron un flujo de transporte hacia el oeste con valores brutos de más de 80.000 m^3/año, lo cual representa un valor elevado tratándose de una playa encajada. Sin embargo, dicho flujo recoge los efectos 2D-H de celdas recirculatorias por lo que el flujo neto hacia el oeste es claramente inferior, y así lo son los gradientes, responsables de los cambios en la forma en planta de equilibrio
- El patrón sedimentario responsable de esas tasas, muestra una tendencia constante para la mayoría de los oleajes, tanto si proceden de levante como de poniente, a

[1] ALATEC Ingenieros Consultores y Arquitectos S.A., C/ Jose Echegaray Nº 14, 28232 Las Rozas, Madrid, euribarri@alatec.es

generar un flujo de transportes que se origina enfrente de los acantilados del extremo de levante, que actúa de concentrador de oleaje, y que distribuye las tasas de transporte hacia el oeste desde ese punto.

- En la situación futura, los valores generales de las tasas de transporte se reducirían hasta un 15% respecto a la situación actual, lo cual es sinónimo de una dinámica mucho más estable, que minoraría posibles basculamientos de la línea de costa debidos a sucesos temporales de levante o poniente (clásicos de la zona de estudio).
- La reducción de las tasas de transporte sin embargo, se produce en las zonas con un alto grado de recirculaciones tanto de las corrientes como del transporte de sedimentos, por lo que la afección sobre los gradientes de las tasas longitudinales es relativamente menor.
- Finalmente analizada la forma en planta de equilibrio dentro de la bahía de Portman, en base a los valores locales del oleaje frente a la bahía, se concluye que la línea de costa actual tiene una orientación en su tramo central (menos afecto de las difracciones desde los extremos), que comparada con la situación futura, muestra un basculamiento de cerca de 9º, que supone un retranqueo en la mitad este y de avance en la mitad oeste de la costa, de valores ambos cercanos a 20 m.
- El efecto más destacable de dichos basculamientos es la posibilidad de entrada de material en la Marina de Portman, cuya bocana se sitúa en el extremo hacia donde basculará la playa. Así se analizó la posición del pie de playa tanto para la situación actual como para la futura por medio de la forma en planta y perfil de equilibrio, y considerando los valores morfodinámicos del oleaje a pie de playa, que definían el valor de Hs_{12} y la profundidad de cierre según Birkemeier (1985), con valores de 2.63 m y 4.3 m, respectivamente.
- Atendiendo al avance del pie de playa tras los posibles basculamientos en la situación futura, se recomendaría, a falta de estudios más detallados, la prolongación del contradique, mediante un tramo sumergido de unos 40 m, a fin de frenar el pie de playa y el transporte por fondo, evitando así posibles aterramientos de la bocana.

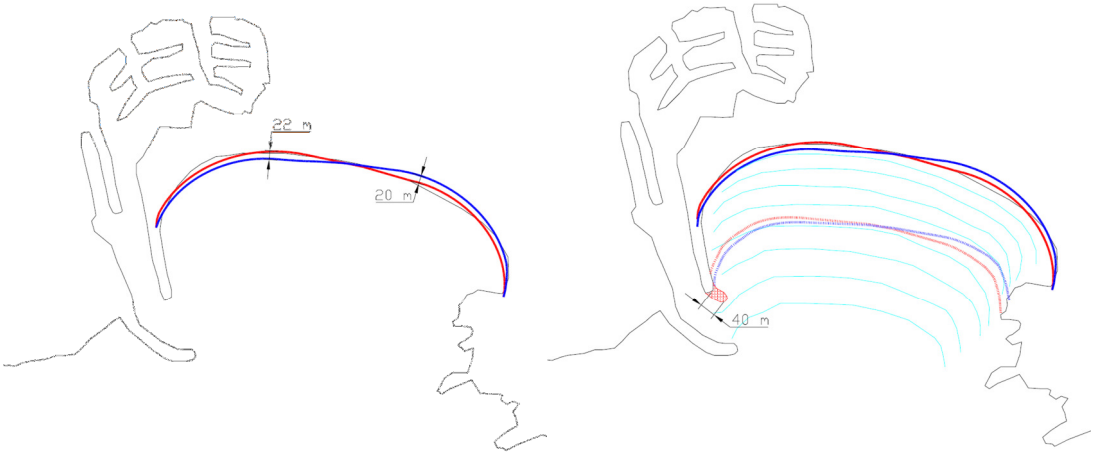


Figura 1. Situación inicial, final y recomendaciones

Tema 5

Planificación y Gestión de Puertos

Análisis económico-financiero de una terminal de contenedores mediante modelos probabilísticos

P. Jiménez Gómez[1], J.M. Gómez Fuster[2]

[1]*Profesora Ayudante Doctor, Unidad Predepartamental de Ingeniería Civil, UPCT, C/ Alfonso XIII, nº52, 30203, Cartagena, Murcia, pilar.jimenez@upct.es*

[2]*Autoridad Portuaria de Cartagena, Plaza Héroes de Cavite, 30201 Cartagena, Murcia, jmgomez@apc.es*

RESUMEN

La evaluación financiera y económica de los proyectos portuarios unida a los criterios de autosuficiencia económica y sostenibilidad, junto con el análisis de riesgo e incertidumbre de estos proyectos son las bases de este estudio. Aplicando la herramienta MEIPOR (Métodos de Análisis y Evaluación Económico – Financiera de Proyectos de Inversión del Sistema Portuario de Interés General) y la metodología del "Manual de evaluación económica de proyectos de transporte" (De Rus et al., 2010) al proyecto de una terminal de contenedores, se muestra la evaluación financiera y económica de este tipo de proyectos portuarios considerando los riesgos, y comparando el beneficio social esperado con el coste de oportunidad de la inversión, aspectos que favorecen un proceso global inversor en el sistema portuario.

En este estudio es clave el tratamiento de la incertidumbre mediante la identificación de las variables aleatorias y las distribuciones estadísticas que las modelizan, pues el uso de modelos probabilísticos permite obtener, lógicamente, la distribución estadística de cada una de las variables de salida. Estos resultados aportan más información que permitirá valorar de una manera más eficaz los riesgos que se asumen, en comparación con los modelos determinísticos que solo ofrecen un único valor, que no nos permite evaluar los riesgos asumidos. También nos permiten evaluar si el proyecto analizado es viable o no financiera y económicamente, que sería el objetivo de cualquier proyecto de infraestructuras de transporte que se evaluara con esta metodología, junto con la ventaja que permiten aplicar análisis de regresión y de correlación entre las variables de entrada y salida, y así analizar la influencia que tiene cada una de las variables de entrada en estas salidas, lo cual nos permitirá la definición de KPI's[1] para el posterior control y análisis de las desviaciones.

INTRODUCCIÓN

Recientes estudios buscan implantar métodos que permitan evaluar, de la mejor manera posible, los beneficios sociales y el coste de oportunidad para la sociedad que tienen las inversiones en infraestructuras del transporte, de tal manera que se consiga una utilización óptima de los recursos económicos del país.

La evaluación económica y financiera de proyectos portuarios en España se concretó en una herramienta llamada MEIPOR (Métodos de Análisis y Evaluación Económico – Financiera de Proyectos de Inversión del Sistema Portuario de Interés General) donde se lleva a cabo un análisis económico financiero para todos aquellos proyectos relevantes.

Sin embargo, el análisis del riesgo y de la incertidumbre en la evaluación de los proyectos de inversión de infraestructuras de transporte no es muy común a pesar de

[1] Key Performance Indicators.

las grandes incertidumbres con las que cuentan este tipo de proyectos, sobre todo en relación a la estimación de la demanda (aspecto con una elevada componente aleatoria) y los largos períodos de devolución de la inversión, asociados muchas veces a la demanda real que usa la infraestructura de transporte una vez puesta en funcionamiento.

Identificada esta deficiencia en la evaluación económica de los proyectos de transporte, y debido a la elevada inversión que los caracterizan así como su gran impacto en la sociedad, De Rus et al (2010) elaboran el "Manual de evaluación económica de proyectos de transporte" donde indican la metodología a seguir para modelizar la incertidumbre en la evaluación de los proyectos de infraestructuras de transporte mediante métodos estocásticos permitiendo analizar el riesgo de dichos proyectos.

En base a los resultados de este trabajo, se ha aplicado su metodología al ejemplo específico de una terminal de contenedores, demostrando que la evaluación financiera y económica de cualquier proyecto portuario al considerar los riesgos facilita la toma de decisiones, comparando el beneficio social esperado con el coste de oportunidad de la inversión, entre otros aspectos.

Concretando, el objetivo clave del estudio que se presenta en esta ponencia es el análisis de los problemas de la implantación de las evaluaciones económicas y financieras que incluyan un análisis de riesgo, mediante el desarrollo de un case base, e intentar ofrecer algunos criterios de resolución de dichos problemas. Este objetivo está directamente asociado con la labor de fomentar la aplicación de este tipo de métodos en las evaluaciones de los Planes Directores de los puertos, ya que pueden convertirse en un buen aliado de cara a la evaluación ambiental estratégica de los mismos.

METODOLOGÍA

A continuación se definen de forma general los aspectos metodológicos que se pondrán en práctica, y de forma resumida, con el caso concreto de la ampliación del Puerto de Cartagena en este estudio:

Definición del proyecto. Se define el contexto espacial y temporal del proyecto, la situación actual por la que se plantea la necesidad del mismo y cuáles serían las alternativas relevantes de las que se aportaran las variables físicas necesarias para su definición, junto con la identificación de los agentes afectados.

Criterios de decisión. Se describen los criterios de decisión que se utilizarán para aprobar o rechazar el proyecto.

Análisis financiero. Se definen todos los aspectos necesarios para analizar los flujos de caja de efectivo y actualizarlos para obtener el VAN_p.

Análisis socioeconómico. Se definen todos los aspectos necesarios para analizar los excedentes de los productores, de los consumidores, del resto de la sociedad y actualizarlos de cara a obtener el VAN_s.

Tratamiento de la incertidumbre. Se identifican cuáles son las variables aleatorias consideradas en el proyecto y con qué distribución probabilística se modelizan para, mediante una simulación Monte Carlo que se aplicará a los modelos de análisis financiero y económico, obtener la distribución de probabilidad del VAN_p y del VAN_s. Las distribuciones de probabilidad de estas variables de salida ayudarán a evaluar la viabilidad del proyecto financiera y económicamente.

DEFINICIÓN DEL PROYECTO

Se parte de la infraestructura propuesta por la Autoridad Portuaria de Cartagena[2] (APC,2009) que consiste en el planteamiento de una nueva dársena de contenedores en la Región de Murcia, concretamente en la cala del Gorguel (ver Figura 1) con las características siguientes en la primera fase:

- 2.500.000 TEU's de tráfico previsto
- 1.790 metros de longitud de muelle
- 4 puestos de atraque para un buque máximo de 14.500 TEU's
- 80 Ha de explanada asociada al tráfico de contenedores



Figura 1. Detalle de la ubicación de la nueva dársena de contenedores del Puerto de Cartagena. A la izquierda las dársenas actuales Cartagena y Escombreras. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

El planteamiento de esta nueva dársena de contenedores viene avalado por la constatación del aumento del tráfico marítimo de contenedores, principalmente en el mercado del transbordo, y de la capacidad de Cartagena de captar una parte relevante de la demanda debido a su excelente ubicación geográfica en relación a las grandes rutas transoceánicas de contenedores que discurren por el Mediterráneo entre el canal de Suez y el estrecho de Gibraltar.

La Figura 2, resultado de los estudios encargados por la APC sobre previsión de la demanda de tráfico de contenedores en el ámbito de su competencia[3], muestra que existe un excedente de tráfico que puede ser cubierto perfectamente por la creación de la nueva terminal planteada (puesta en funcionamiento a partir de 2019) para atender el tráfico previsto de contenedores con una capacidad teórica de al menos 2.5 millones de TEUS en la primera fase.

[2] Todos los datos utilizados para el análisis corresponden a la versión preliminar del "Plan Director de Infraestructuras de la Nueva Dársena de Cartagena", los parámetros actuales de diseño pueden no coincidir con los expuestos en el presente trabajo.

[3] Hamburg Port Consulting, 2006; Ocean Shipping Consultants, 2007; Ocean Shipping Consultants, 2009; SPIM & Royal Haskoning, 2011.

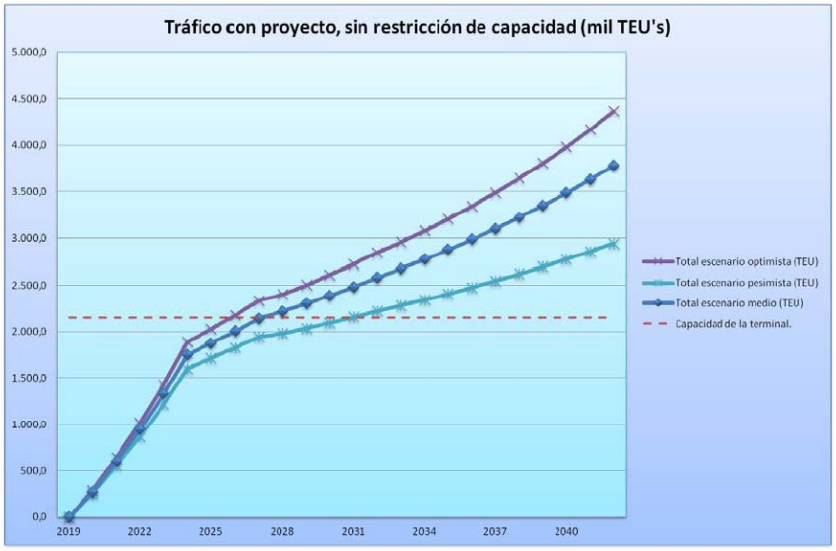


Figura 2. Escenarios de tráfico con proyecto y sin restricción de capacidad calculados en el último estudio realizado por SPIM & Royal Haskoning, 2011. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

CRITERIOS DE DECISIÓN

Teniendo en cuenta que el Plan Director del APC plantea un proyecto para la construcción de un nuevo puerto y sus accesos, en el que se instalará una terminal de contenedores y que dicha terminal se explotará mediante una concesión demanial, la cual conllevará una inversión por parte del concesionario en infraestructura equivalente a un 25% del total, se analizaran dos perspectivas diferentes:

- **Análisis financiero** desde la perspectiva de la inversión por parte de la Autoridad Portuaria, y
- **Análisis económico** teniendo en cuenta la instalación en pleno funcionamiento y todos los agentes que puedan verse afectados, en el sentido en que varíen sus pérdidas o beneficios (usuarios de los servicios de las infraestructuras de transporte, productores de servicios e infraestructuras de transporte, contribuyentes, resto de la sociedad).

Los dos estudios se han analizado mediante modelos probabilísticos. La decisión final sobre la ejecución o no de la propuesta se hará de acuerdo a los resultados obtenidos de ambos estudios y al gráfico de doble entrada de De Rus et al, 2010, mostrado en la Figura 3.

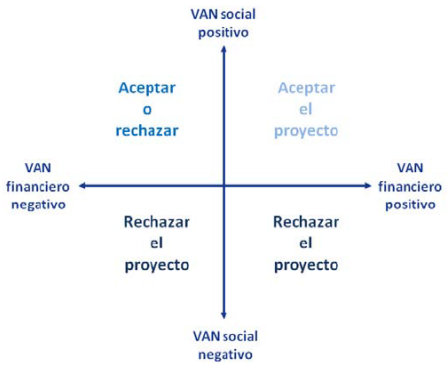


Figura 3. Gráfico de los criterios de decisión. Fuente: De Rus et al, 2010.

ANÁLISIS FINANCIERO. TRATAMIENTO DE LA INCERTIDUMBRE MEDIANTE MODELOS PROBABILÍSTICOS

En el **análisis financiero**, las variables de entrada seleccionadas para el caso concreto de una terminal de contenedores son*:*

i) ***Incremento de los tráficos****.* Relacionada directamente con los ingresos que se generen para la Autoridad Portuaria.
Como se muestra en la Figura 4 se observan tres tendencias bien diferenciadas, con ligeras variaciones según el tipo de tráfico: import/export o de tránsito. Una primera tendencia creciente de puesta en marcha de la terminal con unos mayores crecimientos, y que en el caso de tránsito dura unos 5 años y en el caso del tráfico import/export dura casi 8 años. Después tenemos un crecimiento mucho más suave en ambos casos, sería una fase de estabilización de los tráficos en la que los crecimientos son mucho más moderados, y la última en la que se alcanza la máxima capacidad de la terminal. Esta es la razón por la que este apartado se ha modelado con 6 variables que según el tramo serán variables normales o uniformes cuando se alcance la capacidad de la infraestructura, tal y como se muestra en la Tabla 1.

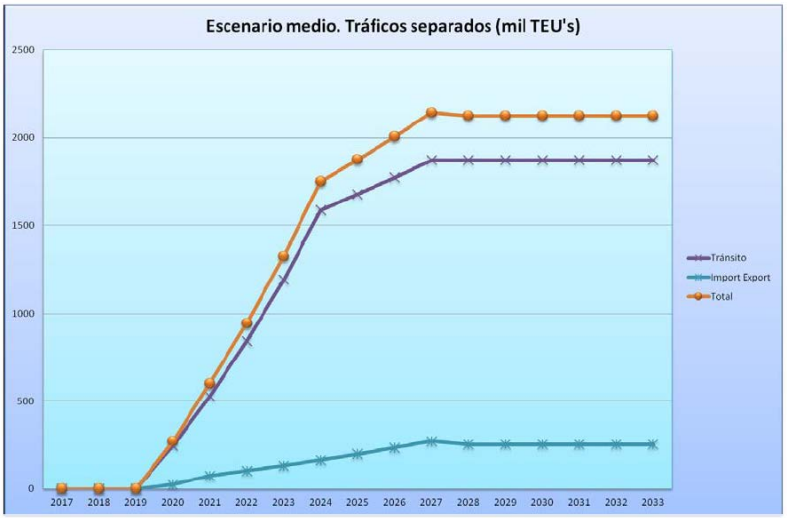


Figura 4. Gráfico del escenario medio de cálculo, tráficos separados.
Fuente: Gómez, J.M. 2012.

ii) ***Coste de la infraestructura***. Relacionada directamente con la inversión. Se han corregido los datos del coste de las infraestructuras proporcionados en la versión preliminar del Plan Director (APC,2009) para ajustarlos a los valores de licitación de las obras de ampliación de la dársena de Escombreras, cuyas obras finalizan en el año 2013. Esta corrección ha supuesto un incremento de casi un 20% sobre los datos de inversión del informe original. Por otro lado, las bajas medias sobre los valores de adjudicación de las diferentes fases de la ampliación de Escombreras han estado entre el 15 y 20% (APC,2011), por lo que se puede asumir que el coste final de la infraestructura estará entre el 15% y el 20% por debajo de los valores calculados inicialmente. Dado que esto puede suponer un riesgo al infravalorar el montante de la inversión se ha adoptado una postura más conservadora y se plantea una distribución uniforme que considere un coste máximo de un 4% superior al planteado y solo un 10% menor, tal y como se indica en la Tabla 1.

iii) ***Gastos de gestión y mantenimiento de la terminal***. Hacen referencia a los costes operativos para la Autoridad Portuaria en el nuevo puerto. A falta de datos más completos, se ha adoptado una distribución uniforme asumiendo que estos costes pueden modelizarse como un porcentaje sobre la inversión total del proyecto (Tabla 1).

iv) ***Costes de las medidas medioambientales.*** Dado que la alternativa adoptada se encuentra en la cercanía de un ámbito protegido es muy posible que se necesiten medidas adicionales a las ya previstas en el Plan Director. Estas medidas, a falta de una mejor valoración, se han estimado en un sobrecoste entre el 1 y el 3 por ciento del valor total de la inversión. La introducción de esta variable se hará mediante un coeficiente corrector a la inversión con la distribución uniforme que se muestra en la Tabla 1.

v) ***Coste de la financiación externa o tasa de interés de préstamo necesario.*** Con el objeto de contemplar las posibles variaciones de la tasa de interés se propone la distribución uniforme indicada en la Tabla 1.

Variables aleatorias

Descripcción	Distribución	Valor medio	Desviación std	Unidades
Crecimiento hasta el año 8 desde la puesta en funcionamiento	Normal	34	8	Mil TEU
Crecimiento a partir del 8 año de funcionamiento	Normal	11	3	Mil TEU
Oscilaciones cuando se alcance el pleno rendimiento	Uniforme	-5	5	Mil TEU
Crecimiento hasta el año 5 desde la puesta en funcionamiento	Normal	316	57	Mil TEU
Crecimiento a partir del 5 año de funcionamiento	Normal	58	35	Mil TEU
Oscilaciones cuando se alcance el pleno rendimiento	Uniforme	-20	15	Mil TEU
Costes de la infraestructura	Uniforme	104,00%	90,00%	Porcentaje
Coste de las medidas medioambientales como % del Coste de infraestructura	Uniforme	103,00%	101,00%	Porcentaje
Costes de gestión y mantenimiento	Uniforme	105,00%	90,00%	Porcentaje
Tasa de interés del préstamo necesario	Uniforme	3,75%	2,75%	Porcentaje

Tabla 1. Distribuciones de las variables aleatorias de entrada del análisis financiero. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

Las **variables de salida** consideradas son tres, VAN, TIR y Fondo de maniobra Mínimo. Para la obtención de cada una de ellas se ha utilizado el método de simulación de Monte Carlo, que consiste en calcular varias veces, 10.000 en este caso, todo el modelo teniendo en cuenta que a cada una de las variables de entrada se les asisgna un valor aleatorio que responde a la función de distribución previamente definida. La ventaja de este método es que podemos obtener el histograma de la variable y la distribución de probabilidad lo que permite asignar a cada variable una probabilidad de ocurrencia o de acierto o fallo según las decisiones que se tomen en base al estudio.

a) ***VAN***

Se ha calculado el valor actualizado neto de los flujos de caja libre después de pagar los gastos financieros, por lo que el valor obtenido pasará directamente a la cuenta de beneficios o reservas. Los resultados se muestran en la Figura 5 donde el histograma indica que existe una probabilidad del 83 % de que el VAN de este proyecto sea positivo[4].

Mediante un análisis de correlación se conoce la influencia que han tenido cada una de las variables de entrada definidas en los valores obtenidos del VAN. Como muestra la Figura 6, se deduce que el VAN financiero depende directamente de las tasas de crecimiento del tráfico. En el lado contrario el VAN financiero depende inversamente de los costes de infraestructura, la tasa de

[4] Para el cálculo del VAN se ha tomado una tasa de retorno igual al beneficio mínimo exigido legalmente por el RDL 2/2011 por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos y de la Marina Mercante, que es del 2'5 %. Para una discusión más profunda sobre la tasa de retorno (Gómez, J.M. 2012)

interés de la deuda bancaria, y en menor medida del coste de las medidas medioambientales y de los costes de mantenimiento.

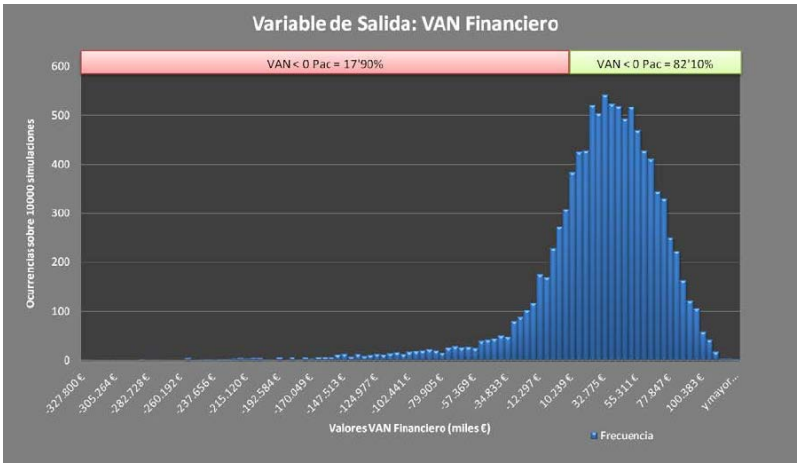


Figura 5. Histograma VAN financiero (miles de euros). Fuente: Gómez, J.M. 2012.

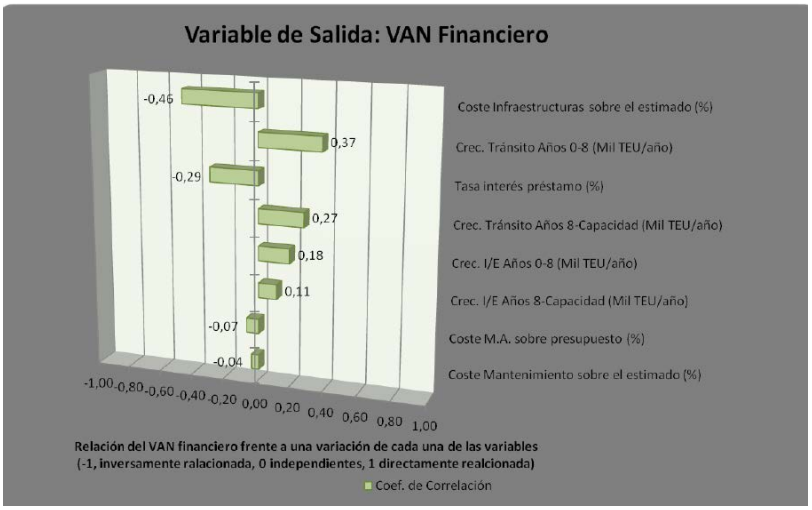


Figura 6. Coeficiente de correlación Variables de entrada Vs.VAN financiero. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

b) T.I.R.

La tasa de descuento que haría cero el valor actualizado neto de los flujos netos de caja una vez descontados los gastos financieros permite conocer cuál sería la mayor rentabilidad que se podría exigir al proyecto asociado a un valor de probabilidad, o conocer cuál sería la probabilidad de que el proyecto fuera rentable en el caso de que se decida aplicar una tasa menor. Los resultados se muestran en las Figuras 7 y 8.

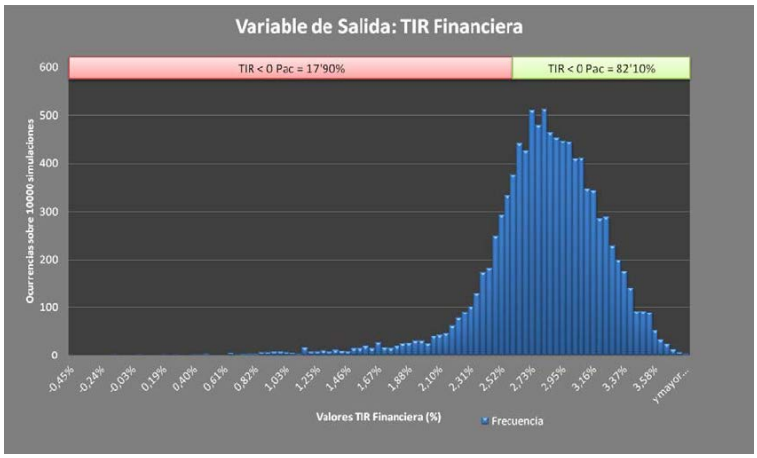


Figura 7. Histograma TIR financiera. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

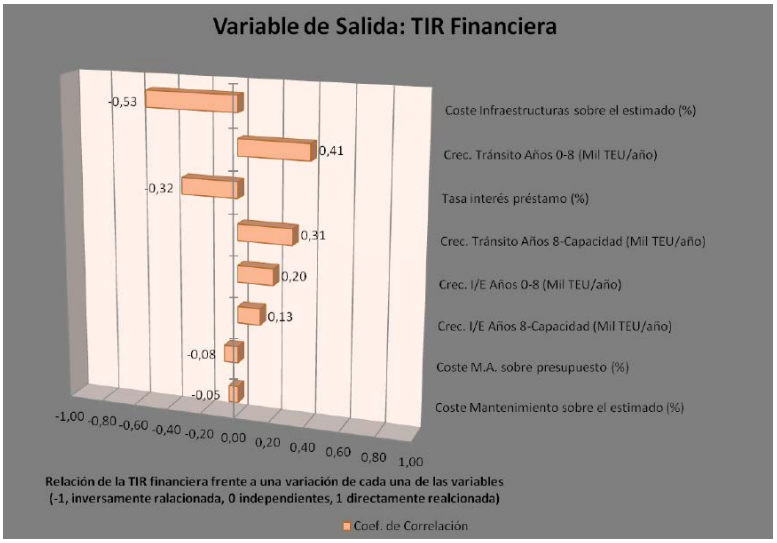


Figura 8. Coeficiente de correlación Variables de entrada Vs.TIR financiera. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

El histograma de la Figura 7 indica que existe una probabilidad del 82,10 % de que la TIR de este proyecto sea superior al 2,52 %, que como se ha comentado anteriormente es el mínimo aplicable legalmente. Además por la Figura 8 se deduce que la TIR financiera depende directamente de las tasa de crecimiento del tráfico, sobre todo del de tránsito. En el lado contrario la TIR financiera, al igual que el VAN financiero, depende inversamente de los costes de infraestructura, la tasa de interés de la deuda bancaria, y en menor medida del coste de las medidas medioambientales y de los costes de mantenimiento.

c) ***Valor mínimo del fondo de maniobra.*** Esta última variable es muy interesante porque permite comprobar si el plan de financiación propuesto es razonablemente bueno. La Figura 9 indica que en un porcentaje alto, 79%, el fondo de maniobra se mantiene por encima de 0. Nótese que esta probabilidad es similar a la que tiene el VAN financiero, por lo que se puede concluir que en la gran mayoría de casos en los que el VAN financiero sea positivo el fondo de maniobra también se mantendrá por encima de cero.
En cuanto al análisis de regresión la Figura 10 muestra que el mínimo fondo de maniobra financiero no depende directamente de ninguna variables pero si

depende inversamente de los costes de infraestructura[5], en primer lugar, seguido, en mucha menor medida, por los costes medioambientales, la tasa de interés de la deuda bancaria, y los costes de mantenimiento de las tasa de crecimiento de tráfico.

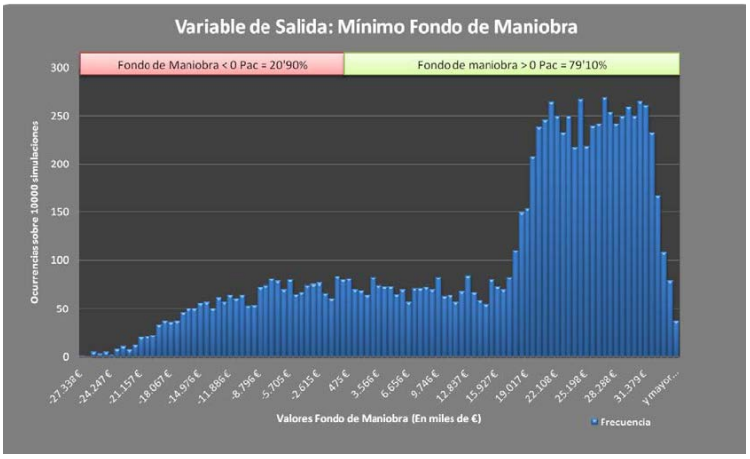


Figura 9. Histograma del valor mínimo del Fondo de Maniobra. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

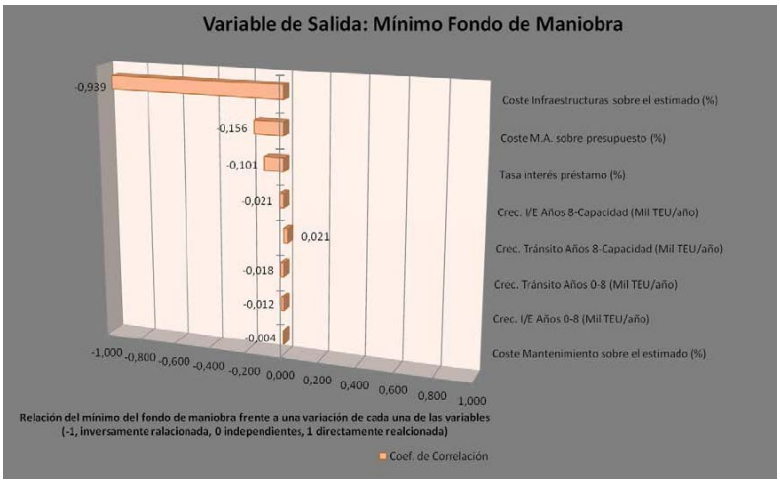


Figura 10. Coeficientes de correlación Variables de entrada Vs.mínimo Fondo de Maniobra financiero. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

ANÁLISIS ECONÓMICO. TRATAMIENTO DE LA INCERTIDUMBRE MEDIANTE MODELOS PROBABILÍSTICOS

En el **análisis económico** se trabaja con las mismas variables de entrada que en el análisis financiero añadiendo dos variables más que se citan a continuación. En la Tabla 2 se muestran todas las variables evaluadas en el análisis económico.

i) ***Beneficio de la terminal de contenedores por encima del coste de oportunidad.*** Se ha considerado una variable uniforme cuyo valor máximo será el 30% y el mínimo el 15% del coste total.

[5] Los valores mínimos del fondo de maniobra se obtienen durante los años en los que la inversión es mayor, es decir durante la ejecución de las obras, por lo tanto es razonable pensar, como indica el análisis de regresión, que si el importe de la inversión sufre una variación relevante la probabilidad de que el fondo de maniobra sea negativo, y por tanto sea necesaria mayor liquidez para el proyecto, será alta.

ii) ***Estimación de los ahorros de tiempo generados***. Los tráficos que actualmente discurren por el puerto de Cartagena verán reducido su periodo de espera, ya que la nueva terminal contará con equipos de carga y descarga más modernos, mayor capacidad, mayor número de grúas y un patio semiautomatizado que también supondrá un ahorro de tiempo en las operaciones de tierra. Por ello, como muestra la Tabla 2, se ha considerado una variable uniforme que oscila entre el ahorro de 30 y 10 horas.
El ahorro de tiempo frente a otras terminales se obtiene al considerar el total de la cadena logística, porque la clave sería la reducción del número de kilómetros recorridos en camión. En relación con la terminal portuaria en sí y al no tener datos más precisos se ha estimado en un ahorro de tiempo en terminal entre 1,5 horas y 1 hora (Tabla 2).

Variables aleatorias

Descripcción	Distribución	Valor medio	Desviación std	Unidades
Crecimiento hasta el año 8 desde la puesta en funcionamiento	Normal	34	8	Mil TEU
Crecimiento a partir del 8 año de funcionamiento	Normal	11	3	Mil TEU
Oscilaciones cuando se alcance el pleno rendimiento	Uniforme	-5	5	Mil TEU
Crecimiento hasta el año 5 desde la puesta en funcionamiento	Normal	316	57	Mil TEU
Crecimiento a partir del 5 año de funcionamiento	Normal	58	35	Mil TEU
Oscilaciones cuando se alcance el pleno rendimiento	Uniforme	-20	15	Mil TEU
Costes de la infraestructura	Uniforme	104,00%	90,00%	Porcentaje
Coste de las medidas medioambientales como % del Coste de infraestructura	Uniforme	103,00%	101,00%	Porcentaje
Costes de gestión y mantenimiento	Uniforme	105,00%	90,00%	Porcentaje
Tasa de interés del préstamo necesario	Uniforme	3,75%	2,75%	Porcentaje
Beneficio de la terminal de contenedores por encima del coste de oportunidad	Uniforme	30,00%	15,00%	%
Ahorro de tiempo en la nueva terminal con respecto a la existente	Uniforme	30,00	10,00	Horas
Diferencia de tiempo en la nueva terminal con respecto otras en España	Uniforme	1,50	-1,00	Horas

Tabla 2. Distribuciones de las variables aleatorias de entrada del análisis económico. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

En el análisis económico las variables de salida son el VAN y la T.I.R.

a) VAN

En el caso del VAN económico, como muestra, la Figura 11, hay un 90% de probabilidades de que los valores sean positivos para el conjunto de la sociedad, y por tanto aceptable para la misma.
En cuanto al análisis de correlación, de manera similar al VAN financiero, el VAN económico depende directamente de las tasas de crecimiento del tráfico, tanto de tránsito como Import/Export. En el lado contrario depende inversamente de los costes de infraestructura, y en menor medida del coste de las medidas medioambientales y de los costes de mantenimiento.
Nótese, que como era de esperar, este resultado económico no depende de la tasa de interés bancario, ya que no tiene ninguna influencia el esquema de financiación en el resultado social.

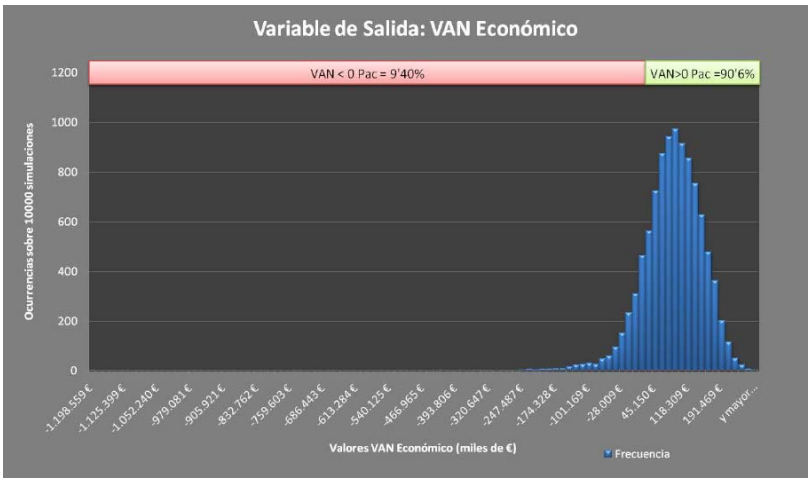


Figura 11. Histograma VAN económico (en miles de euros). Fuente: Gómez, J.M. 2012.

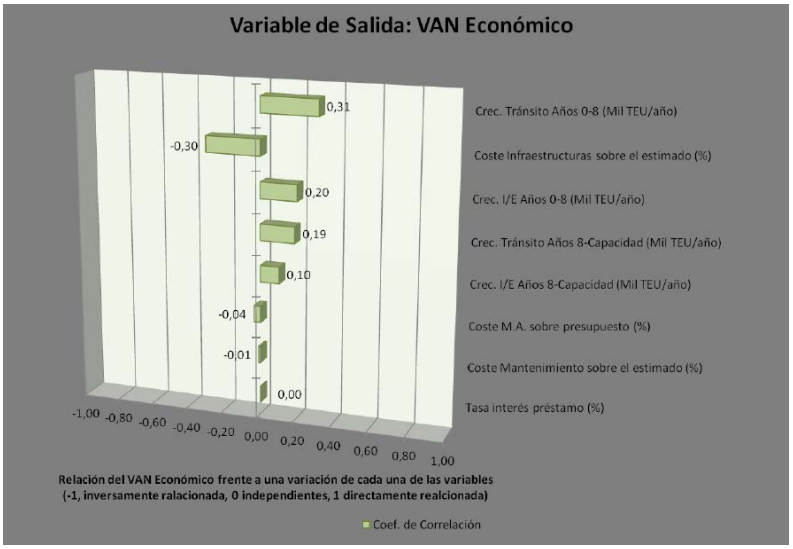


Figura 12. Coeficientes de correlación Variables de entrada Vs. VAN económico. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

b) **T.I.R.**

La Tasa Interna de Retorno es la variable que muestra cuál sería la mayor rentabilidad social que podríamos exigirle a nuestro proyecto evidentemente, asociado a un valor de probabilidad. La Figura 13 muestra que existe una probabilidad del 90% de que la TIR sea superior al 5%[6], que es la tasa mínima de retorno que se ha fijado para la rentabilidad social para este proyecto. La Figura 14 muestra el análisis de correlación donde vemos que la TIR económica depende directamente del ahorro de tiempo para los consumidores de la terminal existente, del beneficio adicional que obtenga el concesionario de la nueva terminal, y las tasas de crecimiento de tráfico. En el lado contrario, la TIR económica depende inversamente de los costes de infraestructura, y en menor medida del coste de medidas medioambientales y de los costes de mantenimiento. Al igual que en el caso del VAN económico la TIR económica no depende de la tasa de interés de la deuda bancaria.

[6] Para una discusión sobre las tasas de retorno mínimas a adoptar en proyectos de infraestructuras de transporte véase De Rus, G. et al, 2010.

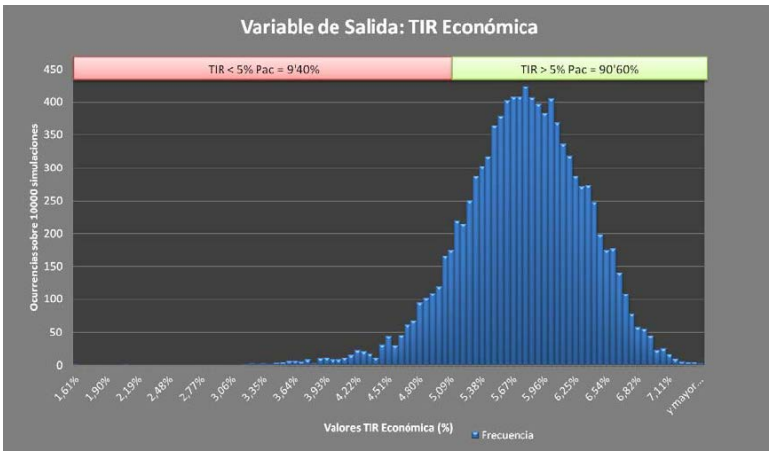


Figura 13. Histograma TIR económica. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

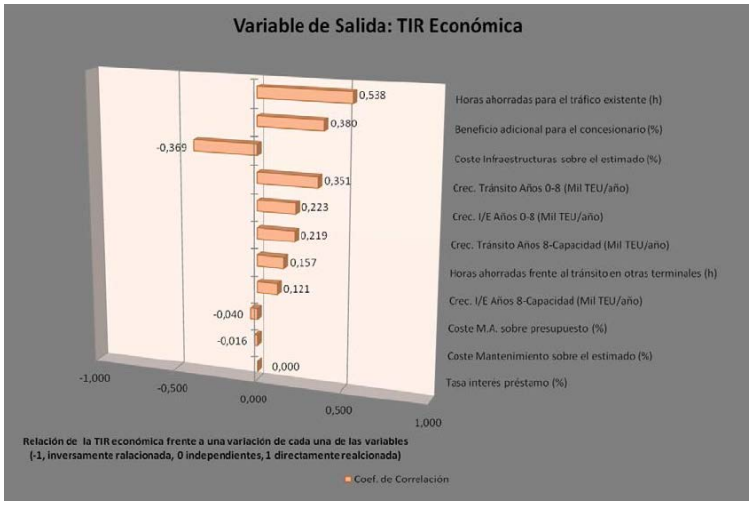


Figura 14. Coeficientes de correlación Variables de entrada Vs. TIR económica. Fuente: Gómez, J.M. 2012.

RESULTADOS

Una vez revisados los resultados obtenidos, tanto desde el punto de vista económico como financiero podemos concluir que el Plan Director de la nueva dársena de Cartagena resulta una inversión interesante desde el punto de vista del análisis económico, por lo que podemos decir que aporta “valor económico” a la sociedad. Si lo analizamos desde el punto de vista financiero podemos concluir a priori que también la inversión resulta interesante para la APC.

El análisis en detalle de ambos resultados muestra que en el caso del análisis económico existe una probabilidad superior al 90% de que el proyecto sea rentable para la sociedad, TIRs>5% y VANs>0. En el caso del VAN y la TIR financieros esta probabilidad es algo más baja y llega hasta el 83%. Ambas probabilidades de éxito son altas aunque implican la existencia de una probabilidad de fracaso que podría resultar excesiva en función de la valoración de riesgo que pudiera hacer un evaluador externo. Por otra parte, la probabilidad de éxito del proyecto será mayor cuanto menor sea la tasa mínima de retorno exigida para el proyecto, tanto desde un punto de vista económico como financiero, sirva como ejemplo que para una tasa de retorno financiera del 2%, la probabilidad de que el VAN sea mayor que cero será del 96%.

Como acabamos de ver en el ejemplo anterior los resultados del análisis probabilístico nos ofrecen una valiosa información que ayuda a plantear medidas que ayuden a mejorar los resultados obtenidos. Destacan las siguientes:

- Importancia muy significativa del coste del proyecto tanto para el VAN social como el VAN financiero.
- Alta sensibilidad de los resultados a la tasa de retorno mínima exigida para el proyecto.
- Importancia de la tasa de interés bancario. Téngase en cuenta que un incremento del 1% sobre la tasa de interés máxima del proyecto complicaría la viabilidad del proyecto.
- Importante correlación entre el resultado social y el resultado del operador de la concesión.

CONCLUSIONES

La implantación de las evaluaciones económicas y financieras que incluyan un análisis de riesgo mediante métodos probabilísticos en el caso específico de una terminal de contenedores, ha puesto de manifiesto la dificultad de su modelización, en algunos casos por falta de datos y en otros por su complejidad, detectando varios problemas que quedan pendientes de resolver en futuros trabajos de investigación, por ejemplo el estudio en mayor detalle de determinadas variables de entrada o la estimación más precisa de los ahorros de tiempo generados con la nueva terminal, aspecto muy relevante a la hora de determinar el beneficio económico del proyecto.

El potencial del uso de los modelos probabilísticos en los análisis económico y financiero de proyectos ha quedado demostrado, viendo la información extra que aportan debido a las siguientes ventajas:

- Obtención de la distribución estadística de cada una de las variables de salida, lo cual supone una importante fuente de información que nos permitirá valorar de una manera más eficaz los riesgos que se asumen, en comparación con los modelos determinísticos que solo ofrecen un valor.
- Aplicación de análisis regresión y de correlación entre las variables de entrada y salida, lo cual permite analizar la influencia que tiene cada una de las variables de entrada en estas salidas y poder tomar medidas adecuadas al objetivo perseguido.

REFERENCIAS

APC.2011. Memoria Anual Cartagena, 2011

APC.2012. Plan de empresa 2013. Versión preliminar. Cartagena, 2012

APC.2009. Plan Director de Infraestructuras Preliminar de la nueva Dársena de Contenedores de Cartagena. Cartagena, 2009.

De Rus, Gines et al (2010) Manual de evaluación económica de proyectos de transporte. CEDEX. Ministerio de Fomento.

Gómez, J.M. 2012. Análisis Coste-Beneficio de una terminal de contenedores. Proyecto Fin de Master en Gestión y Planificación Portuaria e Intermodalidad.

Hamburg Port Consulting.2006. “Mercado potencial del Tráfico de Contenedores para el futuro Puerto de EL Gorguel/Cartagena” Hamburgo, 2006

Ocean Shipping Consultants.2007. El Gorguel container terminal market study. London, 2007

Ocean Shipping Consultants.2009. Revisión del studio de Mercado y studio económico – financier para el desarrollo de una nueva dársena portuaria en El Gorguel (Cartagena), siguiendo las indicaciones del organismo público Puertos del Estado. London, 2009

Ocean Shipping Consultants.2011. SOUTH EUROPE AND MEDITERRANEAN CONTAINERPORT MARKETS TO 2025. Ocean Shipping Consultants, 2011

Ocean Shipping Consultants.2012. NORTH EUROPEAN CONTAINERPORT MARKETS TO 2025. Ocean Shipping Consultants, 2012

SPIM & Royal Haskoning.2011. Revisión del estudio de tráfico para una nueva terminal de contenedores en Cartagena. 2011

PROYECTO SEATOLAND: MASTERPLAN DE ACCESIBILIDAD A LA TERMINAL DE PASAJEROS DEL PUERTO DE VALENCIA

P. Palomo Torralva, E.M. Pino Hernández, G. Antonelli

Instituto Portuario de Estudios y Cooperación – FEPORTS – www.feports-cv.org
C/ Tres Forques, 98 (46018) Valencia – ppalomo@feports-cv.org

INTRODUCCIÓN

Actualmente las ciudades costeras de tamaño medio están desarrollando procesos de reconversión y reconfiguración funcional de sus estructuras portuarias y del entorno urbano que las rodea, como consecuencia de la reorganización de los corredores de transporte marítimo y de las políticas de desarrollo turístico regional e integración puerto-ciudad. Esto habitualmente se traduce en una serie de intervenciones infraestructurales que, en algunas ocasiones, distan de formar un sistema integrado desde el punto de vista de la accesibilidad y de la sostenibilidad.

Para lograr que el sistema territorial puerto-hinterland quede integrado a todos los niveles, el proyecto SEATOLAND (Conexión de los puertos con su hinterland), enmarcado en el programa MED de la Unión Europea, pretende establecer estrategias de conexión y refuerzo económico, cuyo resultado a nivel local sea la puesta en marcha de actuaciones especialmente coordinadas, recogidas en un masterplan para cada socio participante. En el caso de Valencia, esto se ha traducido en el desarrollo de un masterplan de accesibilidad a la Terminal de pasajeros del Puerto de Valencia, llevado a cabo por el Instituto Portuario de Estudios y Cooperación – FEPORTS. Se trata de un documento de referencia que establece los principios, objetivos y líneas estratégicas básicas para la gestión integral de la movilidad en la zona, con la finalidad de maximizar la accesibilidad a la terminal y la conexión de ésta con los principales polos de atracción de la ciudad y su entorno, siguiendo unos parámetros de eficiencia, sostenibilidad y accesibilidad universal.

SOSTENIBILIDAD Y ACCESIBILIDAD EN EL TRANSPORTE

La creciente motorización y el uso cada vez mayor del vehículo privado en nuestras ciudades ha generado un importante aumento en el consumo de energía y en las emisiones de gases contaminantes. A estos problemas, económicos y ambientales, hay que sumarles otros efectos de carácter social: congestiones, ruido, accidentes, problemas de salud debidos a la mala calidad del aire o tensiones generadas entre los distintos usuarios del espacio público. El concepto de movilidad sostenible nace con el objetivo de reducir todos estos efectos, mediante un sistema de transporte más equilibrado entre los diferentes modos, fomentando especialmente aquellos que son más respetuosos con el medio ambiente (transporte público, bicicleta, etc.) sin dejar de atender las necesidades crecientes y complejas de la movilidad urbana. Esto incluye proporcionar al usuario un servicio de transporte para “todos”, en términos de accesibilidad y con la mayor calidad posible en cuanto a integración de modos, información facilitada, comodidad y por supuesto, seguridad. Por lo tanto, en el transporte, los conceptos de sostenibilidad y accesibilidad están íntimamente relacionados.

MASTERPLAN DE ACCESIBILIDAD

Diversas leyes a nivel estatal y autonómico pretenden impulsar la movilidad sostenible y la accesibilidad universal, estableciendo en algunos casos obligaciones para los agentes implicados, tanto públicos como privados, y afectando a un determinado ámbito territorial. Suele tratarse de municipios o grandes polos de atracción de demanda de desplazamientos. En este sentido, resultó interesante estudiar el Puerto de Valencia, puesto que además del considerable número de trabajadores que acceden diariamente al mismo, existe un fuerte crecimiento en el volumen de pasajeros que pasan por sus instalaciones anualmente. Sólo el tráfico de cruceros supuso más de 370.000 pasajeros en 2011 y 490.000 en 2012.

Para conocer la situación real en la Terminal de Pasajeros del Puerto de Valencia y su entorno se ha realizado un detallado estudio de diferentes aspectos que caracterizan la movilidad en la zona: los accesos según los diferentes modos de transporte existentes, el sistema de señalización, las conexiones con la red de transporte público y las condiciones de accesibilidad urbanística, arquitectónica y en el transporte. El objetivo es fomentar el acceso a las instalaciones portuarias en transporte público y en los modos no motorizados (a pie y en bicicleta), integrar de forma real y accesible la zona pública portuaria con el resto de la ciudad y promover el turismo accesible y sostenible en Valencia.

METODOLOGÍA DE TRABAJO

La identificación de las acciones a desarrollar para mejorar y optimizar la accesibilidad y la movilidad de los usuarios de la Terminal se ha obtenido siguiendo una metodología bien definida, compuesta fundamentalmente de cinco fases.

1. Análisis del tráfico de cruceros de la Terminal de Pasajeros del Puerto de Valencia, tanto del actual como de la demanda futura, partiendo de las estimaciones proporcionadas por la Autoridad Portuaria de Valencia.
2. Análisis de la oferta de instalaciones y servicios: grado de accesibilidad (urbanística, arquitectónica y del transporte) de la Terminal de Pasajeros y de su conectividad, mediante transporte público y privado, con los principales nodos de atracción de la ciudad y su entorno. Durante esta fase se han detectado las criticidades del sistema en cuanto a accesibilidad y movilidad que convienen mejorar.
3. Análisis de otras realidades de interés que, por volumen de tráfico y similitudes geográficas, pueden dar indicaciones sobre el grado requerido de accesibilidad de la terminal y su conectividad con el exterior si se cumplieran las expectativas de crecimiento previstas en tráfico de cruceros.
4. Elaboración de un diagnóstico de la situación actual en cuanto a las características de la movilidad y accesibilidad del ámbito territorial estudiado.
5. Identificación de las acciones a desarrollar a corto y medio plazo mediante el desarrollo del Masterplan para la mejora y optimización de la accesibilidad y movilidad de la Terminal de Pasajeros.

ACCIONES PROPUESTAS POR EL MASTERPLAN

El Masterplan propuesto plantea una serie de actuaciones tanto de tipo cuantitativo (mejora de la eficiencia) como cualitativo (mejora de la calidad), con el objetivo de optimizar la accesibilidad de la Terminal y su conectividad con la ciudad a través de un amplio abanico de modalidades de transporte. Convienen destacar las siguientes acciones piloto:

- Mejora de las líneas de la red de autobuses turísticos: recorridos y frecuencias.
- Extensión de la línea T2 de tranvía de la red de Metro/Tranvía hasta las proximidades de la Terminal.
- Puesta en servicio de una parada del servicio de préstamo de bicicletas públicas en las proximidades de la Terminal.
- Eliminación de las intersecciones semaforizadas de acceso a la Terminal para el tráfico rodado y sustitución por glorietas.
- Servicio de aparcamiento específico para cruceristas, enlazado con la Terminal mediante autobuses lanzadera.
- Mejora de la accesibilidad y conectividad de los itinerarios peatonales y ciclistas de acceso a la Terminal.
- Mejora generalizada del sistema de señalización, tanto la dirigida al tráfico rodado como la dirigida al peatón, ciclista y turista.
- Puesta en marcha de un servicio de préstamo de vehículos eléctricos de corta duración.

La realización de todas estas acciones, complementarias entre sí e interdependientes, proporcionará a los usuarios de la Terminal y al resto de ciudadanos un conjunto de servicios más integrado y sostenible, contribuyendo de manera importante a la integración puerto-ciudad y posicionando a Valencia como referente europeo en el turismo accesible de

cruceros.

EXPERIENCIAS PILOTO SOBRE EFICIENCIA ENERGÉTICA EN TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES

R. Sapiña, A.M. Martín-Soberón, A. Monfort, D. Calduch, N. Monterde, P. Vieira

Fundación Valenciaport. Sede APV, Fase III, Avda. del Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia. info@fundacion.valenciaport.com

INTRODUCCIÓN: LA SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL EN LA ESTRATEGIA EMPRESARIAL DE LAS TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES

Al igual que otros sectores, inicialmente las terminales portuarias de contenedores (TPCs) focalizaban todos sus esfuerzos en la mejora del **rendimiento operacional** por dos motivos referidos a la perspectiva económica del negocio: primero para reducir los costes de la operativa por contenedor manipulado y en segundo lugar para satisfacer los requisitos de nivel de servicio que imponen sus clientes directos, las navieras –requisitos de tiempos de estancia en puerto y productividades– (Monfort *et al*., 2011).

Con la modernización de la interpretación del concepto cliente hasta alcanzar la acepción más amplia de la palabra, que incluye a navieras y otros transportistas, cargadores, el entorno, la Administración, y la sociedad en general (Monfort, 1995), y con la evolución de las demandas de aquellos considerados históricamente como clientes, las navieras, las terminales portuarias han reformulado su estrategia y su Propuesta de Valor de forma que dan cabida a las necesidades de todos estos agentes, incorporando objetivos estratégicos de **seguridad y protección** (perspectiva social) y de **sostenibilidad ambiental** (perspectiva ambiental) (Monfort *et al*., 2012). Las actuaciones derivadas de estas propuestas no suelen reportar beneficios económicos directos, sino que su necesidad se hace patente al incorporar los impactos negativos que genera la empresa a modo de externalidades a la hora de calcular la viabilidad económica del negocio.

Dentro del puerto, las terminales portuarias y los buques que escalan en estas son los causantes de la mayor parte de los impactos producidos durante la fase de explotación de las infraestructuras (Trozzi y Vaccaro, 2000) y por tanto deben asumir como suya la necesidad estratégica de sostenibilidad ambiental de los puertos, y cooperar minimizando y mitigando sus impactos medioambientales negativos.

Los impactos generados por el binomio terminal-buque afectan principalmente a la calidad de las aguas, la contaminación del fondo marino, la calidad del aire, el nivel de ruido y de vibraciones, la gestión de residuos y la contaminación lumínica. A estos hay que añadir respecto al consumo de recursos, el gasto energético y el desarrollo de infraestructuras.

LA EFICIENCIA ENERGÉTICA EN LAS TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES: EL PROYECTO EFICONT

El proyecto EFICONT – Eficiencia Energética en Terminales Portuarias de Contenedores (TPCs), enmarcado en el Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, constituyó un primer avance importante en el análisis de la eficiencia energética en puertos y particularmente en terminales de contenedores.

La misión principal del proyecto EFICONT consistió en identificar, analizar e integrar oportunidades de mejora en términos de eficiencia energética en las terminales portuarias de contenedores bajo dos perspectivas:

- La dimensión estratégica y la planificación de operaciones en relación con los procesos involucrados en la actividad de carga, descarga y manipulación de contenedores.
- La dimensión tecnológica, orientada hacia los criterios de eficiencia energética del equipamiento e instalaciones de las terminales.

El alcance del proyecto consistía en analizar el modelo operativo de las terminales de contenedores y el equipamiento y maquinaria que utilizan bajo la perspectiva de la eficiencia energética. Se diseñó un sistema de indicadores para realizar el diagnóstico anterior. Posteriormente, utilizando los resultados obtenidos del análisis de los indicadores, se establecieron unos criterios de mejora y unos planes de acción encaminados a la optimización de la eficiencia energética en las terminales. Todos estos resultados se recogieron en una Guía, la Guía Eficont (Vieira *et al.*, 2011), para facilitar su comunicación y divulgación entre los grupos de interés asociados a la actividad portuaria.

Entrando en más detalle, se puede dividir la primera de las perspectivas enunciadas en relación a la Eficiencia Energética en dos partes: la que involucra a la Estrategia Corporativa y la relacionada con la Gestión y la Operativa, estructurando así la Guía en tres niveles de aplicación de la Eficiencia Energética dentro de la organización de cualquier empresa, y en concreto dentro de las TPCs:

- Nivel 1: permitía incorporar la Eficiencia Energética en la estrategia corporativa de la TPC como primer paso hacia una gestión efectiva y sistematizada de los aspectos energéticos que tienen lugar en estas instalaciones.
- Nivel 2: recogía un conjunto de medidas enfocadas a la gestión y operativa de la terminal cuya aplicación puede proporcionar no sólo ahorros energéticos sino también una mejora de la eficiencia operativa de los procesos involucrados.
- Nivel 3: presentaba las principales innovaciones tecnológicas que podían considerarse en aquel momento, en relación con la eficiencia energética del equipamiento, maquinaria e instalaciones de la TPC.

Para implementar la Eficiencia Energética en cada uno de estos niveles de una TPC, se desarrollaron y propusieron unas metodologías y herramientas que facilitan y estandarizan dicha implementación.

Nivel 1: Eficiencia Energética en la Estrategia Corporativa

Planificación Estratégica

La estrategia de cualquier empresa está basada en su declaración de Misión, Visión y Valores, es decir a lo que se dedica la empresa y a quién se dirigen sus productos o servicios; en qué posición se espera que esté la organización en un medio o largo plazo; todo ello apoyado en la filosofía, valores, principios, reglas, etc. que va a regir el funcionamiento de la empresa.

Para conseguir una estrategia clara que sirva para que la empresa alcance los objetivos planteados y sea competitiva dentro de su sector, se deben seguir ciertos pasos básicos para definir una serie de elementos estratégicos.

Mediante un análisis DAFO se verá en qué situación se encuentra la TPC en relación con otras TPCs del entorno, revisando o proponiendo según el caso, la Misión y Visión de la TPC para que se adecúe a la realidad. Para facilitar la definición de la estrategia se crean Líneas Estratégicas, que se concretan en Objetivos Estratégicos, para los que se definen indicadores que permiten medir el desempeño de cada Objetivo y verificar si se han cumplido en el plazo comparándolos con el valor esperado propuesto para cada horizonte temporal (meta). Para lograr la consecución de los objetivos, a cada uno de estos se le debe asignar al menos una iniciativa (acción o proyecto) que debe ser seguida y controlada por las personas designadas, para retroalimentar el Proceso de Planificación Estratégica.

La mejora de la Eficiencia Energética debe estar incluida a nivel estratégico en una TPC y ser un objetivo transversal a toda la organización a nivel corporativo., Desde la perspectiva de la sostenibilidad ambiental, los Objetivos Estratégicos relacionados con la Eficiencia Energética se incluyen dentro de la Línea Estratégica “Integración en el Entorno”.

Cuadro de Mando Integral (CMI)

Para facilitar la planificación, control y seguimiento de todos estos elementos estratégicos existe una herramienta llamada Cuadro de Mando Integral (CMI). Esta es una herramienta de gestión desarrollada en la década de los 90 por Robert S. Kaplan y David P. Norton (Kaplan y Norton, 1992) que facilita la implantación de la estrategia en la empresa, proporcionando el marco, la estructura y el lenguaje adecuados para traducir la Misión, Visión y Valores a objetivos e indicadores.

El CMI contempla la elección de los Objetivos Estratégicos desde diferentes perspectivas interrelacionadas entre sí y transversales a las líneas estratégicas de la organización. Estás perspectivas son normalmente: la financiera; la de cliente; la interna (o de procesos) y la de aprendizaje y desarrollo (recursos). Las perspectivas interna y de aprendizaje y desarrollo sirven de palanca para alcanzar las otras dos, la de clientes y la financiera que son las perspectivas de resultados. Una vez definidos los Objetivos y los indicadores que sirven para medirlos de acuerdo con la estrategia, se establecen unos valores a alcanzar (metas) por dichos indicadores en un determinado plazo, y se establecen las iniciativas para alcanzarlas.

El CMI dispone de una herramienta, el Mapa Estratégico (Kaplan y Norton, 2004) donde se plasman todos los Objetivos Estratégicos ubicados en la perspectiva a la que pertenecen y clasificados por Líneas Estratégicas, quedando relacionados unos con otros para identificar las relaciones causa-efecto que existen entre Objetivos Estratégicos (Figura 1).

Dentro de este Mapa, se ve que la **Mejora de la Eficiencia Energética** es un Objetivo de la perspectiva interna, es decir, de los procesos operativos identificados en el Nivel 2 referido anteriormente. En la perspectiva de Aprendizaje y Desarrollo, los objetivos relacionados con los Activos Tangibles afectan directamente a la Eficiencia Energética, es decir, los equipos que se utilizan para realizar los procesos, que se identificaban en el Nivel 3. Pero el vínculo más evidente asociado a este objetivo establece una conexión entre el mismo y el de Minimizar el coste de las operaciones (perspectiva financiera). También es importante la relación existente con las propuestas de valor de la perspectiva cliente a nivel *stakeholders*, como por ejemplo la Reducción de la huella de carbono consecuencia de ser más eficiente, siendo este último otro de los objetivos considerados dentro de la línea estratégica de integración en el entorno.

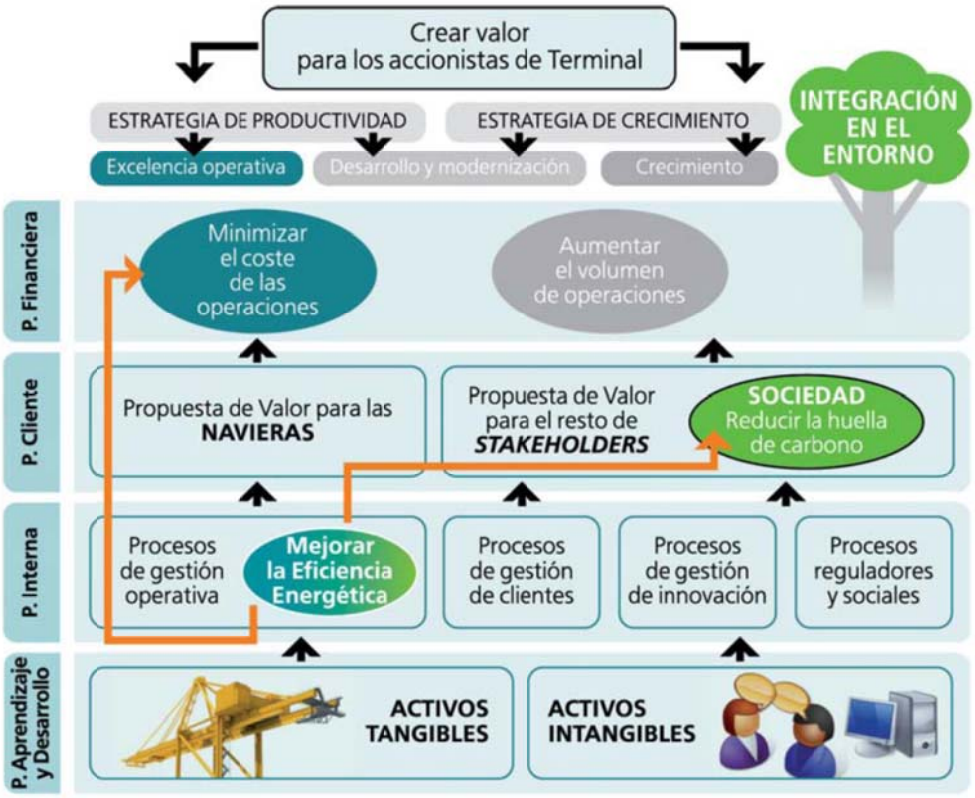


Figura 1. Mapa Estratégico básico de una TPC (Vieira et al., 2011)

Sistema de Indicadores de Eficiencia Energética

Una vez integrado el objetivo de eficiencia energética como parte de los objetivos estratégicos de la terminal, el siguiente paso fue la definición de los indicadores estratégicos que mejor reflejaban la consecución del mismo y que servían como herramienta de control y de toma de decisiones de la TPC para posibles futuras inversiones o modificaciones en sus operativas.

Dentro de la herramienta del CMI se pueden distinguir entre dos tipos de indicadores: los clave o principales (KPIs), que están asociados a un objetivo estratégico y su valor es suficiente para determinar el grado de desempeño del objetivo; y los secundarios, que respaldan o explican los resultados obtenidos con los indicadores principales.

El sistema de indicadores de Eficiencia Energética que se propuso se estructuró en varios grupos de indicadores. El primero de ellos era el grupo de Indicadores Globales, que deben ser los encargados de mostrar la situación general en términos de eficiencia energética de la TPC, por lo que controlan objetivos de las perspectivas financieras y de clientes. El segundo y tercer grupo respaldan al primero mediante la aportación de información de indicadores de eficiencia energética relativos a los procesos y a maquinaria.

Como ejemplos de indicadores globales se pueden citar: *Consumo total en Toneladas Equivalentes de Petróleo por tráfico de contenedores (Tep/contenedor)*; *Consumo total en KWh por contenedor*; o *Consumo total en litros de combustible por contenedor*, etc.

Como ejemplos de indicadores de proceso se pueden citar: *Consumo unitario en kWh de la descarga de contenedores de importación*; *Consumo unitario en kWh de la*

carga de contenedores de exportación o transbordo; *Consumo unitario en litros por movimiento para contenedores de importación*, etc.

Como ejemplos de indicadores de maquinaria se pueden citar: *Consumo en kWh por contenedor y tipo de equipo*; *Litros de combustible consumido por contenedor y por tipo de equipo*; *Grado de utilización de la maquinaria*, etc.

El sistema de indicadores de eficiencia energética que se determinó en el proyecto EFICONT se diseño según las características de las terminales participantes en el proyecto. Pero se debe tener en cuenta que los sistemas de indicadores no son fijos, es decir, los indicadores pueden cambiarse en función de la necesidad, la idoneidad de estos o las características de cada terminal.

Herramientas de Monitorización y Control

Estas herramientas facilitan la medición de los resultados de las iniciativas propuestas y evaluar el grado de cumplimiento de los objetivos estratégicos, permitiendo detenerse en cualquier momento para comparar el estado real con las metas planteadas en cada objetivo.

Para llevar a cabo este proceso se necesita un buen sistema de información que permita la recogida y gestión de los datos referidos al consumo de los equipos de manera sistemática, fiable, real y útil para la organización. Estos datos se obtendrán de dispositivos de medida instalados en los diferentes equipos y algunos de ellos se describen en el Nivel 2.

Una vez obtenidos los datos se pueden introducir en el CMI o crear un *software ad hoc* para compararlo con las metas propuestas.

Retroalimentación del Sistema

Bien a través del CMI o del *software* creado *ad hoc*, se comprobará el impacto de las iniciativas puestas en marcha en relación a la consecución de objetivos para así, en un proceso continuo de retroalimentación, detectar posibles deficiencias y reformular no solo las propias iniciativas, sino cualquier otro elemento del proceso de planificación estratégica (líneas y objetivos estratégicos, indicadores, etc.).

Nivel 2: La Eficiencia Energética en la Gestión y Operativa

Aunque habitualmente las mejoras en Eficiencia Energética están asociadas a la implantación de nuevos equipos o tecnologías que presentan un mejor rendimiento energético, la optimización y organización de los procesos tiene un papel muy importante en la mejora de la eficiencia global de la terminal. De hecho, las mayores ineficiencias en materia energética en una terminal son consecuencia, principalmente, de por factores internos (errores en la planificación, política de gestión, configuración física de la terminal, elección de equipamientos, etc.), o aspectos como las condiciones laborales, sistemas de suministros de energía, etc.

A continuación se describen algunas medidas de mejora de la eficiencia energética tanto a nivel estratégico, táctico como operativo.

Sistemas de Gestión de la Energía (SGE)

Desde la ratificación del Protocolo de Kioto por España en el año 2002, la eficiencia energética se ha convertido en la pieza central en torno a la que giran numerosas

políticas ambientales. El cumplimiento de estos nuevos requisitos ha exigido a las empresas un gran esfuerzo para mejorar sus procesos productivos.

Las normas de gestión energética constituyen una herramienta esencial para ayudar a las empresas, en este caso a la TPC, a alcanzar los compromisos energéticos suscritos. El objetivo de estas normas es facilitar la inclusión de la eficiencia energética dentro del sistema de gestión de la empresa de una manera eficaz, estableciendo el ciclo PHVA de mejora continua (Planear – Hacer – Verificar – Actuar), de hecho un SGE debe estar directamente vinculado al sistema de gestión de calidad y al sistema de gestión ambiental de una organización.

La gestión energética sistemática que se consigue con un SGE, aunque supone un coste inicial, rápidamente genera una disminución de costes en cadena, con resultados muy importantes en tan solo tres años, consiguiéndose ahorros cercanos al 23% del coste inicial. La organización debe revisar y evaluar periódicamente su sistema de gestión de la energía para identificar oportunidades de mejora y su implementación.

Herramientas de Control de Suministro y Consumo Energético

Como se ha comentado en el Nivel 1, una de las actuaciones imprescindibles es el seguimiento y control del consumo energético en todas y cada unas de las actividades y operativas de las terminales portuarias, así como de la calidad de la energía suministrada.

Para ello, existen actualmente varias herramientas de control de consumos y de verificación de la calidad de la energía suministrada, tales como: las herramientas informáticas de gestión de instalaciones como el Sistema SCADA (*Supervisory Control And Data Acquisition*) que recoge datos de entrada en tiempo real y los combina con el histórico de datos para facilitar la toma de decisiones a nivel operativo; implantación de contadores electrónicos de alta precisión y analizadores de redes; implantación de sistemas diseñados para la neutralización de la energía reactiva; mejora en los procesos de mantenimiento; sistemas de repostaje inteligente para gasoil que permiten obtener automáticamente los datos tales como la identificación del vehículo que reposta, la fecha, los litros que reposta, los kilómetros realizados entre un repostaje y otro, etc., lográndose la sistematización y la mejora del control de este proceso, y aumentando la comodidad y rapidez de las operaciones de repostaje; etc.

Recursos Humanos y Formación

Uno de los primeros pasos para implantar una estrategia efectiva de mejora de la gestión energética en una empresa consiste en establecer un compromiso firme para ahorrar energía y reducir el consumo por parte de la dirección y de todos los trabajadores de la organización.

La organización debe asegurarse de que sus empleados son conscientes del impacto que sus actividades y su comportamiento tienen sobre la consecución de los objetivos de eficiencia energética. Para ello, es importante informar y comunicar a los trabajadores las medidas y las metas que la empresa va a adoptar relativas a la eficiencia energética, mediante cursos de formación, reuniones, emails, tablones informativos, etc.

El factor humano es uno de los más influyentes en relación con el consumo energético de maquinaria portuaria. En este sentido, se propuso como buena práctica incluir dentro de las acciones formativas de la terminal, la impartición de cursos sobre conducción y manipulación eficiente de los equipos para los trabajadores.

El beneficio de esta medida no solo se limita a la reducción de consumo de la maquinaria, sino a la extensión de la vida útil de esta, al aumento de la seguridad de los trabajadores y a la reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero.

Simulación y Automatización

La simulación permite la evaluación de distintos escenarios de tipo estratégico, táctico y operativo simultáneamente, así como el estudio de los efectos de cualquier cambio o propuesta antes de que ésta se lleve a cabo.

Desde el punto de vista de la Eficiencia Energética, el uso de herramientas de simulación para la ayuda a la toma de decisiones en una TPC presenta numerosas ventajas como la posibilidad de experimentar con múltiples situaciones diferentes sin cambiar o experimentar con el sistema real. Gracias a la simulación, el tiempo invertido en el análisis de problemas complejos se reduce considerablemente.

Por otra parte, automatizar una terminal supone desde el punto de vista de la eficiencia energética una de las mejoras de gestión más destacables que se pueden llevar a cabo, pero conviene analizar con un simulador los posibles escenarios para comprobar la viabilidad de la solución.

La automatización de una TPC es una buena práctica en relación a la Eficiencia Energética porque ayuda a optimizar la operativa globalmente, minimizando los recorridos de las máquinas, los desplazamientos en vacío, las remociones, el *housekeeping*, etc., por lo que influye directamente en la disminución del consumo energético.

Para terminales de contenedores convencionales en funcionamiento se pueden ir introduciendo poco a poco automatismos (RFID, GPS, OCR, electrificación de RTGs, etc.) que transformen gradualmente la terminal en una terminal automatizada.

Otras medidas de mejora

Existen otras medidas de mejora de la Eficiencia Energética respecto la gestión y la operativa como son la elección y asignación del tipo de equipos de la terminal, que dependerán de las características del tráfico previsto; o los sistemas de gestión de apilado, que en conjunción con el TOS (*Terminal Operating System*), eligen la posición óptima de cada contenedor teniendo en cuenta datos como, destino del contenedor, peso de este, minimizando remociones, etc., para conseguir que el consumo medio por contenedor sea el mínimo posible. Otras medidas son la configuración óptima del patio de la terminal para incrementar la capacidad de almacenamiento y minimizar los recorridos de los equipos de interconexión; el *pooling* de equipos que consigue reducir tanto los recorridos de las máquinas en vacío como el número de equipos necesarios, pero precisa de sistemas de información en tiempo real para actualizar constantemente las órdenes de movimiento; la óptima asignación de la línea de atraque a los buques para que se reduzcan los recorridos de los contenedores entre muelle y patio y viceversa; y la óptima asignación de grúas a los buques tanto en número como en tamaño teniendo en cuenta las características del buque, etc.

Nivel 3: La Eficiencia Energética en el Equipamiento e Instalaciones

Para lograr una mejora significativa y cuantificable de la eficiencia energética en una terminal portuaria de contenedores es fundamental contar con recursos y tecnologías (equipamiento, maquinaria e instalaciones) que integren criterios de reducción del consumo energético y de emisiones en sus diferentes modos de operación. En este sentido, los fabricantes de equipamiento portuario han iniciado un

proceso de adaptación y mejora de la maquinaria ofreciendo grúas y vehículos que, con las potencias requeridas para su normal operación, consumen menos energía además de reducir los niveles de emisión de gases contaminantes y de efecto invernadero.

En el proyecto EFICONT dentro de las innovaciones orientadas a la reducción del consumo energético se identificaron varios campos de actuación:

- La utilización de fuentes de energía no basadas en combustibles de origen fósil.
- La mejora de los sistemas de propulsión en maquinaria portuaria.
- El almacenamiento y recuperación de energía.
- La mejora de los procedimientos de mantenimiento.

Cabe destacar, que debido a la rapidez de la evolución de las innovaciones se hace necesaria una permanente vigilancia tecnológica para no quedar desfasado. Por ello en esta ponencia se van a mencionar sólo algunas de las innovaciones más destacadas que todavía se encuentran vigentes, y cuya implantación no es a día de hoy demasiado extensiva.

Existen sistemas de recuperación de la energía que se implementan en las grúas de muelle o STS (*Ship-To-Shore*) y que recuperan la energía generada durante la bajada del *spreader* y la devuelven bien a la propia red o a la propia grúa para utilizarla en el siguiente ciclo de izada. Precisa de unas baterías o súper capacitores para almacenar la energía y ser utilizada cuando sea preciso.

Para los RTGs (*Rubber Tyred Gantry cranes*) o grúas de patio existen sistemas de recuperación similares, aunque muchas veces se descartan por el elevado precio de las baterías y el tamaño que estas ocupan. En cambio es importante destacar el ahorro de combustible que se puede obtener en los RTGs con un controlador de la velocidad de giro del motor (ahorros de un 30% según el fabricante Konecranes) o con sistema de velocidad variable que ajuste la velocidad de giro del motor diésel en función de la energía demanda.

Una solución para mejorar la Eficiencia Energética de los RTG radicalmente distinta es la electrificación de estos, ya que los motores diésel son menos eficientes que los eléctricos. De este caso se habla más en profundidad en siguiente apartado referente al proyecto GREENCRANES.

Respecto a las cabezas tractoras con plataforma para la interconexión de muelle y patio, existen diversas soluciones, algunas aparentemente sencillas y otras más complejas, como sustituir la caja de cambios manual por una automática, limitar la velocidad de los vehículos o introducción de cabezas tractoras híbridas, con motores diésel-eléctrico o GNL-diésel, o motores puros eléctricos o de GNL como se puede ver más en detalle en siguiente apartado referente al proyecto GREENCRANES.

Respecto las instalaciones de la terminal, los mayores consumos eléctricos (a excepción de las grúas de muelle) son generados en el patio de *reefers*, por lo que es importante contar con un sistema automático para monitorizar y controlar el estado de los contenedores que elimine riesgo en la mercancía y reduzca ineficiencias por temperaturas inadecuadas.

Otro gran foco de consumo eléctrico es la iluminación del patio, y una mejora es instalar sistemas reductores de flujo para variar la tensión en función de la demanda de consumo de las lámparas. También puede ser una buena medida colocar un reloj astronómico para programar la hora de encendido y de apagado según las condiciones de luz natural reales.

El último consumidor de energía eléctrica de la terminal son los edificios u oficinas, y en estos son recomendables cualquier tipo de medida que vaya encaminada a reducir el consumo en cuanto a iluminación, climatización, instalaciones de agua caliente sanitaria, etc. Algunas de estas medidas pueden ser: sensores de presencia y de iluminación en los edificios que controlen las luces o la climatización, sustitución de bombillas incandescentes por otras de bajo consumo o de tecnología led, instalación de placas solares para la producción de agua caliente, etc.

EXPERIENCIAS PILOTO EN EL ÁMBITO DE LA EFICIENCIA ENERGÉTICA EN TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES: EL PROYECTO GREENCRANES

Como maduración del proyecto EFICONT, algunos socios de la agrupación que lo desarrolló plantearon dar continuidad a la línea de trabajo con una orientación más práctica y experimental. Así nació el Proyecto GREENCRANES, que arrancó en agosto de 2012 con fondos de la Comisión Europea para la Trans-European Transport Network (TEN-T) y una agrupación internacional, con el objetivo de demostrar la viabilidad técnica, ambiental y económica de nuevas soluciones tecnológicas mediante proyectos piloto desarrollados en Terminales Portuarias de Contenedores (TPCs) que pretenden incrementar su eficiencia energética y reducir su nivel de emisiones de gases de efecto invernadero (GEI).

Las tecnologías planteadas en GREENCRANES tienen un elevado grado de madurez ya que se han implementado en otros sectores industriales, si bien su aplicación en el ámbito portuario supone hoy en día un enfoque innovador sobre las tecnologías existentes (Sapiña *et al.*, 2013). Estaba previsto desarrollar los siguientes proyectos piloto:

- En el Puerto de Valencia (España), se pretende demostrar la viabilidad de emplear GNL (Gas Natural Licuado) para alimentar las cabezas tractoras de la terminal Noatum Terminal Valencia. También se analizarán diferentes soluciones para la mejora de la eficiencia energética mediante la electrificación o remotorizacón de los RTGs, implementando finalmente aquella que reporte un mayor beneficio a la terminal.
- En el Puerto de Koper (Eslovenia) se implementará y se valorará la utilidad de disponer de sistemas de control y monitorización en tiempo real del consumo energético de las TPCs.
- Finalmente en el Puerto de Livorno (Italia) se analizará la utilización de células de combustible de hidrógeno para alimentar los *reackstackers* (un tipo de carretillas de manipulación de contenedores en patio).

Como el proyecto se encuentra en marcha actualmente, algunas de los pilotos iniciales que se pensaban que se podían implantar en los tres puertos se han ido modificando y ajustando hasta encontrar una solución viable técnica y económicamente.

Piloto 1: empleo de GNL en cabezas tractoras.

Noatum Terminal Valencia (anteriormente conocida como Marítima Valenciana) utiliza RTGs en patio, aunque también equipos auxiliares como las *reachstackers* o las carretillas frontales. Esto condiciona de forma casi directa el equipo de interconexión necesario, que son cabezas tractoras con plataformas.

Esta terminal dispone de casi 90 cabezas tractoras de las cuales aproximadamente un 25% son camiones de la calle adaptados para engancharles una plataforma, pero que tienen muchas horas de uso acumuladas y se estropean constantemente por lo que ya casi no se usan en la operativa diaria. El resto de cabezas tractoras son específicas para trabajos portuarios o *yard tractors* y por lo tanto tienen una mayor fiabilidad.

Los motores de GNL son mucho menos contaminantes que los motores diésel. Son también menos eficientes que los diésel, y por tanto consumen más litros del combustible. Sin embargo, dado que el precio unitario de GNL es más bajo que el de diésel, finalmente la solución de GNL supone ahorros económicos en cuanto al consumo de combustible.

Lo primero que se ha hecho en el marco del proyecto para ver cómo afrontar el cambio de diésel a GNL, ha sido comprobar si existe en el mercado un *yard tractor* con motor de GNL que siga cumpliendo las mismas especificaciones que el de diésel tradicional. Aunque en Europa no está nada extendido el uso de los motores de GNL, en conjunción con fabricantes de *yard tractors* y de motores de GNL se ha buscado una solución adecuada a las necesidades y requisitos de la terminal.

Para realizar la prueba piloto, la terminal quiere disponer de un prototipo propulsado por GNL y otro equipo nuevo propulsado por diésel y que cumpla los últimos estándares exigidos por la normativa europea (Tier4interim/Stage3b). Estarán en funcionamiento durante alrededor de dos meses y tras este periodo se elaborarán los informes pertinentes para valorar cada una de las soluciones.

Además de la prueba práctica o piloto, se ha hecho un estudio de viabilidad económica de la renovación de la flota de cabezas tractoras gradualmente hasta el fin del periodo de concesión de la terminal. En realidad, existiera o no este proyecto, la flota de cabezas tractoras se tiene que ir renovando igualmente, por lo que más que el estudio de viabilidad económica, se ha elaborado un modelo para calcular la diferencia que existiría entre la inversión de renovar la flota con tractores que usan los nuevos motores diésel adaptados a la normativa vigente entre la inversión de renovar la flota con tractores propulsados por GNL.

Hay que tener en cuenta que la solución de cabezas tractoras de GNL necesita un sistema de suministro del GNL, bien sea con camiones cisterna o con una estación de GNL fija, lo que supone una inversión. Debido a problemas técnicos y de seguridad que aparecen a la hora del llenado de los depósitos de GNL de los equipos, la solución más adecuada es la de construir una estación de GNL fija.

El modelo que muestra la diferencia entre la renovación de la flota con equipos diésel o de GNL, tiene en cuenta todas las inversiones en instalaciones, las diferencias de precios entre unos equipos y otros, el precio de ambos combustibles, los consumos de ambos equipos, etc. Considera incluso las horas de funcionamiento de los equipos disponibles actualmente, y determina cuando es el momento adecuado de sustituirlos porque ya han alzando su vida útil y están más tiempo en mantenimiento que trabajando.

Aunque en principio el modelo se creó específicamente para Noatum, se está trabajando en desarrollar una aplicación informática que recree ese modelo para que cualquier terminal que use cabezas tractoras diésel, sea capaz de saber si le saldría rentable cambiarlas a GNL, y además pautarle en qué momento tendría que hacerlo, solo introduciendo ciertos parámetros como los mencionados anteriormente.

Piloto 2: electrificación de los RTGs.

Para el estudio de la viabilidad de la electrificación de los RTGs en la terminal de Noatum en Valencia, se realizó un modelo similar al de las cabezas tractoras. Se tuvieron en cuenta las dos soluciones existentes actualmente en el mercado, la electrificación con *conduct bar* o con *cable-reel*.

Tras este estudio se llegó a la conclusión de que la inversión inicial necesaria, incluso para la mejor de las soluciones de electrificación, que fue el *conduct bar*, es tan elevada que desaconseja la aplicación de este método. Esto es debido a las especiales características del patio de la terminal que es muy extenso y tiene pocos movimientos medios por metro de bloque y a la exigencia de obtener un mínimo de rentabilidad que le impone el Operador Global de Terminales antes de realizar cualquier tipo de inversión.

Se ha realizado un estudio de alternativas a la electrificación de los RTGs. La primera de ellas consiste en hacer una remotorización de los RTGs, ya que se ha observado que los motores diésel que usan actualmente los RTGs están sobredimensionados. La otra solución, complementaria a la anterior sería, implantar sistemas existentes que ayuden a minimizar el consumo de los RTGs, como por ejemplo el sistema de revoluciones variables, bajar el par motor, etc.

Una de las opciones de remotorización, dada la buena impresión percibida por Noatum en cuanto a la solución del GNL para las cabezas tractoras, consistía en la sustitución del motor diésel de los RTGs por uno de GNL. Las primeras conclusiones que sacaron fueron que entre los fabricantes de motores de GNL, Cummins y Volvo no podían encontrar un motor óptimo que cumpliera los mismos requisitos de rendimiento del actual motor diésel de los RTGs. En un futuro está previsto el lanzamiento de un motor intermedio que sería el más apropiado según los estudios realizados, pero finalmente se ha descartado la solución de motor de GNL para los RTGs porque la inversión no salía rentable.

Otra posible solución de remotorización era el uso de motores dual-fuel, con un motor diésel y otro de GNL simultáneamente, pero también se ha desestimado por no ser rentable.

Así pues, la opción que tiene más posibilidades es la de cambiar los motores actuales diésel por otros de menor cubicaje y potencia, incluso menor que el motor estándar que llevan los RTGs nuevos, aunque sea reduciendo ligeramente el rendimiento de estos, pero esto en principio no supondrá un problema porque estarán destinados a la operativa de puertas (recepción y entrega), que no precisa un rendimiento tan elevado como los RTGs que están en operativa marítima (carga y descarga de buque).

Piloto 3: instalación de sistemas de control y monitorización en tiempo real del consumo energético.

Luka Koper no es el proveedor directo de la energía eléctrica en el Puerto de Koper, pero es al mismo tiempo gestor del puerto, inversor en infraestructuras portuarias y operador de la terminal, por lo que sus acciones tienen un impacto directo sobre el consumo energético (Sapiña *et al.*, 2013). Como cualquier puerto, el puerto de Koper es un punto importante del consumo de energía a través de las actividades de manipulación de cargas en terminales, transportes internos, sistemas de iluminación, etc.

Para saber cuáles son los focos de consumo más importantes y poder tomar medidas en tiempo real para satisfacer las demandas requeridas, el Puerto de Koper pretende instalar a medio plazo un sistema de control y monitorización en tiempo real

del consumo eléctrico, como el sistema tipo SCADA mencionado anteriormente en el proyecto EFICONT. Actualmente se encuentran en fase de análisis de las posibles soluciones.

Piloto 4: utilización de células de combustible de hidrógeno para alimentar los *reackstackers*

Aunque la Terminal Darsena Toscana de Livorno donde se pretende probar el cuarto piloto, tiene como equipo de patio los RTGs, también dispone de *reachstackers* para realizar labores de almacenamiento e incluso interconexión, por lo que se usan de manera tan intensiva que su consumo global en diésel supera al de los propios RTGs, de ahí la importancia de reducir el consumo de estos equipos con la aplicación del piloto (Sapiña *et al.*, 2013).

Tras analizar el mercado de los fabricantes de *reachstackers* se ha llegado a la conclusión de que la tecnología de las células de hidrógeno, que inicialmente se pretendía implementar, no está todavía madura y los fabricantes no tienen intención de aplicarla a este tipo de maquinaria ni a corto, ni medio plazo. Por ello, se está hablando con fabricantes como Kalmar (Cargotec) para buscar alternativas. Una de las posibilidades es el uso de motores dual-fuel similares a los pensados para las soluciones de los RTGs.

Otra alternativa viable puede ser la presentada por Konecranes recientemente, el primer reachstacker híbrido (diésel/eléctrico) con una capacidad de 45 t y un consumo según el fabricante un 30% menor que un equipo diésel de similares características (este equipo se encuentra en pruebas en el Puerto de Helsingborg; Container Management, 2013).

OTRAS EXPERIENCIAS EN EL ÁMBITO DE LA EFICIENCIA ENERGÉTICA EN EL ÁREA PORTUARIA: EL PROYECTO CLIMEPORT

CLIMEPORT, fue financiado por la Unión Europea bajo el programa MED, era un proyecto liderado y coordinado por la Autoridad Portuaria de Valencia que contó con la participación de las autoridades portuarias de Bahía de Algeciras, Marsella-Fos (Francia), Koper (Eslovenia), Pireo (Grecia) y Livorno (Italia).. La Fundación Valenciaport participó en CLIMEPORT como empresa subcontratada para coordinación administrativa y técnica en varios paquetes de trabajo del proyecto, incluido un paquete que englobaba el desarrollo de proyectos piloto y su validación tecnológica.

Durante 3 años, los participantes del programa CLIMEPORT desarrollaron un conjunto de acciones orientadas a reducir los niveles de emisión de “gases de efecto invernadero” (GEI), identificación de buenas prácticas y diseño de planes de acción basados en la innovación, *know-how* y transferencia de conocimientos adquiridos en el proyecto. Como resultados, se desarrolló una metodología para la evaluación de las actividades portuarias en términos de GEI, así como el cálculo de la Huella de Carbono y se identificaron treinta buenas prácticas diferentes, las cuales fueron validadas en los seis puertos participantes. Todas estas actuaciones estaban orientadas a reducir los niveles de emisiones derivados de la actividad portuaria, para lo cual se buscaba implementar procesos energéticamente más eficientes.

Las treinta buenas prácticas identificadas fueron (Torres, 2012):

1. Mejora en el consumo de iluminación exterior de carreteras, patios y muelles.
2. Reducción del consumo de fuel de la maquinaria.
3. Uso de la inercia térmica en instalaciones de frío industrial.
4. Mejoras en la calidad del consumo.

5. Mejoras en el consumo de los aires acondicionados mediante el cambio de la clasificación energética.
6. Mejoras en la gestión energética de las compañías concesionarias.
7. Reducción de emisiones en la flota de vehículos de la Autoridad Portuaria de Valencia.
8. Instalación de transformadores de acuerdo con el estándar HD 428.1 S1.
9. Optimización de los sistemas de iluminación interiores de los edificios.
10. Introducción de aislamiento en las tuberías de agua caliente sanitaria.
11. Instalaciones de energía eólica en instalaciones portuarias.
12. Instalaciones de energía fotovoltaica en edificios administrativos.
13. Instalaciones de energía térmica solar en edificios de la Policía Portuaria.
14. Establecimiento de un modelo de jardinería para la optimización de la captura y retención de CO_2 en un Sistema Verde.
15. Centro Portuario de Gestión de Residuos.
16. *Software* economizador para optimizar el consumo de fuel en las grúas móviles portuarias.
17. Uso de NH_3 para los sistemas de refrigeración en vez de CFCs.
18. Reducción de la velocidad de los buques entrando a puerto.
19. Uso de fuel limpio para mecanización portuaria.
20. Aplicación de tecnología *Active Front End* (AFE) en las grúas del puerto.
21. *Cold ironing* o *onshore power supply (OPS).*
22. Movilidad de los empleados con bicis y con una red de autobuses organizada.
23. Producción de energía mediante la producción de energía renovable portuaria.
24. I+D medioambiental portuaria.
25. Implicación de la comunidad portuaria.
26. Reducción de las emisiones producidas por los motores diésel de los equipos.
27. Mejora de la eficiencia energética de los edificios.
28. Limitación de la eliminación de residuos a vertedero.
29. Reciclado de residuos de hidrocarburos.
30. Monitorización de los consumos eléctricos.

Además, se diseñaron planes de acción comunes para los seis puertos participantes, así como planes específicos atendiendo a las características particulares de cada puerto. Estos planes de acción potenciaban la mejor gestión energética, la promoción de la investigación y el desarrollo de actuaciones de eficiencia energética, la mejora del control y monitorización del consumo energético en puertos, y el suministro eléctrico a buques en puerto (*cold ironing* o *onshore power supply*) e instalación de energías renovables.

Asimismo, gracias a CLIMEPORT se ejecutaron tres proyectos piloto. En concreto, Valenciaport y Bahía de Algeciras implementaron Sistemas de Gestión Energética en empresas portuarias basados en la norma ISO 50001 (ver apartado anterior de proyecto EFICONT); los puertos de Pireo y Koper incluyeron criterios de eficiencia energética en los pliegos de concesión y contratación de proveedores y suministradores; y los recintos de Livorno y Marsella desarrollaron un *software* de cálculo, control y seguimiento de la huella de carbono denominado Eco Abacus.

Los objetivos de esos tres pilotos eran:

1. Implementación de un Sistema de Eficiencia Energética en 4 instalaciones portuarias:

- Permitir a las empresas y a sus trabajadores implementar un Sistema de Gestión Energética para luchar contra el Cambio Climático de acuerdo con la provisión de estándares nacionales o europeos para sistematizar los procesos de ahorro de energía y reducción de GEI.

2. Definición de criterios de eficiencia energética para su inclusión en la redacción de pliegos de concesión y contratación de proveedores y suministradores:

- Asegurarse de minimizar el efecto de las actividades portuarias, mediante;
- Definición de los arrendatarios, contratistas y proveedores relacionados con la actividad portuaria;
- Designación de los requerimientos sobre Cambio Climático relacionados con ellos;
- Evaluación del costo de la eficacia de la aplicación; y
- Determinación del criterio para la selección de los arrendatarios, contratistas y proveedores.

3. Monitorización de las emisiones de GEI y herramienta de estimación para gestionar las zonas portuarias:

- Proporcionar una herramienta ágil, compacta y amigable para;
- Adquirir datos de consumo de energía de cualquier fuente de consumo relevante en el puerto;
- Elaborar automáticamente estos datos con el fin de obtener indicadores de rendimiento e índices para distintos niveles de detalle (por ejemplo, para el puerto en su conjunto, las actividades portuarias, servicios y procesos);
- Permitir un análisis histórico sobre los índices e indicadores de energía; y
- Permitir reconocer las acciones a llevar a cabo con el fin de mejorar los rendimientos energéticos y evaluar la eficiencia y efectividad de soluciones previas.

Fruto de la cooperación de los puertos más importantes del Mediterráneo en el marco del proyecto CLIMEPORT, se elaboró una metodología multi-nivel que permite evaluar el impacto de emisiones de GEI y buenas prácticas con el objetivo de facilitar a todos los puertos un manual de referencia que les permita contribuir en la lucha ante el cambio climático.

REFERENCIAS

CONTAINER MANAGEMENT, “Konecranes proudly presents its new hybrid reachstacker” [en línea]. *Container Management*, marzo 2013 [Accesado en: abril 2013]. Disponible en: http://container-mag.com/konecranes-proudly-presents-its-new-hybrid-reachstacker-4/

MONFORT, A.; MONTERDE, N.; SAPIÑA, R; MARTÍN, A.M.; CALDUCH, D.; VIEIRA, P. *Manual de capacidad portuaria: aplicación a terminales de contenedores*. Valencia: Fundación Valenciaport, 2011.

MONFORT, A.; MONTERDE, N.; SAPIÑA, R.; MARTÍN, A.M.; CALDUCH, D.; VIEIRA, P. *Innovaciones tecnológicas y de gestión en terminales portuarias de contenedores*. Valencia: Fundación Valenciaport, 2012.

TROZZI, C. y VACCARO, R. Environmental Impact of Port Activities, en Brebbia, C.A. y Olivella, J. (eds.), Maritime Engineering and Ports II, WIT Press, Southampton, pp.151-161.

KAPLAN R.S.; NORTON, D.P. “The Balanced Scorecard – measures that drive performance”. *Harvard Business Review*, 1992, núm. 70, vol. 1, p. 71-79.

KAPLAN R.S.; NORTON, D.P. *Mapas Estratégicos*. Barcelona: Gestión 2000, 2004.

SAPIÑA, R.; GIMÉNEZ, J.A.; PÉREZ, E.; *et al*. Report on Port Container Terminals Energy Profile. Milestone 2. GREENCRANES. Valencia, 2013.

TORRES, F. “Mediterranean Ports’ Contribution To Climate Change Mitigation”. En: CLIMEPORT Final Conference, Valencia, marzo 2012.

VIEIRA, P; SAPIÑA, R.; GIMÉNEZ, J.A.; JIMÉNEZ, M.C. *Guía de EFICONT*. Valencia: Fundación Valenciaport, 2011.

INNOVACIONES TECNOLÓGICAS Y DE GESTIÓN EN TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES: UNA CLASIFICACIÓN

A. Monfort, N. Monterde, A.M. Martín-Soberón, D. Calduch, R. Sapiña, P. Vieira

Fundación Valenciaport. Sede APV, Fase III, Avda. del Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia. info@fundacion.valenciaport.com

INTRODUCCIÓN

Atendiendo al concepto de innovación en su sentido más generalizado, innovación es la acción de mejorar algo o de hacer algo novedoso. Diversos organismos (AENOR, 2007; OCDE, 2005; COM, 2003), han intentado concretar una definición, en la que casi todos coinciden en que el concepto de innovación incluye desde la concepción de nuevas ideas hasta la introducción en el mercado de un nuevo producto, proceso o servicio, dependiendo del objeto sobre el cual se aplique.

Para una terminal portuaria de contenedores (TPC) la innovación es parte de su Plan de Acción, resultado de un proceso de Planificación Estratégica, en el que se apuesta por la modernización como una de las vías para lograr la excelencia en las operaciones y el crecimiento de la actividad.

En unos casos se trata de mejoras internas que puede impulsar individualmente el gestor de la terminal y en otros es imprescindible la participación de los distintos *stakeholders* del Clúster Portuario que participan en la cadena logística.

Las innovaciones en general pueden clasificarse atendiendo a criterios como su aplicación, grado de originalidad y satisfacción de la necesidad del cliente o nivel de independencia de otras innovaciones. A estos criterios, para el caso de las terminales portuarias de contenedores se añaden los criterios de subsistema al que afectan y necesidad estratégica a la que responden: mejora del rendimeinto operacional, incremento de la seguridad y la protección, y contribución a la sostenibilidad ambiental.

La presente ponencia presenta algunos resultados del proyecto "**M**etodologías de **A**utomatización y **S**imulación para la evaluación y mejora de la capacidad, rendimiento y nivel de servicio de terminales **PORT**uarias de contenedores" (MASPORT –con financiación del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011), completados con trabajo de investigación desarrollado en 2012 gracias al apoyo de la Autoridad Portuaria de Valencia (Monfort *et al*., 2012).

TIPOLOGÍAS DE INNOVACIÓN EN TPCS

Según la clasificación que se presenta, cada innovación en la TPC tiene una triple dimensión, (1) atendiendo a la parte de la terminal a la que afecta, un subsistema o la totalidad, de acuerdo al análisis de la terminal cómo sistema (Monfort *et al*., 2011); (2) según la clasificación propuesta por AENOR (2007), que distingue entre innovaciones tecnológicas y de gestión; y (3) de acuerdo con las necesidades estratégicas, de Planificación y Gestión Estratégica de una TPC, tal y como recoge la Figura 1.

Debido a que la mayor parte de las innovaciones para TPCs afectan simultáneamente a la consecución de más de una necesidad estratégica, no resulta sencillo clasificarlas dentro del tercer criterio. Por ello, en caso de que una innovación contribuya a varias necesidades estratégicas, se ha optado por que esta quede clasificada dentro de aquella para la que fue inicialmente concebida. En ocasiones, si bien con menor frecuencia, esta dificultad se presenta también cuando se trata de clasificar las innovaciones de acuerdo con la primera de las dimensiones, es decir, dependiendo del subsistema de la terminal al que afectan. Cuando una innovación pueda afectar a la vez a más de un subsistema, esta se cataloga dentro del subsistema considerado como objeto principal de la mejora.

La triple dimensión definida para Terminales Portuarias de Contenedores se completa con una cuarta perspectiva que permite diferenciar entre innovaciones incrementales y

radicales. Desde la aparición del contenedor, el sector del transporte marítimo y la manipulación portuaria ha ido aprovechando elementos de otros ámbitos de actividad y los ha particularizado paulatinamente mediante innovaciones incrementales para satisfacer las necesidades propias de este sector, siendo una innovación radical su uso en TPCs.

Es necesario matizar que el concepto de innovación está intrínsecamente ligado a un determinado contexto temporal y espacial. Por un lado, la fugacidad del atributo novedoso que caracteriza a las innovaciones hace que su catalogación bajo este término sea perecedera. Por el otro, y en línea con el anterior, el hecho de circunscribir la innovación a un ámbito espacial permite considerar como innovación la particularización de productos o procesos cuando estos se aplican al ámbito concreto de un sector o una empresa, no respecto al mercado global.

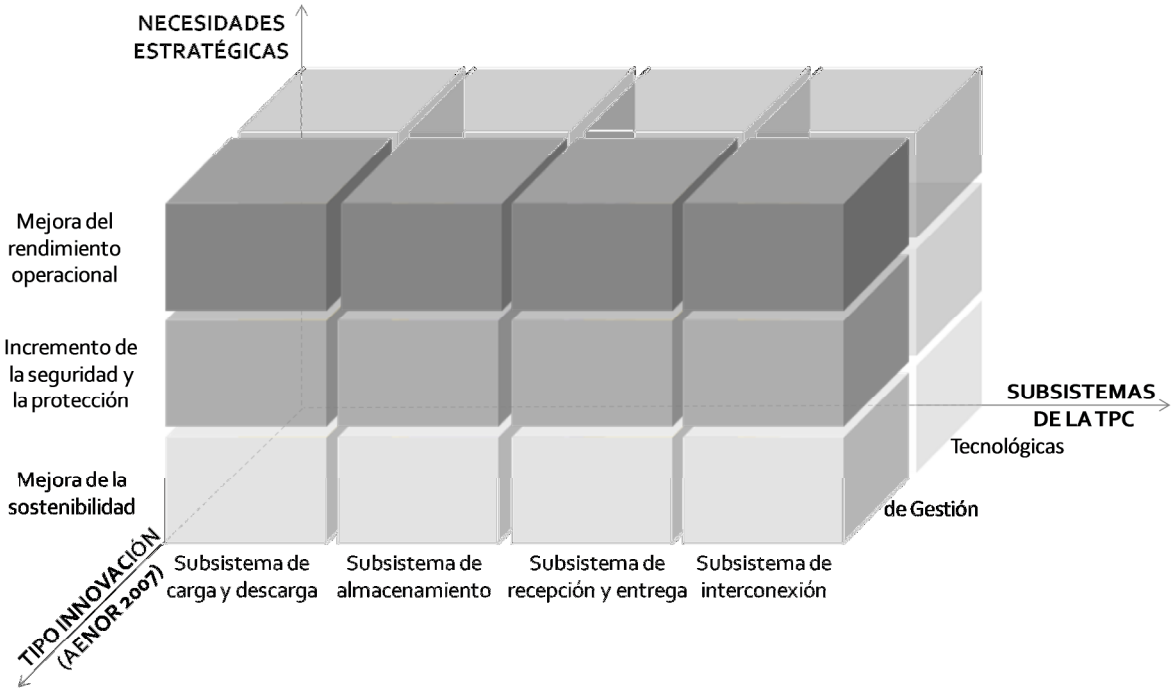


Figura 1. Triple dimensión de las innovaciones en la TPC (Monfort et al., 2012)

REFERENCIAS

AENOR. Gestión de la I+D+i. Madrid: AENOR ediciones, 2007.

COMISIÓN EUROPEA. Comunicación de la Comisión, de 11 de marzo de 2003, Política de la innovación: actualizar el enfoque de la Unión en el contexto de la estrategia de Lisboa (COM (2003) 112 final). No publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea [en línea]. [Consulta: mayo 2012]. Disponible en: http://europa.eu/legislation_summaries/ research_innovation/research_in_support_of_ other_policies/n26021_es.htm

MONFORT, A.; MONTERDE, N.; SAPIÑA, R; MARTÍN, A.M.; CALDUCH, D.; VIEIRA, P. La terminal portuaria de contenedores como sistema nodal en la cadena logística. Valencia: Fundación Valenciaport, 2011.

MONFORT, A.; MONTERDE, N.; SAPIÑA, R.; MARTÍN, A.M.; CALDUCH, D.; VIEIRA, P. Innovaciones tecnológicas y de gestión en terminales portuarias de contenedores. Valencia: Fundación Valenciaport, 2012.

ORGANIZACIÓN PARA LA COOPERACIÓN Y EL DESARROLLO ECONÓMICO (OCDE); EUROSTAT. Manual de Oslo. 3ª ed. Madrid: Grupo Tragsa, 2005.

HERRAMIENTAS DE SIMULACIÓN EN TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES

I. Yarza, R. Sapiña, A.M. Martín-Soberón, A. Monfort, N. Monterde, D. Calduch

Fundación Valenciaport. Sede APV, Fase III, Avda. del Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia. info@fundacion.valenciaport.com

INTRODUCCIÓN

Las terminales portuarias de contenedores (TPCs) son sistemas complejos afectados por una gran cantidad de variables independientes. Por ello los planificadores y gestores de estas instalaciones requieren herramientas que les ayuden a entender y evaluar la incidencia que tendrán la puesta en marcha de futuros proyectos o iniciativas sobre el desarrollo de la actividad. De este modo, la simulación resulta ser una herramienta de ayuda a la toma de decisiones en el ámbito de la planificación y gestión de las TPCs, siguiendo la definición más formal: "*la simulación es el proceso de diseñar un modelo de un sistema real y llevar a término experiencias con él, con la finalidad de comprender el comportamiento del sistema o evaluar nuevas estrategias –dentro de los límites impuestos por un cierto criterio o un conjunto de ellos– para el funcionamiento del sistema"* (Shannon y Johannes, 1976).

Ante un problema a resolver, la simulación permite imitar la situación real y plantear diversos escenarios, imponiéndoles unos condicionantes y reglas, para evaluar varias alternativas y elegir la solución más conveniente.

Generalmente la estructura de un proceso de toma de decisión sigue los siguientes pasos (Koenes, 1995; Viscencio, 2002; Anderson, Sweneey y Williams, 2004):

1. Definición del problema y de los factores que influyen en él.
2. Definición y ponderación de los criterios de decisión.
3. Planteamiento de soluciones.
4. Evaluación de las alternativas.
5. Selección de la mejor alternativa.
6. Aplicación de la solución seleccionada.
7. Evaluación de los resultados.

La simulación se integra dentro de esta estructura en el punto 4, a la hora de plantear y evaluar las posibles propuestas de solución, facilitando el estudio de conveniencia de su implementación en base a los criterios de decisión previamente definidos, convirtiéndose en una herramienta que proporciona información al experto y aumenta su nivel de conocimiento sobre las alternativas planteadas, contribuyendo de esa forma al acierto en la toma de decisiones (Monfort *et al*., 2012).

DESARROLLO DE UNA HERRAMIENTA DE SIMULACIÓN COMO APOYO A LA PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN DE TPCS: EL PROYECTO MASPORT

Con financiación del Plan Nacional de I+D+i 2008-2011 se conformó un consorcio para desarrollar el proyecto MASPORT–**M**etodologías de **A**utomatización y **S**imulación para la evaluación y mejora de la capacidad, rendimiento y nivel de servicio de terminales **PORT**uarias de contenedores. Uno de los cinco objetivos de dicho proyecto era el desarrollo y aplicación de una herramienta de simulación para TPCs que facilite la detección y resolución de los cuellos de botella relacionados con la explotación de las TPCs y el ensayo de innovaciones tecnológicas y otras alternativas de planificación y explotación, a corto y medio plazo.

Este proyecto dio como resultado un editor morfológico y de experimentos que permite implementar una TPCs con el *software* Flexsim para la evaluación de alternativas en función de diferentes niveles de abstracción.

APLICACIÓN DE CASOS PRÁCTICOS A LA SIMULACIÓN DE TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES

Flexsim es una herramienta de simulación en 3D que permite la simulación de eventos discretos basada en la programación orientada a objetos. Esto significa que mediante esta herramienta se pueden ajustar la llegada de eventos –buques, camiones o trenes– a una curva de distribución previamente estudiada.

La herramienta permite crear y configurar nuevos objetos que se corresponden con los diferentes equipos empleados en las TPCs (como contenedores, grúas de muelle, cabezas tractoras con remolques, etc.) y definir las relaciones entre ellos.

Como siguiente paso a lo desarrollado en el proyecto MASPORT, se ha modelado una terminal de pruebas que permite fijar fácilmente un escenario determinado para un primer acercamiento al análisis de cuellos de botella o de implementación de mejoras, controlando el proceso de implementación de las decisiones y analizando las consecuencias de las mismas.

Esta terminal de pruebas atiende a un nivel 4 de abstracción de modo que se consideran la distribución en planta y características de los bloques de la terminal, las pilas de contenedores y las calles del patio. Con este nivel pueden estudiarse entre otras cuestiones problemas del tráfico interno de patio de almacenamiento.

La terminal de prueba y los modelos desarrollados en el proyecto MASPORT permiten, por ejemplo, analizar casos reales de cuellos de botella o implantación de mejoras en las terminales TCV Stevedoring Company y MSC Terminal Valencia del Puerto de Valencia.

REFERENCIAS

MONFORT, A.; MONTERDE, N.; SAPIÑA, R.; MARTÍN, A.M.; CALDUCH, D.; VIEIRA, P. *Innovaciones tecnológicas y de gestión en terminales portuarias de contenedores*. Valencia: Fundación Valenciaport, 2012.

SAPIÑA, R.; MARTÍN, A.M. “Teoría de la simulación en TMCs”. Material didáctico del programa Gestión del conocimiento de HPH, División América Latina, 2012.

SHANNON, R; JOHANNES, J.D. “Systems simulation: the art and science”. En: *Proceedings of IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics,* 1976, vol. 6, num.10, p. 723-724.

KOENES, A. (ed.) Toma de decisiones eficaces. Madrid: Diaz de Santos, 1995.

ANDERSON, D.R.; SWENEEY, D.J.; WILLIAMS, T.A. *Métodos cuantitativos para los negocios.* 9ª ed. Madrid: Thomson Paraninfo S.A., 2004.

Tema: Planificación y Gestión de Puertos

IMPLANTACIÓN Y DESARROLLO DE UN SISTEMA DE GESTIÓN AMBIENTAL EN EL PUERTO DE TARRAGONA

P. Fernández Valdor[1], C. Miret Casals [2], M. Aragón Guiol [3], C. Segura Ballesté[2], A. González Freixas [2], A. Peco Plaza[2]

1. IHCantabria. Universidad de Cantabria. C/ Isabel Torres nº 15 Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. 39011 Santander. *fernandezvp@unican.es*

2. Autoridad Portuaria de Tarragona, Passeig de l'escullera s/n, 43004, Tarragona. *mediambient@porttarragona.cat*

3. Departamento de Química Analíticay Química orgánica. Universitat Rovira i Virgili. Marcel·lí Domingo s/n, Sescelades Campus, 43007 Tarragona. *mireia.aragon@estudiants.urv.cat*

INTRODUCCIÓN

La Autoridad Portuaria de Tarragona (APT), en el marco de su Plan Estratégico Medioambiental 2008-2012, se ha comprometido activamente a preservar el medio ambiente a través de actuaciones dirigidas a la minimización de los impactos que su actividad ejerce sobre el entorno natural. La implantación de un Sistema de Gestión Ambiental (SGA) y la consecuente obtención de la certificación ISO 14001, ha facilitado la planificación de nuevos objetivos ambientales así como la implicación del conjunto de la Comunidad Portuaria, siendo éstos los pilares fundamentales de dicha estrategia.

A lo largo de 2011, se han llevado a cabo las fases de desarrollo e implantación del SGA, obteniéndose la certificación durante el año 2012, tras haber sido completados los procesos de verificación interna y posterior auditoría externa por parte del organismo certificador (Figura 1). A través del cumplimiento de la normativa ISO 14001 y de la aplicación del SGA a las diversas actividades y servicios de la APT, actualmente se realiza un control y seguimiento ambiental completo, con el objetivo de obtener resultados cuantificables que permitan valorar la existencia de una mejora continuada en los diferentes campos de aplicación durante los próximos años.

El programa de mejora continua de gestión ambiental en el puerto de Tarragona se ha estructurado en base a los siguientes vectores ambientales: i) seguimiento ambiental a empresas ii) gestión de residuos, ii) gestión de recursos naturales, iii) calidad del suelo y aguas subterráneas, iv) calidad de las aguas y, v) calidad del aire.

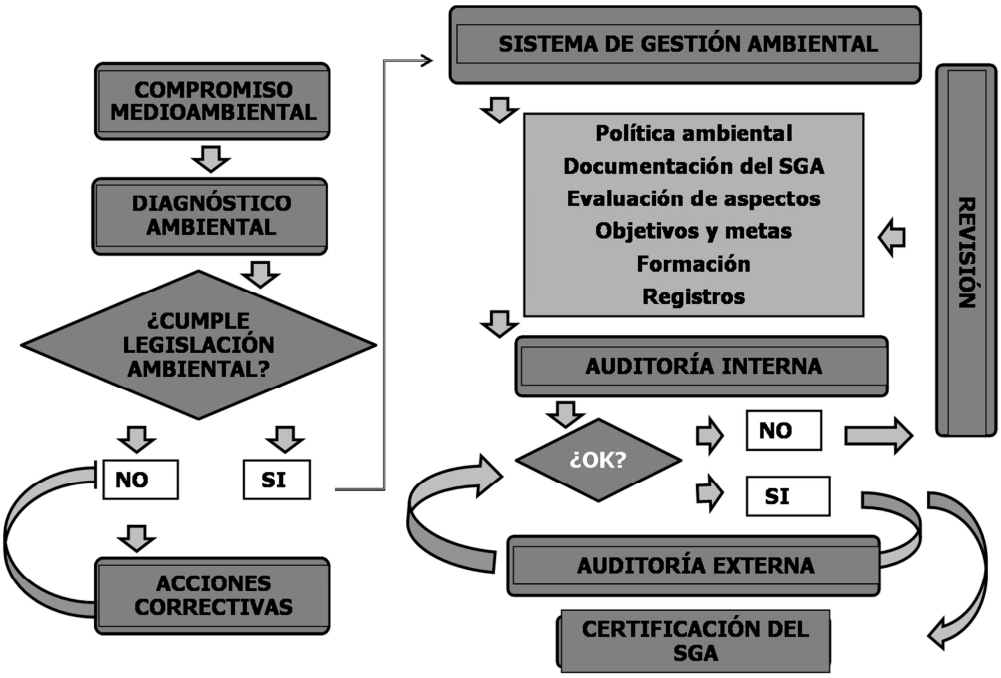


Figura 1. Ciclo de implantación del Sistema de Gestión Ambiental en el Puerto de Tarragona.

En el presente trabajo se exponen los logros alcanzados por la APT para cada uno de los vectores ambientales mencionados. Dichos logros, conllevan un claro beneficio medioambiental que se fundamenta en la optimización de recursos, la disminución de la contaminación y la mejora en la gestión de residuos de una zona altamente industrializada, como es el puerto de Tarragona y su entorno.

SISTEMA DE GESTIÓN AMBIENTAL DE LA APT

El SGA de la APT sigue la norma de referencia internacional ISO 14001.Se basa en una política ambiental a través de la cual se establecen líneas de actuación prioritarias en el ámbito de aplicación.

Los objetivos generales en los que se fundamenta el sistema de gestión ambiental de la APT son: i) minimizar los impactos ambientales derivados de la actividad portuaria, ii) colaborar con las empresas del puerto y otras administraciones en la prevención de la contaminación, iii) fomentar la minimización, la reutilización y el reciclaje de los residuos, iv) optimizar el consumo de recursos naturales y adoptar medidas de eficiencia energética y, v) aumentar la formación y la concienciación ambiental del personal propio, de la comunidad portuaria y del entorno.

El SGA se estructura en tres grandes bloques. En el primero de ellos se definen los elementos que integran el SGA y las responsabilidades de las gestiones asociadas. El segundo establece procedimientos que definen las actuaciones que realiza la APT para cada vector ambiental, y atados a los procedimientos, el tercer bloque lo constituyen los inventarios y registros que evidencian el cumplimiento de las acciones acordadas, los planes que establecen periodicidades para diferentes controles y acciones, los programas donde se definen metas y

objetivos, y las evaluaciones que ayudan a llevar un control sobre la legislación aplicable así como a valorar la mejora continua.

VECTORES AMBIENTALES

A continuación, se exponen los logros alcanzados por la APT para cada uno de los vectores ambientales.

Seguimiento ambiental de empresas

Con el objetivo de establecer prioridades de control, se ha realizado un diagnóstico inicial de afectación ambiental de todas las organizaciones de la zona portuaria, solicitando la documentación aplicable (licencias, autorizaciones, certificados, justificantes de acciones, etc.) y comprobando su vigencia. Con todo ello, se ha elaborado un programa con el fin de inspeccionar, de manera prioritaria las empresas con más impacto. Este programa se renueva anualmente con el fin de alcanzar a todas las empresas que se encuentran en la zona de servicio portuario.

Por otra parte, la APT realiza diariamente rondas de vigilancia ambiental, en las que participa el personal de medio ambiente, la policía portuaria y los guardamuelles, y aunque el objetivo principal de éstas es controlar las buenas prácticas ambientales en las zonas portuarias comunes y las zonas de operativa, también se controla indirectamente a las empresas, ya que son ellas las que desarrollan parte de su actividad en estas zonas: carga y descarga, almacenaje de material, transporte, etc.

Por otro lado, se han definido requisitos ambientales, los cuales se han incorporado en los títulos concesionales y autorizaciones que la APT concede a las empresas que desarrollan su actividad en la zona de servicio portuario. Además, se ha iniciado un proceso de firma de convenios con las empresas, en base a la Guía de Buenas Prácticas Ambientales publicada por Puertos del Estado, a través de los cuales, las empresas firmantes, se comprometen a realizar inversiones de carácter ambiental en sus instalaciones en el plazo de un año. Por último se está trabajando en la elaboración de una Guía de Buenas Prácticas Ambientales Específica para Graneles Sólidos con la que se pretende conseguir una menor afección de las operaciones portuarias en el medio, estableciendo restricciones de operativa según la meteorología, condiciones de almacenamiento (intemperie o i interior) etc.

Gestión de residuos

En el puerto de Tarragona se generan diversos tipos de residuos derivados de su tráfico y actividades portuarias. La APT gestiona y controla los residuos que se producen en la zona de servicio portuaria, ya sean directos, es decir, generados por su actividad, como indirectos.

Con el fin de reducir la cantidad de residuos que se almacenaban de manera no controlada en el área portuaria, en el año 2009, se instaló un Punto Verde a disposición de todos los usuarios del Puerto. En él se recogen residuos asimilables a urbanos y peligrosos siempre y cuando se encuentren en pequeñas cantidades ya que, para cantidades mayores, las empresas están obligadas a entregarlos a sus gestores autorizados correspondientes. Además, en 19 puntos del recinto portuario, se dispone de islas de contenedores para realizar recogida selectiva. En cuanto a los residuos MARPOL y residuos de construcción y demolición (RCD), se realiza un seguimiento a las empresas gestoras con el objetivo de comprobar que su gestión es correcta.

En este sentido, a partir de la implantación del SGA, se ha observado una mejora significativa en la segregación de los distintos residuos, disminuyendo los residuos sólidos urbanos no clasificados (Figura 2), y aumentado la recogida selectiva de papel, vidrio y plástico (Figura 3).

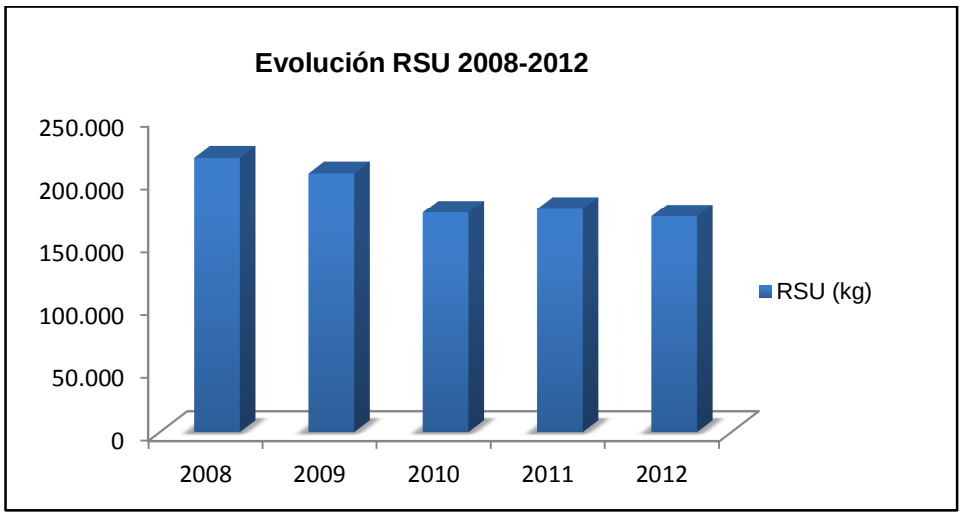


Figura 2. Evolución de la recogida de residuos sólidos urbanos en el puerto de Tarragona en el periodo 2008 -2012.

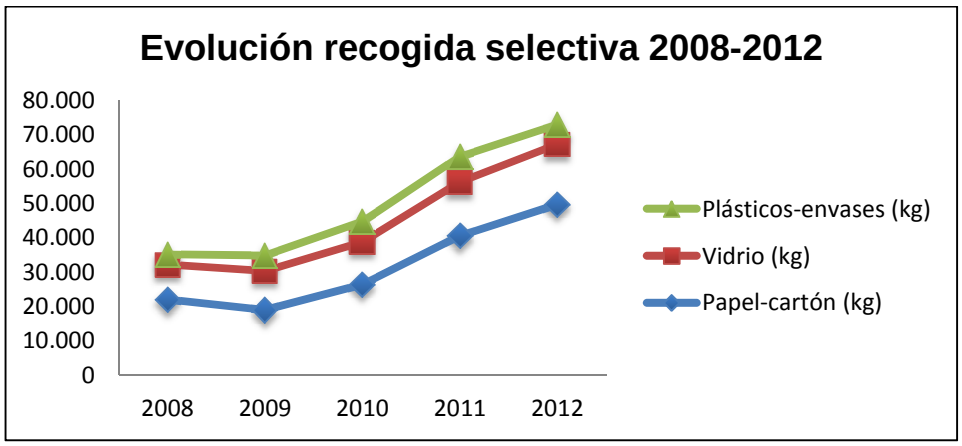


Figura 3. Evolución de la recogida selectiva de residuos en el puerto de Tarragona en el periodo 2008-2012.

Gestión de recursos naturales

Como primer paso en la implantación de su Sistema de Gestión Ambiental, la APT ha planificado a lo largo de 2011 un adecuado control y seguimiento del consumo de recursos así como diversos objetivos dirigidos al ahorro y reducción del consumo de agua, electricidad y combustibles, y a la mejora de la eficiencia energética de las instalaciones del puerto.

En cuanto a la energía eléctrica, se han sustituido las luminarias de diferentes zonas del puerto para incorporar otras más eficientes y no contaminantes, instalando un sistema de control remoto en las torres de los viales con contadores individuales para limitar la iluminación a

aquellas zonas que se encuentran operativas. Más recientemente se ha sometido el edificio de la APT a una auditoria de eficiencia energética que se encuentra en desarrollo durante el presente año 2013.Como consecuencia de dichas medidas, además de todas aquellas que se han realizado a nivel de oficina (cerrado automático de los ordenadores y luces, etc.) se ha producido una disminución del consumo eléctrico (Figura 4).

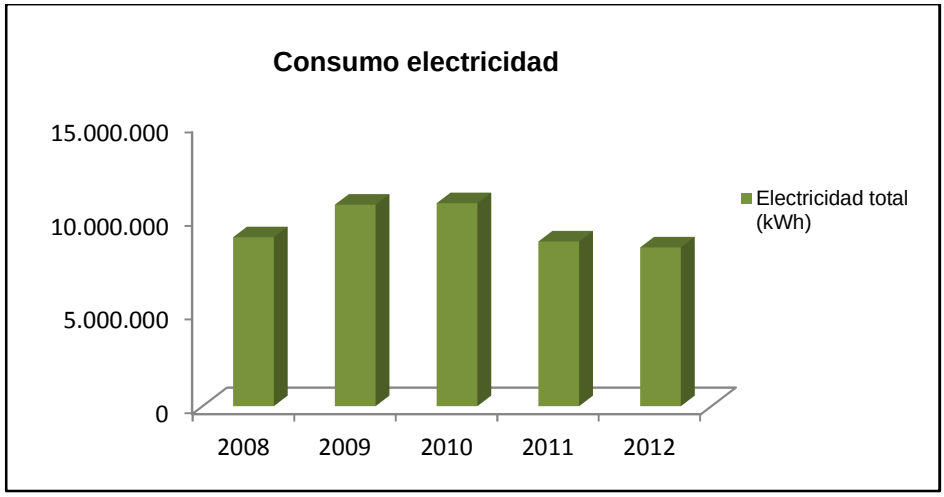


Figura 4. Reducción del consumo eléctrico en el puerto de Tarragona en el periodo 2008-2012.

En referencia al consumo de agua, cabe destacar que se han instalado contadores individuales en los puntos más conflictivos de la red (aquellos susceptibles de presentar fugas), y se ha realizado un estudio de jardinería para sustituir las especies vegetales con elevada demanda hídrica por especies autóctonas. Actualmente se está realizando un estudio del modelado de la red para detectar posibles fugas, y se está ejecutando un proyecto de reutilización de aguas subterráneas limpias que desembocan en el puerto, para su uso como riego de los acopios de graneles sólidos, con el objetivo de reducir la concentración de partículas resuspendidas a la atmósfera.

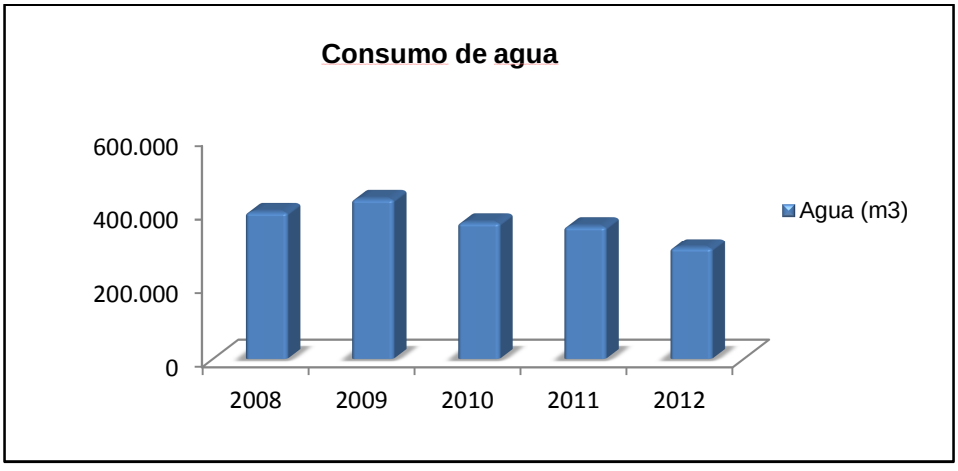


Figura 5. Reducción del consumo de agua en el puerto de Tarragona en el periodo 2008-2012.

Por otro lado, se ha renovado la flota de vehículos del Parque Móvil de la APT, con el fin de reducir el consumo de combustibles fósiles, incorporando vehículos más eficientes y dos nuevos coches eléctricos.

Además, se ha establecido un control del consumo de papel de oficina, realizando un estudio del número de fotocopias e impresiones realizadas, así como tareas de concienciación del personal para priorizar el uso de archivos electrónicos y fomentar el ahorro de papel en las impresiones. Actualmente se está realizando un estudio de mercado de los diferentes tipos de papel reciclado y libre de cloro.

Control de la calidad del suelo y las aguas subterráneas

Las actividades realizadas en el Dominio Público Portuario son susceptibles de provocar la alteración de la calidad de los suelos. Las malas praxis en las manipulaciones de productos especialmente líquidos, la permanencia de restos de mercancías en el suelo, los indecentes o accidentes graves como pudiera ser un vertido de productos, una fisura en tanques o cubetos de contención, pueden originar la absorción del producto y su posterior lixiviado a las aguas del subsuelo. Por todo ello, se ha realizado un estudio de los niveles de contaminación del subsuelo mediante el análisis de las aguas subterráneas en diferentes puntos a través la red de piezómetros instalados en el Dominio Público Portuario, dedicando especial atención a la presencia de hidrocarburos y metales pesados. Para ello, se dispone de una red de 19 piezómetros en la que se toman muestras trienales.

Control de la calidad de las aguas

La APT desarrolla diversas e importantes actuaciones dirigidas a la protección de las aguas del entorno portuario, tratando de gestionar las posibles fuentes de contaminación mediante herramientas adecuadas y adaptadas a las peculiaridades del puerto. En este sentido, colabora desde hace varios años con el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IH Cantabria) en un destacado proyecto para la validación y aplicación de la metodología establecida en la Recomendación para Obras Marítimas de Puertos del Estado - ROM 5.1”Calidad de aguas litorales en áreas portuarias”. Dicha colaboración se ha materializado a través de la firma de convenios consecutivos durante el periodo 2007-2012. Este proyecto ha representado la primera aplicación de un programa de gestión ambiental que aporta importantes mejoras respecto al control de la calidad de las aguas, permitiendo ordenar y clasificar el medio acuático portuario, evaluar en términos predictivos la incidencia de las emisiones contaminantes sobre la calidad de las aguas portuarias, abordar la valoración del estado y la evolución de la calidad de las masas de agua y establecer mecanismos para dar respuesta a las posibles reducciones de la calidad de las mismas.

En términos generales, cabe destacar que, la aplicación de la ROM 5.1 al Puerto de Tarragona ha permitido confirmar que las aproximaciones metodológicas y conceptuales desarrolladas en la ROM 5.1 hacen de ella una herramienta única, estandarizada y coherente para la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios.

Con respecto a cada uno de los estudios abordados, cabe mencionar que:

- Los resultados obtenidos han puesto en evidencia que la ordenación del medio acuático efectuado en el Puerto de Tarragona reconoce unidades de gestión

homogéneas, permitiendo gestionarlas mediante la estimación de los riesgos asociados a las mismas y la valoración de su estado o potencial ecológico.

- Del análisis del riesgo ambiental de las emisiones contaminantes identificadas destaca el hecho que la mayoría de las emisiones difusas, asociadas a las actividades portuarias, presentaron un riesgo bajo y, por tanto, no fue necesaria la aplicación inmediata de medidas preventivas y correctoras. Sin embargo, se consideró que podrían implementarse técnicas de mejora en la carga/descarga de mercancías, sobre todo en lo que respecta a los graneles sólidos.
- La valoración del riesgo en las emisiones puntuales, todas ellas ajenas a la actividad portuaria, ha permitido priorizar la aplicación de medidas preventivas o correctoras encaminadas a disminuir el riesgo de aquellas para las que se obtuvo un riesgo más elevado.
- El entorno portuario de Tarragona se caracteriza por una marcada homogeneidad de las características físico-químicas de las unidades de gestión y así ha quedado reflejado en su valoración y en el análisis directo de las series de datos analizados del medio pelágico y bentónico.
- El análisis de la información contenida en los registros de episodios contaminantes realizados por la Autoridad Portuaria ha permitido mejorar la gestión y actuación frente a los mismos.

Finalmente, es importante resaltar que la estimación del riesgo ha permitido predecir que el impacto de la actividad portuaria sobre la calidad de las aguas es limitado y localizado en zonas concretas del espacio portuario. Hecho que ha sido corroborado por los resultados de la vigilancia ambiental obteniéndose una buena calidad de las unidades de gestión, previamente delimitadas y tipificadas en la ordenación del medio acuático.

En la actualidad, la APT sigue llevando a cabo un plan de vigilancia y control sistemático de sus unidades de gestión y, debido a las obras efectuadas y a el estudio exhaustivo de los vertidos realizados a través de la red de drenaje, se está realizando una nueva estimación del riesgo de las emisiones contaminantes en un proceso de mejora continuada.

La aplicación de la ROM 5.1 ha generado un gran volumen y diversidad de información ambiental. Por este motivo, la APT junto con IH Cantabria está implementando un Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria, el cual permite la introducción de datos, la gestión de consultas y la generación de gráficos y mapas dinámicos. Este sistema es una herramienta de apoyo para la toma de decisiones que permite optimizar la capacidad de evaluación y la gestión ambiental de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios.

Además la APT, como puerto participante en el proceso de calibración y validación de la ROM 5.1, ha colaborado, de forma activa, en la Comisión de Trabajo de Puertos del Estado para la actualización de la ROM 5.1 “Calidad de Aguas Litorales en Áreas Portuarias” que será publicada durante 2013. También es miembro del Grupo de Trabajo sobre la Gestión Acuática Portuaria, enmarcado en la Plataforma Tecnológica PROTECMA, cuyo objetivo es el desarrollo de procedimientos metodológicos y herramientas específicas que potencien la proyección internacional de las empresas, OPIs y centros tecnológicos en los foros de debate y decisión asociados a la gestión de sistemas acuáticos portuarios.

A su vez, la APT mantiene un compromiso de colaboración con la Agencia Catalana del Agua (ACA) en materia de vigilancia sistemática de la calidad de las aguas portuarias, con el fin de dar respuesta a los requerimientos de la Directiva Marco del Agua. Con base en ello, ambos

organismos intercambian anualmente la información sobre la calidad del agua obtenida en las campañas de vigilancia realizadas así como sobre las correspondientes valoraciones.

Control de calidad del aire

Las emisiones a la atmósfera generadas como consecuencia de las diferentes actividades portuarias son adecuadamente controladas y reguladas, con el fin de mantener una óptima calidad del aire y minimizar, en la medida de lo posible, la contaminación atmosférica en el entorno del puerto.

Sobre esta base, la APT firmó en 2009 un convenio de colaboración con la Universidad Rovira y Virgili (URV), con objeto de preservar y mejorar el medio ambiente portuario y dar cumplimiento a la normativa sobre calidad del aire. El primer paso de dicha colaboración se concretó con la realización de un estudio de caracterización atmosférica en el puerto, cuyo objetivo es realizar una evaluación la calidad de la atmósfera del recinto portuario durante un periodo de cuatro años (2010-2013). Así, se han tomado medidas de emisiones mediante las dos cabinas de control instaladas dentro del puerto y equipamientos complementarios aportados por el grupo de investigación. Esta información ha permitido analizar la evolución de la calidad de la atmósfera del puerto, así como estudiar la relación entre los diferentes episodios de contaminación puntual que puedan haberse dado en la zona y la calidad del aire. Como resultado, a lo largo de los últimos años, la APT ha adoptado importantes medidas dirigidas al control y a la minimización de la contaminación atmosférica debida a la emisión de partículas. Cabe destacar las siguientes:

- Establecimiento de guías de buenas prácticas y códigos ambientales de implantación voluntaria por parte de los operadores portuarios.
- Control y seguimiento a operadores del puerto, en relación con autorizaciones y notificaciones reglamentarias en materia de emisiones a la atmósfera.
- Supervisión directa de la operativa en los muelles por técnicos de la Autoridad Portuaria.
- Sistemas de medida de parámetros de calidad del aire y estudios de caracterización atmosférica del puerto.
- Reordenación de actividades en el Puerto de Tarragona para alejar los focos de emisión de zonas sensibles.
- Instalación de riego automático por aspersión de las parvas de carbón en el muelle Cataluña.
- Descarga desde buque con grúas pórtico y dotadas de tolva ecológica.
- Aumento de la frecuencia de limpieza de los viales para reducir la cantidad de polvo y partículas en suspensión.
- Colaboración entre la APT y el Centro Tecnológico de la Química de Cataluña en un proyecto de participación ciudadana consistente en un sistema de informadores voluntarios para el control de olores en Tarragona.
- Sistemas de alerta e información ligados a la velocidad del viento.
- Sistema de lava-ruedas en vehículos.

INCIDENCIAS AMBIENTALES

Recogiendo el espíritu de la Directiva 2004/35/CE, norma mediante la cual se estableció el marco de responsabilidad ambiental, la APT se ha marcado como objetivo prioritario la prevención y reparación de los daños ambientales que produzcan efectos adversos significativos en el medio. Por ello, ha desarrollado protocolos de actuación frente a posibles incidencias ambientales en función del medio al que afectan.

En caso de vertidos con destino al agua, se procede a activar el PICCMA (Plan Interior de Contingencias por Contaminación Marina Accidental). Dicho plan hace referencia únicamente a sucesos en los que se viertan hidrocarburos. Sin embargo, cuando se ve implicado otro tipo de producto en el incidente, se aplican distintos protocolos, como son los Planes de actuación específicos descritos en la ROM 5.1"Calidad de aguas litorales en áreas portuarias", al mismo tiempo que se activa el PEI (Plan de Emergencia Interior).

Actualmente, la APT está llevando a cabo la coordinación de la adaptación del PICCMA al nuevo Real Decreto 1695/2012 por el que se aprueba el Sistema Nacional de Respuesta ante la contaminación marina (RD 1695/20129). Para ello, se están realizando estudios de cada Terminal Marítima e Instalación que pueda verse afectada por lo requerido en el RD 1695/2012.

En el caso de incidentes que afectan a la atmosfera (fugas de tanques, episodios de polvo por fuertes vientos, etc.) se activa el PEI, o en caso de no ser necesaria dicha activación pero si medidas correctoras, se realizan acciones como puede ser el riego de zonas de acopio de graneles para reducir el polvo en suspensión, etc.

Además, la APT, forma parte del Plan de Emergencia Exterior del Sector Químico de Tarragona (PLASEQTA), que dispone de protocolos de seguridad y actuación ante emergencias graves.

El PEI también dispone de un protocolo específico para las afectaciones al suelo y a aguas subterráneas. Éstas pueden ser debidas a derrames de camiones, fugas en depósitos, accidente, etc. En estos casos, se realiza el cercado de la zona de vertido y recogida del producto siempre que sea superficial y, si el vertido llega a capas más profundas se realiza la colocación de piezómetros para valorar la zona contaminada y realizar estudios de descontaminación posteriores (extracción de la sustancia).

Por otro lado, las características climatológicas y operativas del Puerto de Tarragona hacen de él un lugar idóneo para la aparición de plagas. Por ello, se dispone de un plan de actuaciones continuas que previenen su aparición. No obstante, hay condiciones meteorológicas y zonas portuarias que favorecen la proliferación de determinadas especies y es por ello que cuando se detectan episodios significativos de plagas se llevan a cabo actuaciones extraordinarias de erradicación.

CONCLUSIONES

El cumplimiento de la norma ISO 14001 e implantación del SGA en el puerto de Tarragona ha permitido:

- Un estricto control y cumplimiento de la legislación aplicable al ámbito de aplicación.
- El correcto control de los aspectos ambientales y una mayor minimización de los impactos propios así como la prevención de los impactos ambientales de terceros.
- La concienciación ambiental e implicación de la comunidad portuaria y del personal propio.
- El compromiso con una mejora continua del medio ambiente.
- Un reconocimiento internacional de respeto al medio ambiente.

Los logros anteriormente expuestos conllevan un claro beneficio medioambiental que consiste en la disminución de la contaminación y generación de residuos de una zona altamente industrializada como es el puerto de Tarragona y su entorno. Esto repercute en un beneficio social que afecta a cerca de 140.000 habitantes de la ciudad de Tarragona y de forma muy directa a las cerca de 10.000 personas que habitan los barrios marítimos más cercanos a la zona de servicio portuario.

Por otro lado, cabe esperar un esfuerzo multiplicador debido a la divulgación y el trabajo de difusión que la APT viene realizando durante los últimos años, involucrando a las empresas del puerto y otras administraciones públicas en la prevención y lucha contra la contaminación del entorno portuario.

Por último, destacar el aspecto innovador de los proyectos que la APT realiza en colaboración con IH Cantabria y la URV de Tarragona. Ambos proyectos han permitido que exista un intercambio de herramientas científico-tecnológicas entre los centros de investigación y la propia institución. La aplicación, calibración y validación de dichas herramientas en el puerto de Tarragona, como puerto piloto, ha permitido generar herramientas de gestión aplicables de forma general en todo el ámbito portuario.

AGRADECIMIENTOS:

Los autores desean expresar su agradecimiento a Josep Andreu i Figueras, presidente de la Autoridad Portuaria de Tarragona, y Francesc Sánchez, director de la Autoridad Portuaria, por su apoyo para garantizar la continuidad de los proyectos de gestión ambiental que se han venido realizando hasta la fecha en el Puerto de Tarragona.

REFERENCIAS:

España. Real Decreto 1695/2012 de 21 de diciembre de 2012 por el que se aprueba el Sistema Nacional de Respuesta ante la contaminación marina. Boletín Oficial del Estado, 15 de enero de 2013, núm. 13, pp.1793-1806.

Puertos del Estado, 2005. ROM 5.1. Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias, Puertos del Estado, Madrid.

Unión Europea. Directiva 2004/35/CE de 21 de abril de 2004 sobre responsabilidad medioambiental en relación con la prevención y reparación de daños medioambientales. Diario Oficial de la Unión Europea, 30 de abril de 2004, núm. 143 pp.56-75.

Método heurístico para la minimización del tiempo de manipulación de contenedores en playa

E. Castillo[1], J.M. Menéndez[2], S. Sánchez-Cambronero[3], A. Rivas[4], P. Jiménez[5], I. Gallego[6]

[1]*Catedrático. Departamento de Matemática Aplicada y de la Computación, UC, Av Los Castros, 39005, Santander, Cantabria, enrique.castillo@unican.es*

[2] *Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación, UCLM, Av Camilo José Cela, 13071, Ciudad Real, Castilla-La Mancha, josemaria.menendez@uclm.es*

[3] *Profesor Contratado Doctor, Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación, UCLM, Av Camilo José Cela, 13071, Ciudad Real, Castilla-La Mancha, santos.sanchez@uclm.es*

[4] *Profesora Contratado Doctor, Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación, UCLM, Av Camilo José Cela, 13071, Ciudad Real, Castilla-La Mancha, ana.rivas@uclm.es*

[5] *Profesora Ayudante Doctor, Unidad Predepartamental de Ingeniería Civil, UPCT, C/ Alfonso XIII, nº52, 30203, Cartagena, Murcia, pilar.jimenez@upct.es*

[6] *Profesora Contratado Doctor, Departamento de Ingeniería Civil y de la Edificación, UCLM, Av Camilo José Cela, 13071, Ciudad Real, Castilla-La Mancha, inmaculada.gallego@uclm.es*

RESUMEN

El problema de minimizar el tiempo que lleva la manipulación de contenedores, considerando entradas, salidas y recolocaciones, es muy complejo y difícil de resolver como evidencia la literatura especializada en este tema, donde se pueden encontrar métodos de optimización basados en el uso de numerosas variables binarias, lo que ralentiza el proceso de cálculo, el cual tampoco mejora aun convirtiéndolas en variables continuas. Por otro lado, se ha trabajado con complejas restricciones que reducen en parte el tiempo computacional pero que llevan a un problema con muchas soluciones locales que no alcanza el óptimo global.

Teniendo en cuenta estas dificultades nos hemos enfrentado con el problema de minimizar el número de remociones en una playa de contenedores. Para ello, se propone un algoritmo capaz de reducir el número total de operaciones de los contenedores (entradas, salidas y recolocaciones) o el tiempo de trabajo de la grúa en una playa de contenedores establecida las secuencias de **entradas** y **salidas** de los mismos. Se ha aplicado a varios ejemplos, incluido playas saturadas, trabajando a un 90% de su capacidad. Los resultados obtenidos muestran que la minimización del número total de movimientos de contenedores es más eficiente que la minimización del tiempo de trabajo de la grúa, y se ha comprobado que los resultados obtenidos son mejores que los encontrados en la literatura, reduciendo los tiempos computacionales.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Sea una playa de contenedores gestionada por **grúas pórtico** configurada por varios **bloques** de contenedores formados por conjuntos de **filas** de contenedores **apilados** tal y como muestra la Figura 1. En esta misma figura se indican los movimientos básicos de la grúa, que sirve de base para contabilizar el coste de trabajo de grúa:

- Elevación y descenso del spreader
- Traslación del trolley a lo largo del dintel de la grúa
- Traslación de la grúa a lo largo del bloque o a otro bloque de contenedores

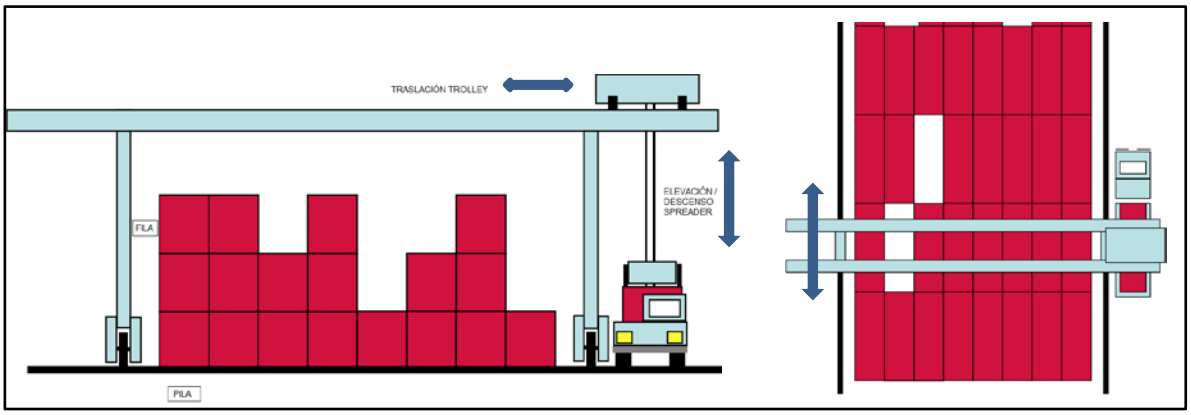


Figura 1. Esquema básico de una terminal de contenedores gestionadas con grúas pórticos. Se indican los movimientos de ascenso y descenso del spreader, y los desplazamientos laterales de trolley y grúa.

El método que se presenta en este trabajo es válido tanto para la conexión terrestre como marítima, aunque todos los ejemplos descritos se centran en la llegada y recogida de contenedores por camiones (conexión terrestre). Cuando un contenedor llega a la terminal en un camión los movimientos a realizar para apilar el contenedor, considerando que el camión se sitúa bajo la grúa, se enumeran a continuación:

1. *Operación del spreader*: el spreader baja para enganchar el contenedor que entra. Una vez enganchado el spreader se eleva.
2. Operación del trolley: el trolley se desplaza justo encima de la posición disponible y/o seleccionada para almacenar el contenedor.
3. Operación del spreader: el spreader baja para dejar el contenedor en el hueco correspondiente, y vuelve a su posición inicial.

Luego, para una descarga de un contenedor se necesitan mínimo 3 movimientos. Decimos mínimo, porque puede ocurrir que la grúa se tenga que desplazar para acceder a la ubicación elegida, dentro del mismo bloque e incluso a otro bloque, en este caso la secuencia de movimientos aumenta en uno si se desprecia el retorno de la grúa a su posición inicial:

1. Operación del spreader: el spreader baja para enganchar el contenedor que entra. Una vez enganchado el spreader se eleva.
2. Operación del trolley: el trolley se desplaza a la posición disponible y/o seleccionada para almacenar el contenedor.
3. Operación de la grúa: la grúa se desplaza a lo largo del bloque para colocarse encima de la ubicación seleccionada. O en algunos casos recorre una distancia más larga para acceder a otro bloque, si fuera necesario.
4. Operación del spreader: el spreader baja para dejar el contenedor en el hueco correspondiente, y vuelve a su posición inicial.

Cuando el contenedor sale de la terminal, es decir se recupera de la playa de almacenamiento, la secuencia de movimientos es similar a la descrita anteriormente pero en orden inverso: de la pila donde el contenedor está almacenado al camión, siempre y cuando el contenedor a recuperar está en la parte superior de la pila y sea

directamente accesible para la grúa, luego volvemos a contabilizar 3 movimientos mínimo, o 4 en el caso en que la grúa se tenga que desplazar.

El problema se complica cuando el contenedor no está accesible a la grúa y deben moverse los contenedores que impiden la recuperación del contenedor buscado. En este caso, como mínimo deber realizarse las siguientes operaciones:

1. Operación del spreader: el spreader baja para enganchar el contenedor que bloquea la salida del contenedor a recuperar. Una vez enganchado el spreader se eleva.
2. Operación del trolley: el trolley se desplaza a la posición disponible y/o seleccionada para colocar el contenedor que bloquea al contenedor a recuperar.
3. Operación del spreader: el spreader baja para dejar el contenedor en el hueco correspondiente, y vuelve a su posición inicial.
4. Operación del trolley: el trolley se desplaza a la posición del contenedor que se debe recuperar.
5. Operación del spreader: el spreader baja para enganchar el contenedor que sale, y vuelve a su posición inicial.
6. Operación del trolley: el trolley se desplaza a la línea de carga/descarga del camión.
7. Operación del spreader: el spreader baja para dejar el contenedor en el remolque del camión y así este pueda abandonar la terminal marítima.

En este caso el número de movimientos asciende, mínimo, a 7, lo cuales pueden aumentar tantas veces haya que recolocar más de un contenedor y/o considerar la necesidad de desplazamientos de la grúa.

Estos sencillos ejemplos ponen de manifiesto la importancia de trabajar en estas líneas de investigación con el objetivo de reducir estos movimientos y ahorrar en tiempo y coste económico. Así, el enunciado del problema a resolver sería el siguiente:

"*Dada una secuencia de entradas y salidas de contenedores de una playa de almacenamiento, ¿cuál es la secuencia óptima de colocación y/o recolocación de los mismos que minimiza el tiempo total de operación de la lista dada?"*

En otras palabras, se trata de desarrollar una estrategia que nos permita colocar y recuperar todos los contenedores de una playa, uno a uno, en una determinada secuencia capaz de reducir el número total de movimientos. En los casos que existan contenedores que bloqueen la salida del contenedor a recuperar, el programa a desarrollar debe indicar dónde recolocar estos contenedores sin perder el objetivo de vista, reducir el número de movimientos (solución global). El algoritmo que se ha desarrollado busca alcanzar el objetivo definido a partir de tres líneas de trabajo:

1.- Optimizar la manipulación de contenedores según Regla 1:

El contenedor que entra o que hay que recolocar en la playa, llamado *c*, se ubicará en la pila de almacenamiento que contenga el menor número de contenedores que vayan a salir antes del contenedor *c*. En caso de empate se elegirá la ubicación libre más alta. Esta regla implica una decisión jerárquica, donde el menor número de contenedores que vayan a salir antes del contenedor *c* tiene prioridad respecto a la ubicación en el lugar más alto.

2.- Optimizar la manipulación de contenedores según Regla 2:

El contenedor que entra o que hay que recolocar en la playa, *c*, se ubicará en la pila de almacenamiento que requiera el mínimo número de operaciones para sacar todos los contenedores de la playa, incluido el que acaba de entrar o recolocarse. En caso de empate, se usaría la Regla 1. Esto no solo implica considerar los contenedores a los que en particular el contendedor *c* dificulta su salida sino todos los ubicados en la playa. El inconveniente es que solo se evalúa en el tiempo actual de entrada sin tener en cuenta repercusiones en el futuro.

3.- Optimizar los costes de operación de grúa:

El contenedor que entra o que hay que recolocar en la playa, *c*, se ubicará en el hueco donde se minimice los costes de operación de la grúa. Estrategia que optimiza los tiempos de operación de la grúa localmente, en ese instante, sin tener en cuenta las posibles implicaciones que pueda tener en un futuro la colocación del contenedor en ese sitio.

Veamos cada estrategia con un ejemplo sencillo. Como muestra la Tabla 1, cada contenedor es identificado con un número y con el tiempo en que va a entrar y salir de la terminal. Estos se ordenan de menor a mayor según los datos de tiempo, ya que el algoritmo va a analizar el estado de la terminal en cada instante de tiempo indicado, analizando que ocurre en ese determinado instante: si entra o si sale un contenedor. El resultado se muestra en la Tabla 2.

Contenedor	Tiempo de entrada	Tiempo de salida
1	1	4
2	2	15
3	3	9
4	5	8
5	6	10
6	7	16
7	11	12
8	13	20
9	14	18
10	17	19

Tabla 1. Datos de entrada: Número que identifica a cada contenedor y los tiempos de entrada y salida de cada uno de ellos.

Instante t	Movimiento Contenedor	Instante t	Movimiento Contenedor
1	Entra C_1	11	Entra C_7
2	Entra C_2	12	Sale C_7
3	Entra C_3	13	Entra C_8
4	Sale C_1	14	Entra C_9
5	Entra C_4	15	Sale C_2
6	Entra C_5	16	Sale C_6
7	Entra C_6	17	Entra C_10
8	Sale C_4	18	Sale C_9
9	Sale C_3	19	Sale C_10
10	Sale C_5	20	Sale C_8

Tabla 2. Lista ordenada según instantes de tiempo de los contenedores a colocar o recuperar de la playa de almacenamiento.

Para explicar la estrategia uno vayámonos al instante t=5, donde va a entrar el contenedor C_4. Cómo muestra la parte izquierda de la Figura 2, el contenedor C_4 se colocará en la segunda pila por dos razones: porque ninguno de los contenedores inferiores saldrá antes que él (ver Tabla 2), y como existe empate con el resto de pilas (siempre saldría antes) el algoritmo, de acuerdo a la Regla 1, lo coloca en la posición más alta. Otro ejemplo, si nos vamos al instante t=13 cuando entra el contenedor 8 (ver parte derecha de la Figura 2), éste se coloca en la primera pila, porque los otros contenedores que ya se encuentran en la playa saldrán antes que él (ver Tabla 2). Nótese que se ha indicado en color rosa el contenedor que entra en la playa y en verde el contenedor que va a salir de ella.

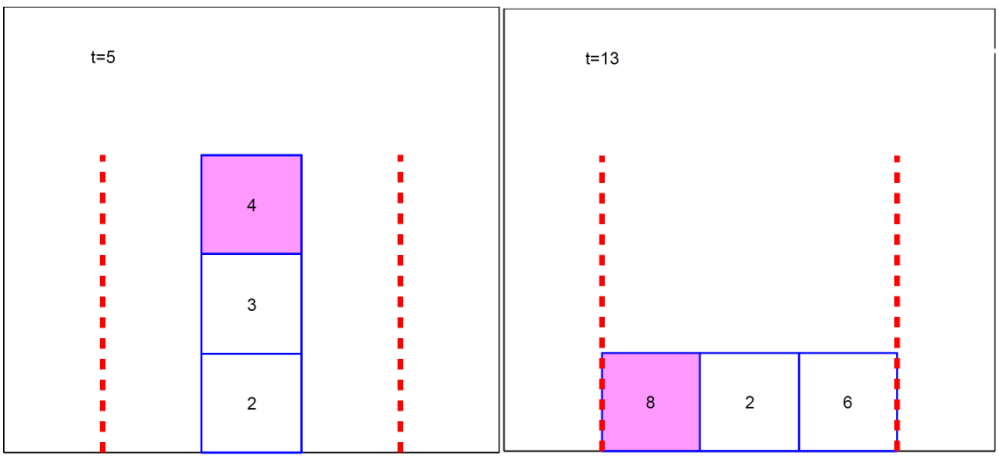


Figura 2. Ejemplo sencillo para explicar la Regla 1. Instantes t=5 y t=13.

Con la regla 2, en este ejemplo tan sencillo el resultado no varía respecto al uso de la regla 1, en cambio sí existen diferencias respecto a la regla 3 cuyo objetivo es minimizar el coste de movimientos de la grúa en cada instante, y por tanto la forma de almacenar los contenedores es ir ocupando la playa de forma ordenada, es decir, primero se llena la primera pila hasta la altura máxima permitida, luego la segunda pila y así sucesivamente. En la Figura 3 se muestra en la parte superior los tres primeros instantes de acuerdo a la regla 1, y en la parte inferior esos mismos instantes para la regla 3, mostrando claramente la filosofía de trabajo de la grúa, ocupar la playa de forma ordenada. Esta última forma de trabajo, al no tener en cuenta el orden de salida

y/o entrada de los contenedores, no da buenos resultados en cómputo global, porque lo que se reduce en movimientos de grúa se ve penalizado por las numerosas remociones que deben hacerse para recuperar el contenedor que toque, y por tanto ya adelantamos que esta estrategia es la menos eficiente de las tres, siendo las dos anteriores muy parecidas entre sí.

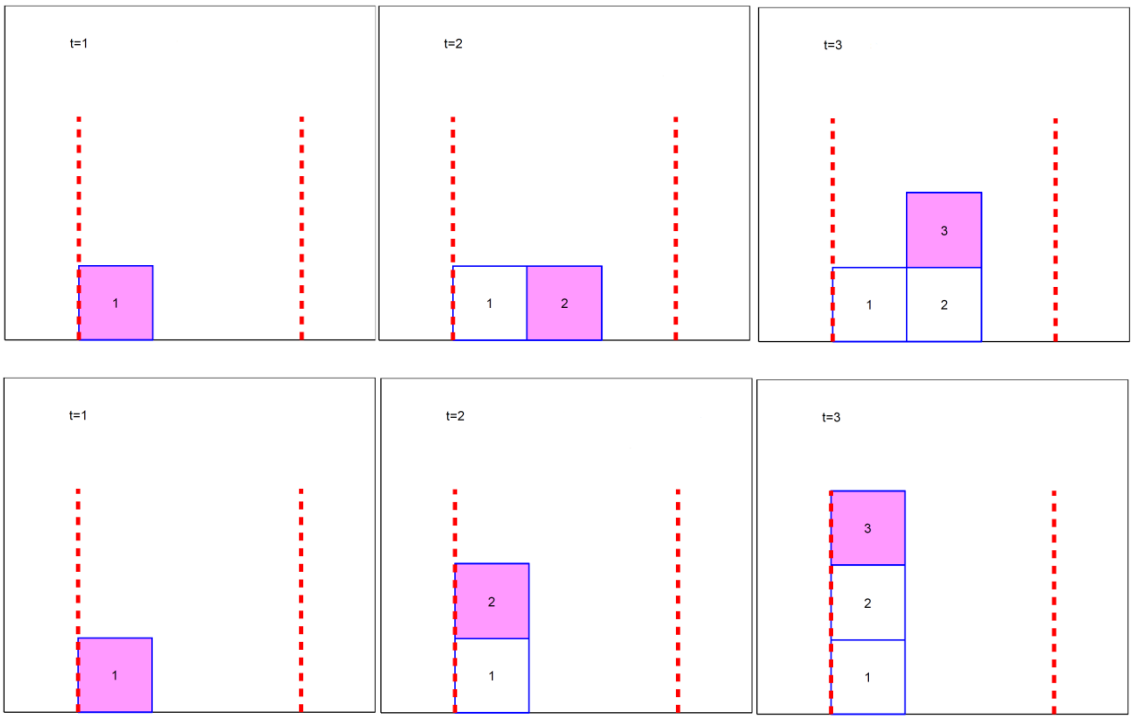


Figura 3. Comparación funcionamiento entre Regla 1 (gráficos superiores) y Regla 3 (gráficos inferiores) para los tres primeros instantes.

ALGORITMO PROPUESTO

Una vez presentado el problema se indica las etapas del algoritmo propuesto para la resolución del problema planteado.

Datos de entrada:

- La configuración del patio: número de bloques, número total de pilas y máxima altura de apilamiento disponible.
- El estado inicial de la playa de contenedores, es decir, el conjunto de contenedores que ya se encuentran en la playa y su respectiva localización (bloque, pila, altura).
- Las listas de entrada y salida de contenedores en la playa de almacenamiento en el periodo analizado.
- Los costes unitarios de movimiento de spreader: α y β, al distinguir el movimiento entre contenedor lleno o vacio.
- Los costes unitarios del movimiento del trolley: γ.
- Los costes unitarios del movimiento de la grúa: δ.
- El tipo de estrategia seleccionada para la optimización: i) menor número de operaciones, ii) menor número de operaciones considerando el estado completo de la playa en el instante *t* y iii) mínimo número de movimientos de la grúa.

Datos de salida: La secuencia más eficiente de las operaciones consecutivas en todo el proceso de spreader, trolley y grúa para las ubicaciones de los contenedores obtenidas durante el proceso de acuerdo a la secuencia de entradas, salidas y remociones de los contenedores dados.

Etapa 0: Inicialización. Se actualiza el estado inicial de la playa de contenedores de acuerdo con los datos de entrada, identificando el número inicial de contenedores que se encuentran en ella y el máximo número que se puede almacenar.

Cada posición se indica si está ocupada o no por un determinado contenedor mediante variables binarias que toman el valor 1 cuando está ocupada, y 0 en otro caso. La nomenclatura utilizada es la siguiente: *s(t, c, i, k)=0/1*, siendo *s* la variable binaria, *t* el instante de tiempo, *c* el contenedor, *i* indica la pila y *k* la altura, por ejemplo si tenemos la variable *s(1, 4, 1, 2)=1*, quiere decir que en el instante t=1, el contenedor 4 está localizado en la pila 1, fila 2.

Etapa 1: Identificación de los tiempos de entrada y salida para cada contenedor. Se definen los instantes de entrada y salida para cada contenedor (Tabla 1) y se ordenan estos tiempos de entrada y salida juntos, en una misma lista, para identificar en cada instante de tiempo la operación a realizar, entrada y/o salida del contenedor que toque (Tabla 2).

Etapa 2: Inicialización del ciclo. Siendo el instante t=t-1 el estado inicial de la playa de contenedores, en este paso se implementa el ciclo (desde etapa 3 hasta etapa 6) desde el primer instante t=1 hasta $t=t_{max}$, siendo $t_{max}=2n_c+n_{c0}$, donde n_c es el número total de contenedores que entran y/o salen de la playa y n_{c0} es el número de contenedores que inicialmente se encuentran almacenados en el patio.

Etapa 3: Comprobación del tipo de operación. Si en el instante t=1 se indica una operación de entrada de contenedor ir a la etapa 4, en otro caso, ir a la etapa 5.

Etapa 4: Evaluación de la playa de contenedores y colocación del contenedor que entra. Cuando el contenedor *c* entra en la zona de almacenamiento en el instante *t*, se evalúa la opción de colocarlo en un hueco vacío de acuerdo a la estrategia seleccionada de optimización. Una vez seleccionad el hueco, se actualiza la ubicación del contenedor (s(t,c,i,k)=1), y se actualiza el contador de contenedores dentro de la playa, que en este caso aumenta en una unidad. A continuación, ir a la etapa 6.

Etapa 5: Evaluación de la playa de contenedores y recuperación del contenedor que sale. Cuando el contenedor c sale de la zona de almacenamiento en el instante t evaluado, la primera acción es comprobar si está bloqueado por otros contenedores. Si no está bloqueado, se recupera el contenedor directamente; en otro caso, se evalúan todas las posibles opciones de recolocación de los contenedores que bloquean la salida teniendo en cuenta la estrategia seleccionada. A continuación, se selecciona la mejor secuencia de movimientos y se lleva a cabo, actualizando la localización de los contenedores recolocados, la salida del contenedor recuperado, y el contador de contenedores dentro de la playa, que en este caso disminuye en una unidad. A continuación, ir a la etapa 6.

Etapa 6: Comprobación fin de operaciones. Si $t<t_{max}$, entonces t=t+1 y se vuelve a la etapa 3; en otro caso, el ciclo ha terminado y se muestra la secuencia obtenida de operaciones y movimientos de spreader, trolley y grúa.

EJEMPLO

El funcionamiento del algoritmo se ha comprobado con varios ejemplos y simulaciones. En esta ponencia solo se muestra uno de los ejemplos más sencillos para poder mostrar parte de los resultados y a la vez comprobar el potencial del método. El ejemplo consiste en un patio de contenedores con 9 pilas de 3 alturas distribuidas en 3 bloques, por tanto la capacidad de cada bloque es de 9 contenedores, siendo la capacidad total de la playa de 27 contenedores, nótese que en este ejemplo se ha considerado que solo se trabaja en una sección. Se ha seleccionado una secuencia de 90 contenedores, con un máximo de 24 contenedores almacenados a la vez, es decir al 88.9% de capacidad.

Los resultados de las distintas estrategias se muestran en la Tabla 3 donde se indica:

i) el número de operaciones, es decir, el número total de contenedores manipulados (entradas, salidas y recolocaciones) que serán mínimo 90 más las recolocaciones necesarias dentro de la playa,

ii) los costes totales de movimientos, considerado los siguientes valores relativos de acuerdo a la definición de cada parámetro en los datos de entrada del algoritmo: α=4, β=1; γ=2 y δ=3; y

iii) el tiempo que se tarda en resolver cada supuesto indicado en segundos de tiempo de cpu. El algoritmo se ha implementado en MatLab.

RESULTADOS			
	Operaciones	Costes Totales	Tiempo CPU (seg)
Regla 1	108 (90 + 18)	64672	0.1716
Regla 2	113 (90 + 23)	66294	0.1716
Regla 3	174 (90 + 84)	77632	0.2184

Tabla 3. Resultados de cada estrategia para el mismo ejemplo: simulación de entradas y salidas de 90 contenedores.

Estos resultados muestran claramente la eficiencia de la Regla 1 frente al resto de estrategias cuyos valores son superiores, excepto en el caso del tiempo de CPU para la Regla 2, que coincide en este caso con el de la Regla 1.

Además, con el objeto de mostrar cómo funciona el proceso de almacenamiento y recuperación de contenedores se ha seleccionado una sub-secuencia gráfica de operaciones, desde el instante t=66 hasta t=68, ver Figura 4. Las líneas rojas discontinuas separan los bloques con el objeto de identificar fácilmente cuando la grúa debe desplazarse de una a otra. En este caso, cambios de posición dentro del mismo bloque implican movimientos del trolley, cambios de bloque implican movimientos de grúa, ambos con los movimientos verticales que sean necesarios del spreader. Continuando con la descripción de la Figura 4, los contenedores que entran en el área de almacenamiento se indican en color rosa, los contenedores que salen en verde y los que bloquean al contenedor que sale en el instante t, en color amarillo. Por esta razón, en cualquier instante t con una operación de entrada de contenedor en el gráfico se indica en rosa la ubicación óptima de colocación una vez ejecutado el algoritmo (t=67). Cuando en el instante t sale un contenedor (t=68) se muestran dos figuras para ese instante: en la primera se indica en color verde el contenedor que sale y en amarillo los que le bloquean (en aquellas ocasiones que esto suceda, ver t=66), y en la segunda figura se muestra el hueco vacío dejado por la salida del contenedor y la recolocación de los contenedores que impedían su salida.

Como se indicaba al principio, se ha simulado una secuencia aleatoria de entradas y salidas de 90 contenedores, los cuales se han numerado en orden descendente de acuerdo a los tiempos de salida, es decir, el contenedor con número más bajo dentro de la playa de contenedores será el primero en salir. Esto facilita la compresión de la selección de pila cuando se coloca un contenedor, pues se ve fácilmente si va a salir antes o después del que entra. Los ejemplos que se muestran en la Figura 4 son los resultados de trabajar con la Regla 1, así cuando un contenedor entra a la playa de almacenamiento se coloca en la pila con el menor número de contenedores a recuperar hasta la salida del mismo contenedor. Si hay empate, es decir, existen varias pilas con el mismo número de contenedores que salgan antes del contenedor que entra, se coloca en la posición más alta.

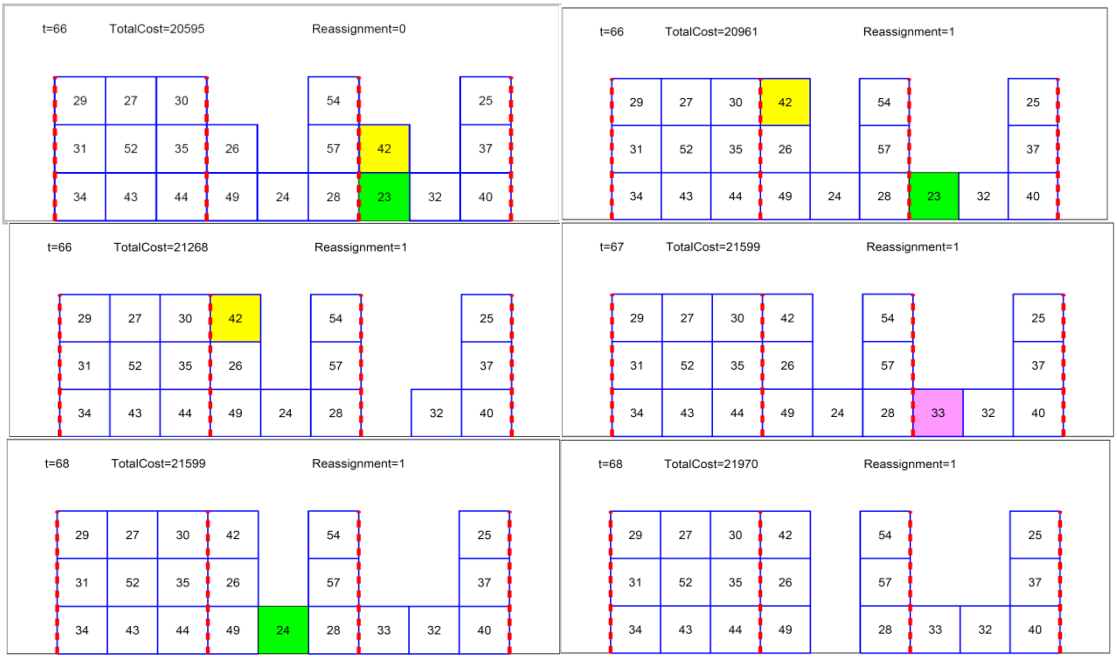


Figura 4. Muestra de un sub-conjunto de instantes del ejemplo considerado. En rosa se indican los contenedores que entran, en verde los que abandonan el área de almacenamiento y en amarillo los contenedores que se deben recolocar. El número del contenedor indica el instante de salida del mismo.

Por ejemplo, en el instante t=66, sale el contenedor 23 (indicado en verde) que se encuentra bloqueado por el contenedor 49 (indicado en amarillo). En este instante, una vez evaluado el algoritmo, la solución se muestra en los siguientes gráficos, donde se ve la nueva ubicación del contenedor 42 de acuerdo a la Regla 1, y luego como el contenedor 23 ya no está. En el instante t=67, entra el contenedor 33 (color rosa); y en en t=68 sale el contenedor 24, en este caso directamente al no tener contenedores encima que bloqueen su salida. Así sucesivamente, hasta la colocación de todos los contenedores de la lista dada.

CONCLUSIONES

El número total de operaciones y costes de grúa asociados con la manipulación de contenedores puede variar mucho en función de la estrategia elegida. Tanto nuestra experiencia como la de otros autores indica que la programación lineal no es adecuada para resolver este tipo de problemas debido al elevado número de variables binarias y la complejidad y el carácter combinatorio del problema.

En este trabajo se demuestra que reglas muy sencillas de sentido común, permiten obtener resultados que compiten, e incluso superan, resultados obtenidos por problemas de optimización.

Dónde colocar los contenedores en un instante dado, tanto si entra o como si se debe recolocar, es una decisión clave, pues si la ubicación elegida es eficiente, teniendo en cuenta las futuras manipulaciones de esos contenedores y el resto, los resultados serán óptimos.

De los métodos de optimización presentados, la minimización del número total de movimientos de contenedores es más eficiente que la minimización del tiempo de trabajo de la grúa en cada instante (óptimo local), tal y como ha quedado demostrado en el ejemplo, ya que la última estrategia no tiene en cuenta las posibles implicaciones que pueda tener en un futuro el movimiento, es decir, los movimientos que se ahorra en un determinado instante puede ser perjudiciales en el futuro y aumentar el número de remociones.

Como futuras líneas de investigación se encuentra la mejora de las reglas una y dos, mejorando la decisión a tomar cuando haya empate de localizaciones o analizar si hay un tamaño óptimo de playa de almacenamiento.

REFERENCIAS

K. H. Kim and G. Hong “A heuristic rule for relocating blocks” *Computers and Operations Research*, vol 33, pp. 940-954, 2006

Y. Lee and Y. Lee “ A heuristic for retrieving containers from a yard” *Computers and Operations Research*, vol 39, pp.299-309, 2012

S. Sauri and E. Martin “Space allocating strategies for improving import yard performance at marine terminals” *Transportation Research E*, vol. 47, pp. 1038-1057, 2011

R. Stahlbock and S. Vob,”Operation research at container terminal: a literature update” *OR Spectrum*, vol 30, nº1, pp. 1-52, 2008

D. Steenkens, S. Vob, and R. Stahlbock. “Container terminal operation and operations research a classification and literature review” *OR Spectrum*, vol 26, nº1, pp. 3-94, 2004

T. Unluyurt and C. Aydin “Improved rehandling strategies for the container retrieval process” *Journal of Advanced Transportation* DOI:10.1002/atr.1193, 2012

I. Watanabe “Characteristics and analysis method of efficiencies of container terminal an approach to the optimal loading/unloading method” *Container Age*, pp. 36-47, 1991

"ASISTENCIA TÉCNICA PARA LA INSPECCIÓN DE MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES MARÍTIMAS"

J.A. Cerezo Macías, G. Aivar Mateo, J. Íñigo Mallol, J. Martínez Arigita

PROES Consultores, S.A., C/ General Yagüe, 39, 28020 Madrid. acerezo@proes.es , gaivar@proes.es , jinigo@proes.es , jmartinez@proes.es

INTRODUCCIÓN

Una correcta operación de los terminales está íntimamente ligada a un adecuado estado de sus infraestructuras y equipos. Un uso intensivo de las instalaciones o los efectos ambientales son algunos de los factores que hacen que las infraestructuras portuarias se deterioren, interfiriendo en ocasiones con la operación segura de los buques.

Señal de la atención creciente que está suscitando este hecho en el ámbito de las instalaciones marítimas ha sido la edición, por parte de la Asociación Técnica de Puertos y Costas con la colaboración de Puertos del Estado, de la Guía Básica para la Gestión de la Conservación del entorno portuario. PROES como colaborador de dicha guía, ha puesto en marcha un sistema de inspección de infraestructuras marítimas que ya está siendo de aplicación en alguna terminal marítima.

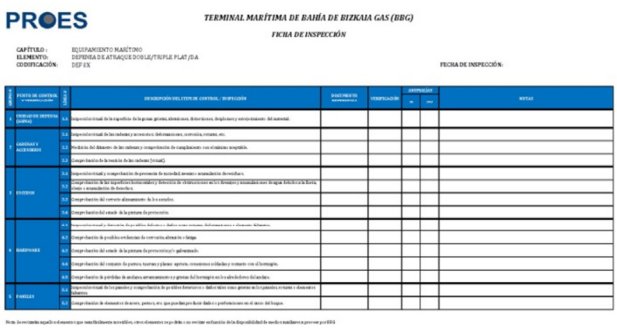
DESCRIPCIÓN DE LA ASISTENCIA

Este programa de mantenimiento ya se ha implementado con éxito en la Terminal Marítima de Bahía de Bizkaia Gas (BBG) en Bilbao siguiendo las pautas que se describen a continuación.

En base a la caracterización propia de la Terminal, se procedió a la redacción de un Manual de Mantenimiento particularizado en el que se enumeraron aquellos daños o anomalías más frecuentes que podían producirse en cada una de las estructuras y equipos. Para cada uno de ellos se definieron las operaciones de mantenimiento preventivo y correctivo a ejecutar así como su frecuencia de realización.

Adicionalmente, en este documento se incluían los parámetros a controlar durante la inspección de mantenimiento, para que a partir de una periodicidad establecida permita detectar tanto los desperfectos existentes como predecir aquellos defectos potenciales que puedan derivar en el fallo de equipamientos o de estructuras de la Terminal.

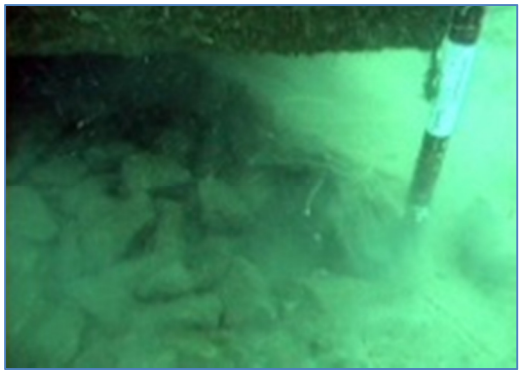




Figuras 1 y 2. Manual y ficha de inspección.

La metodología de inspección está basada en tres campos principales; la revisión de las instalaciones marítimas tanto en sus estructuras como en sus equipos náuticos (ganchos de

escape rápido, escalas de acceso a buques, bolardos, etc.), la comprobación topográfica de la terminal para comprobar los posibles asientos o defectos en las cimentaciones y finalmente una inspección submarina que permita detectar descalces o socavaciones en las cimentaciones, patologías submarinas así como la verificación del estado de la fosa de atraque.




Figuras 3 y 4. Inspección submarina y levantamiento topográfico

CONCLUSIONES

La implantación de este sistema de mantenimiento permite proporcionar a la propiedad de la instalación marítima de una serie de recomendaciones y actuaciones para la conservación efectiva de sus instalaciones en lo que se refiere a sus estructuras civiles básicas y su equipamiento marítimo consiguiendo una política adecuada de mantenimiento preventivo.

ESTUDIO DE OPERATIVIDAD DEL CANAL DE ACCESO PARA BUQES DE GRAN CALADO EN EL PUERTO DE SANTANDER

N. Sánchez López[1], A. Rodriguez Solórzano[2]

[1]Acciona Ingenería, Centro de Negocios Albatros Edificio D, C/ Anabel Segura 11, 28108 Alcobendas, Madrid, natividad.sanchez.lopez@acciona.com
[2]Autoridad Portuaria de Santander, Carlos Haya, 23 - 39009 Santander,ars@puertosantander.com

El objetivo principal del estudio realizado es la caracterización de las condiciones de operatividad del canal de entrada al puerto de Santander. El área de estudio comprende el canal interior de la bahía y la zona de entrada entre la Península de la Magdalena y la Isla de Mouro. Como operatividad se entiende que el calado a lo largo del canal sea el suficiente para que navegue el buque tipo considerado con las condiciones climatológicas existentes.

Para ello se han descrito todos los agentes meteorológicos que pueden afectar a la navegación. En particular, se han analizado oleaje, viento, marea y corrientes generadas por la marea. La caracterización de estos agentes se ha realizado suponiendo independencia entre ellos.

Para conocer las condiciones de oleaje a lo largo de la zona de interés, se han utilizado 2 modelos numéricos de propagación diferentes en función de la localización a analizar. Para la zona exterior se han propagado los datos seleccionados con el modelo numérico OLUCA.

Para la zona interior, más abrigada, el efecto de la difracción será importante por lo que se utiliza el modelo MANOLO, que además de resolver correctamente la difracción también tiene en cuenta la reflexión del oleaje en los contornos del dominio.

Para los cálculos de operatividad, se ha supuesto que las características del viento son uniformes en todo el dominio. Por lo tanto las características de intensidad y dirección del viento han sido las mismas en la zona de análisis y varían cada hora en todo el registro temporal.

Para determinar las corrientes generadas por la marea en todo el dominio se ha utilizado el modelo hidrodinámico ROMS. Como resultado de las simulaciones se obtienen a lo largo de un ciclo completo de marea cuáles son las velocidades y las direcciones de las corrientes generadas en todo el dominio. Estos resultados se utilizarán para determinar en cada instante (cada hora) las condiciones de marea existentes y la velocidad y dirección de corrientes generadas en los ciclos de marea correspondientes.

A partir de todos los datos analizados se dispone de un registro de casi 18 años, con un dato cada hora a lo largo del canal de navegación. En cada instante del registro temporal y en cada punto de la zona analizada la información disponible incluye las siguientes variables.

- Oleaje: Altura de ola, periodo de pico y dirección
- Viento: velocidad y dirección de incidencia
- Nivel del mar: A partir de los datos del mareógrafo se dispone de la información del nivel del mar en cada instante.
- Velocidad y dirección de las corrientes generadas por la variación del nivel del mar: a partir del registro del mareógrafo, es posible identificar en cada instante de tiempo cual es la carrera de marea existente, y a qué fase se corresponde. Una vez fijada la carrera de marea, se ha interpolado entre los resultados de las carreras de marea simuladas más próximas y dentro de éstas se ha identificado la fase para determinar las velocidades de las corrientes de marea generada en cada punto de la trayectoria del buque.
- Cota del fondo natural

Todo el registro de datos definido anteriormente constituye una fuente de información que describe de forma conjunta todos los agentes meteorológicos que pueden influir en la navegación a lo largo del canal de acceso al Puerto de Santander.

A partir de estos datos es posible calcular los requerimientos de calado en cada instante de tiempo, lo que proporciona una serie con los 141.000 calados necesarios en los 18 años de registro y en cada zona de análisis. Esta información permite calcular estadísticos que caractericen la operatividad del canal en cada zona, probabilidades de que se cumplan las condiciones requeridas o analizar la influencia de cada agente sobre las necesidades de calado.

Para la obtención del calado requerido se han utilizado las indicaciones de la ROM3.1, que en el capítulo 7 describe cual es el calado estático de los buques y las escoras que puede sufrir debido a la acción del oleaje, viento, corriente o cambios de rumbo. También especifica otros aspectos que pueden variar el calado necesario para navegar como: cambios en la densidad del agua, sobrecalado por distribución de cargas o trimado dinámico. Además de todos estos aspectos, se han tenido en cuenta los resguardos para seguridad y control de maniobrabilidad del buque y el margen de seguridad.

Una vez realizados los cálculos, se dispone: por un lado de una serie de 18 años con las profundidades necesarias para que el buque tipo pueda navegar, y por otro lado, de los calados existentes en cada estado de mar, teniendo en cuenta la marea astronómica y la marea meteorológica (gracias a los datos del mareógrafo).

Teniendo en cuenta que la serie de datos con la que se ha trabajado es muy extensa, se puede considerar que es característica para describir las condiciones existentes en el canal.

Por lo tanto, se puede calcular la probabilidad de que la profundidad existente en cada punto del canal sea suficiente para navegar simplemente dividiendo el número de veces que se han cumplido estas condiciones entre el número total de estados de mar considerados.

$$P[navegar\ en\ q] = \frac{(nº\ Datos_con_resguardo>0)_i}{nº\ Total_de_datos}$$

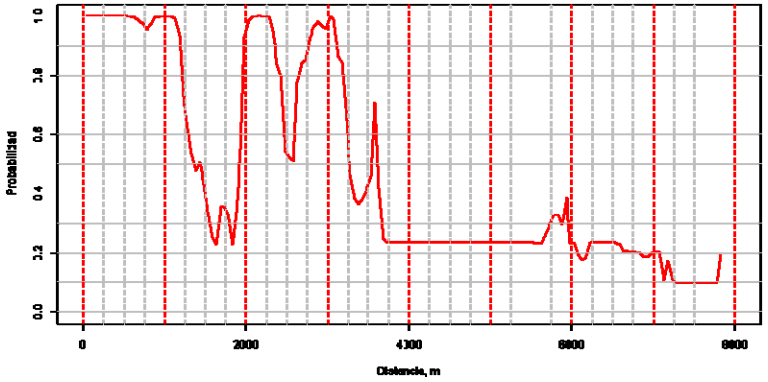


Fig1. Probabilidad de que se cumplan los requerimientos de calado a lo largo de la trayectoria

El análisis se puede realizar separando el efecto de los distintos agentes (viento, corrientes y oleaje)

También se ha analizado la variable estadística “resguardo” como la diferencia entre el calado existente y el necesario para navegar con la influencia de los distintos agentes.

El estudio ha permitido caracterizar el tiempo que un buque que llega al canal debería esperar hasta tener unas condiciones suficientes como para cumplir los requerimientos en alzado descritos en la ROM.

$$P[T_{espera} \le t] = \frac{nº\ Datos\ con\ T_{espera} \le t}{nº\ Total\ de\ datos}$$

A partir del estudio se arrojan múltiples aplicaciones futuras: captación de tráficos que puedan programar sus llegadas sin necesidad de aumentar el calado nominal del canal utilizando los ciclos de mareas astronómicas, optimización de calados a realizar, incrementos de calado de muelles existentes sin necesidad de profundizar el canal de entrada, sistemas de predicción en tiempo real que permitan conocer en un determinado instante si un buque puede navegar por el canal o calcular el tiempo de espera estimado etc.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS EFECTOS DEL VIENTO SOBRE GRÚAS PORTACONTENEDORES PORTUARIAS

M. Somoano Rodríguez, T. Makela, F.J. Bello Millán, M. Clavero Gilabert, M.A. Losada Rodríguez

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Avda del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. somoano@correo.ugr.es, senortomake@gmail.com, franbm@correo.ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es.

INTRODUCCIÓN

Esta ponencia trata la incidencia del viento en el desplazamiento de grúas portacontenedores portuarias Super Post Panamax sobre raíles, ya que éstas pueden acelerarse comprometiendo el sistema de frenado debido al arrastre ejercido por el viento.

En ingeniería de viento, debido a la complejidad del enfoque numérico, se recurre a la modelización del sistema en su completitud: estructura, agente y condiciones de contorno.

METODOLOGÍA

En primera instancia se lleva a cabo un estudio de casuística de fallos y condiciones de trabajo de las grúas portacontenedores presentes en las terminales portuarias españolas.

El siguiente paso consiste en analizar las condiciones climáticas locales para determinar los modelos de probabilidad de la velocidad y dirección del viento.

Tras el estudio de la problemática y la caracterización del agente, se desarrolla el dispositivo experimental. En este punto se torna imprescindible reproducir en el Túnel de Viento I de capa límite atmosférica del laboratorio del GDFA las condiciones del campo de vientos asociadas al entorno de las grúas analizadas. Para ello, se requiere la obtención en el modelo de las leyes de velocidad e intensidad de turbulencia cinemáticamente semejantes al prototipo.

Una vez simulado el agente, el desarrollo experimental se estructura en tres bloques de ensayos (Figura 1). En los dos primeros se modela una grúa en su totalidad a escala 1:200 y se determina, para diferentes ángulos de ataque del viento (α) y distintas configuraciones de rugosidad y posición de la pluma, la distribución de presiones en sus vigas mediante taps y los esfuerzos en la base mediante una balanza. En el tercer bloque, destinado a lograr un análisis más exhaustivo de las vigas de sección circular debido a las peculiaridades aerodinámicas que presentan en función de Re (Zdravkovich, 1997), se utiliza un modelo reducido de 12.5 cm de diámetro con distintas inclinaciones (β) y se contemplan nuevos escenarios de velocidad de rotación de la turbina (ω).

Finalmente, los resultados son extrapolados mediante análisis dimensional para lograr establecer conclusiones sobre las grúas pertenecientes a cada terminal portuaria. Asimismo, se pueden calcular las probabilidades de fallo a partir de sus condiciones locales.



Figura 1. Modelo de grúa portacontenedores portuaria Super Post-Panamax (izquierda), Túnel de Viento I de capa límite atmosférica (centro) y modelo de viga de sección circular (derecha).

RESULTADOS, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Tanto las leyes de los coeficientes de fuerza en la dirección de los raíles (C_F) como las de los coeficientes de momento de vuelco (C_M) en función de α muestran una curvatura

cóncava con valores máximos en torno a α = 90º, siendo superiores con rugosidad de entorno suburbano que con rugosidad de mar abierto. Cuando la pluma de la grúa se posiciona recogida, la esbeltez de la estructura es mayor y para el mismo régimen de viento presenta mayores momentos de vuelco (Figura 2).

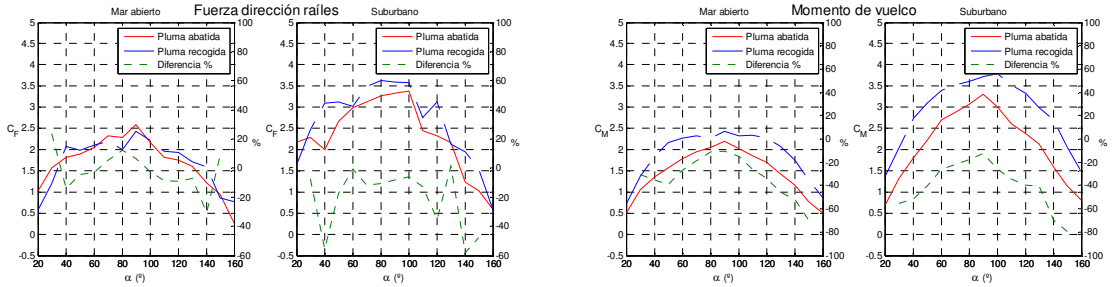


Figura 2. Distribuciones de C_F (izquierda) y de C_M (derecha) en función de α.

Con una intensidad de turbulencia I_U = 19 %, para Re = $1.9667 \cdot 10^4$ se está en Régimen Subcrítico (Sumer y Fredsøe, 2006) con desprendimiento de vórtices de von Kármán de frecuencia fundamental de 4.0416 Hz. Este desprendimiento cíclico de vórtices introduce cargas dinámicas que solicitan la pieza en particular y la estructura en general, con riesgo de entrar en resonancia con la frecuencia propia de la grúa, pudiendo este efecto verse acrecentado por el fenómeno de *Lock-In* (Simiu y Scanlan, 1996). Según se aumenta la velocidad hasta Re = $4.0667 \cdot 10^4$, se produce la caída brusca del coeficiente de arrastre (C_D).

A medida que crece β, la asimetría del flujo es mayor, provocando, igual que al aumentar Re, espectros de densidad de potencia más ancha (Nikitas et al., 2012).

Al incrementarse α, aumentan tanto las diferencias en los coeficientes de presión (C_p) frente a ω como los C_D y la potencia (S) bajo la curva de densidad espectral del coeficiente de sustentación (C_L) alrededor del número de Strouhal St = 0.20. Se obtiene la relación:

$$S = a \cdot \cos^n \alpha + b$$

De todo esto (Figura 3), se deduce que en los ensayos el viento no atraviesa el cilindro perpendicularmente a su directriz cuando α ≠ 90º, contradiciendo la Hipótesis de Flujo Transversal (Hoerner, 1965).

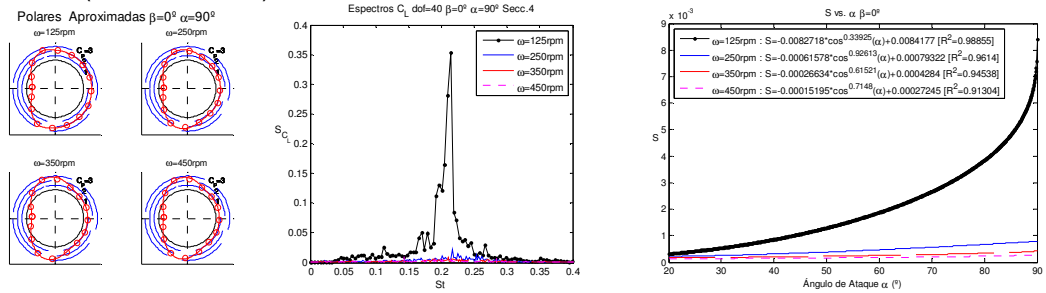


Figura 3. Distribución de C_p en coordenadas polares (izquierda) y espectros de densidad de potencia de C_L respecto a St (centro), cuando β = 0º y α = 90º, para las distintas ω. Variación de S en función de α, cuando β = 0º, para las distintas ω (derecha).

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Fomento a través del proyecto "Fiabilidad de las Estructuras Portuarias" (P50/08).

REFERENCIAS

Hoerner, S.F., 1965. Fluid-Dynamic Drag. Autor.

Nikitas, N., Macdonald, J.H.G., Jakobsen, J.B., Andersen, T.L., 2012. Critical Reynolds number and galloping inestabilities: experiments on circular cylinders. Experiments in Fluids 52, 5, 1295-1306.

Simiu, E., Scanlan, R.H., 1996. Wind Effects on Structures. Wiley, New York.

Sumer, B.M., Fredsøe, J., 2006. Hidrodynamics around Cylindrical Structures. World Scientific, New Jersey.

Zdravkovich, M.M., 1997. Flow around circular cylinders Vol 1: Fundamentals. Oxford University Press, Oxford.

MÉTODOS ESTOCÁSTICOS MULTICRITERIO PARA LA TOMA DE DECISIONES EN GESTIÓN PORTUARIA

R. García Morales, A. Baquerizo Azofra, M. Losada Rodríguez

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra de Andalucía. Universidad de Granada. Edificio CEAMA. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada, España. rgarciamorales@ugr.es,abaqueri@ugr.es,mlosada@ugr.es.

INTRODUCCIÓN

La ley 33/2010 de régimen económico y de prestación de servicios en los puertos de interés general de España establece un nuevo marco jurídico para el sistema portuario español en el que fomenta, entre otros aspectos, la autosuficiencia financiera y la competitividad interportuaria, reforzando la autonomía de gestión de las Autoridades Portuarias.

En este contexto, el nivel de servicio que ofrece el puerto se convierte en un variable esencial para mantener el tráfico portuario o atraer nuevas rutas comerciales. En el comportamiento de dicha variable están implicados todos los agentes portuarios, por lo que es necesario realizar una gestión integrada del puerto, incluyendo todas las partes interesadas en la actividad portuaria.

En este trabajo se propone una metodología para la toma de decisiones en la gestión portuaria que utiliza técnicas estocásticas multicriterio para tener en cuenta el carácter aleatorio de los agentes forzadores existentes en un puerto.

METODOLOGÍA

El primer paso de la metodología que aquí se presenta consiste en la definición de unos determinados objetivos de gestión, a cumplir en un determinado periodo de tiempo, y su expresión en términos de ciertas variables (nivel de servicio ofrecido, ingresos, etc.) y los límites aceptables para las mismas. A continuación, y con el fin de conseguir esos objetivos, se definen una serie de alternativas $A_1, A_2, ..., A_M$. El grado de cumplimiento de los objetivos para cada una de las alternativas planteadas se mide a través de un conjunto de indicadores $\xi_1, \xi_2, ..., \xi_N$.

Evaluación de la incertidumbre en el comportamiento de una estrategia

Para la evaluación de las estrategias se ha empleado un modelo de simulación de la actividad portuaria. Este modelo considera el puerto como un sistema sometido a una serie de agentes climáticos y de uso y explotación, que pueden ser caracterizados como procesos estocásticos, y cuyo funcionamiento a lo largo de un periodo de tiempo se traduce en unas respuestas medibles mediante el conjunto de variables o indicadores seleccionados.



Figura 1. Esquema de la metodología aplicada

Utilizando técnicas de simulación, se obtiene un número elevado de realizaciones de dichos procesos estocásticos para alimentar el modelo, y se estiman los valores de los indicadores definidos. De esta manera, se obtiene, para cada alternativa, una muestra

aleatoria del vector $\vec{\xi} = (\xi_1, \xi_2, ..., \xi_N)$. Esta muestra se emplea para inferir la función de densidad conjunta $f(\vec{\xi})$, que caracteriza en términos probabilísticos el comportamiento de cada estrategia analizada.

En la figura 1 se presenta un esquema general de la metodología planteada.

Técnicas estocásticas multicriterio

El análisis multicriterio es una técnica muy empleada para la elección de una alternativa en cualquier proyecto de ingeniería civil. En él se evalúan varias alternativas según unos criterios que son ponderados con unos pesos según las preferencias del decisor. En el caso en el que los criterios tengan un carácter aleatorio es preciso recurrir a técnicas estocásticas.

En este trabajo se utiliza el método estocástico multicriterio SMAA-2 (Lahdelma y Salminen, 2001), que permite priorizar las estrategias seleccionadas teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a su desempeño medida a través del vector aleatorio $\vec{\xi}$, y la incertidumbre en las preferencias de los decisores mediante la consideración de una función de densidad del vector normalizado de pesos, $\vec{w}$.

CASO DE ESTUDIO

La metodología planteada se aplica a un puerto ideal que cuenta con dos terminales, una de contenedores, con un muelle de 450 metros de longitud, y otra de graneles líquidos, con dos atraques en un pantalán.

Los objetivos de gestión definidos son la reducción de la congestión y el incremento de los beneficios del puerto, así como del volumen total de mercancías movido en el mismo. Para la consecución de estos objetivos, se plantean 4 alternativas: la primera de ellas, A_0, consiste en mantener la configuración inicial del puerto. Las otras 3 alternativas, A_1, A_2 y A_3 consisten en un incremento de la longitud de la línea de atraque hasta 600 metros, 700 metros y 800 metros, respectivamente.

Los indicadores que se seleccionan para la aplicación de la metodología son el volumen total de mercancías movidas en el puerto, *G*, los beneficios de la autoridad portuaria considerando la amortización de las inversiones realizadas y los ingresos por tasas portuarias, *B*, y el nivel de servicio ofrecido el puerto, *S*, definido como el valor complementario de la espera media relativa, τ (Llorca, 2012). Con esta elección se tiene en cuenta a las principales partes interesadas del puerto: Autoridad Portuaria, concesionarios de servicios portuarios y usuarios del puerto.

Resultados

La evaluación de las alternativas y el análisis estocástico multicriterio determinan que la alternativa A_2, que proponía una ampliación de la línea de atraque del muelle de contenedores de 250 metros, es la más idónea, ya que el índice de aceptabilidad obtenido al compararla con las alternativas A_1 y A_3 es 0.6412. Esto significa que la alternativa tiene un 64% de probabilidad de ser la alternativa elegida, frente al 36% de la alternativa A_3 y prácticamente un 0% de la alternativa A_1.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por el programa FPU del Ministerio de Educación (AP 2010-0865). Los autores agradecen también la financiación recibida del Ministerio de Fomento (proyecto CIT-460000-2009-021).

REFERENCIAS

Lahdelma, R., Salminen, P., 2001. SMAA-2: stochastic multicriteria acceptability analysis for group decision making. Operations Research 49 (3), 444-454.

Llorca, J. 2012. ROM 2.0 -11. Tomo I. Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre. Puertos del Estado. ISBN 978-84-88975-40-9. Pp. 148

EVALUACIÓN DE RIESGOS EN LAS MANIOBRAS DE ACCESO DE BUQUES A PUERTO. REVISIÓN DE NORMATIVA PARA "CAR-CARRIER" EN EL PUERTO DE PASAJES

R. Atienza Martín[1], C. Cal Baudot[2], J. R. Iribarren Alonso[3], R. M. Pérez González[4], G. Irigoyen Muñoz[5]

[1] *Director General. Siport21. Las Matas (Madrid) jose.r.iribarren@siport21.com*
[2] *Capitán de la Marina Mercante. Siport21. Las Matas (Madrid) carlos.cal@siport21.com*
[3] *Gerente de Proyectos. Siport21. Las Matas (Madrid) raul.atienza@siport21.com*
[4] *Ingeniero de Proyectos. Siport21. Las Matas (Madrid) rosa.perez@siport21.com*
[5] *Director de la Autoridad Portuaria de Pasajes, girigoyen@puertopasajes.net*

RESUMEN

Basándose en las recomendaciones del Comité de Seguridad Marítima de la Organización Marítima Internacional recogidas en el documento "Guidelines for Formal Safety Assessment (FSA) for use in the IMO rule-making proccess" se ha desarrollado un método para la evaluación de riesgos en las maniobras de acceso de buques a puerto.

El objetivo del método es realizar una estimación de los riesgos que para la población supone el acceso de los buques a los puertos a fin de conocer si son o no aceptables. En el caso de no ser aceptables se estudian las medidas o procedimientos correctores que pudieran ser aplicables para conseguir que el supuesto analizado pueda ser aceptado. El resumen de todos los condicionantes o medidas correctoras constituyen las Medidas de Seguridad.

Para la evaluación de riesgos se analizan diversas situaciones de emergencia (fallo de máquina, bloqueo de timón, …), empleando el Simulador de Maniobra de Buques en Tiempo Real de Siport21, donde se simula el acceso al puerto de los buques más representativos, con el objeto de determinar las combinaciones de buque-oleaje-viento-marea-corriente que suponen los mayores riesgos.

Además, el uso de esta herramienta permite que todos los agentes involucrados en las maniobras (Prácticos, Capitanes, Capitanía Marítima, Autoridad Portuaria y Remolcadores) puedan asistir a las simulaciones para comprobar la ejecución de las maniobras y los resultados del estudio.

La metodología seguida para la evaluación del riesgo es de carácter cuantitativo, ya que el objetivo del método es comparar diferentes situaciones de operación en las maniobra de acceso de determinados buques (como por ejemplo sin y con la asistencia de remolcadores). Es importante destacar que este método permite también valorar el riesgo de cada una de las situaciones y compararlo con criterios de aceptación previamente establecidos.

Como caso de aplicación se expone el estudio de determinar la conveniencia o no del otorgamiento de una exención total del cumplimiento del vigente Reglamento de Uso de Remolcadores en el Puerto de Pasajes a determinados "car-carriers" de UECC que operan en el mismo.

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presenta un método para la evaluación de riesgos en las maniobras de acceso de buques a puerto. El objetivo del método es realizar una estimación de los riesgos que para la población supone el acceso de los buques a los puertos a fin de conocer si son o no aceptables. En caso de no ser aceptables, se estudian las medidas o procedimientos correctores que pudieran ser aplicables para conseguir que el supuesto analizado pueda ser aceptado. El resumen de todos los condicionantes o medidas correctores constituye las Medidas de Seguridad.

La metodología empleada para definir y sobre todo para evaluar los riesgos se basa en las recomendaciones del Comité de Seguridad Marítima de la Organización Marítima Internacional (OMI) recogidas en el documento "Guidelines for Formal Safety Assessment (FSA) for use in the IMO rule-making process (MSC/Circ.1023-MEPC/Circ.392)", MSC 83/INF.2, 14/05/2007, adaptándose al objetivo del trabajo.

La Recomendación ROM 3.1-99 "Recomendaciones para el Proyecto y construcción de Accesos y Áreas de Flotación" de Puertos del Estado, define como Riesgos Accidentales aquellos supuestos de carácter fortuito o anormal que no provienen de las meras dificultades de gobierno del buque en las condiciones Normales de Operación, sino de supuestos con muy pocas probabilidades de presentación a lo largo de la Vida Útil del proyecto, pero que, de producirse, podrían tener un efecto significativo para la seguridad.

El enfoque del presente trabajo de riesgos náuticos responde a los criterios anteriores. Se ha procedido a estudiar, en cada uno de los supuestos de riesgo analizados, las consecuencias que se derivarían de ocurrir el incidente contemplado. Posteriormente se procede a cuantificar cada supuesto según métodos numéricos, tomando en consideración la probabilidad de presentación y la severidad de las consecuencias del fallo.

En la realización de estos estudios, se analizan diversas situaciones, empleando el Simulador de Maniobra de Buques en Tiempo Real de Siport21. De tal forma que se simula el acceso de determinados buques representativos del tráfico del puerto, con el objeto de determinar las combinaciones de buque-oleaje-viento-marea-corriente que supongan los mayores riesgos.

METODOLOGÍA DE RIESGOS

A continuación se explica someramente el concepto de riesgo y la forma de cuantificarlo para una mejor compresión de los resultados obtenidos. El riesgo es una exposición a un peligro, inherente a una situación o actividad. Toda actividad implica por naturaleza riesgos.

El riesgo de cualquier supuesto que se analice es el producto de la probabilidad de presentación por las consecuencias del mismo, valorado dentro de un periodo de tiempo determinado y en unas circunstancias específicas. Por tanto el riesgo implica dos aspectos:

- La probabilidad de que ocurra un accidente (que se representa mediante el número de accidentes por año)
- La gravedad de las consecuencias del accidente (nivel de daños materiales, número de personas heridas o muertas)

La metodología de un Estudio de Riesgos consiste en el análisis sistemático de todos los supuestos que pudieran presentarse evaluando en función de su probabilidad de presentación y consecuencias si son o no aceptables. En el segundo caso, se estudian las medidas o procedimientos correctores que pudieran ser aplicables para conseguir que el supuesto analizado pueda ser aceptado. El resumen de todos los condicionantes o medidas correctoras constituye las Medidas de Seguridad. La figura 1 muestra un esquema de la metodología básica para el desarrollo de un estudio de riesgos.

La evaluación de riesgos puede acometerse por dos vías, en función de la profundidad de análisis deseada y de la disponibilidad de información:

- Análisis Cuantitativo: la aproximación más avanzada y exigible si se requieren resultados cuantitativos precisos
- Análisis Cualitativo: las diferentes situaciones de riesgo consideradas se analizan siguiendo la metodología de Matriz de Evaluación de Riesgos

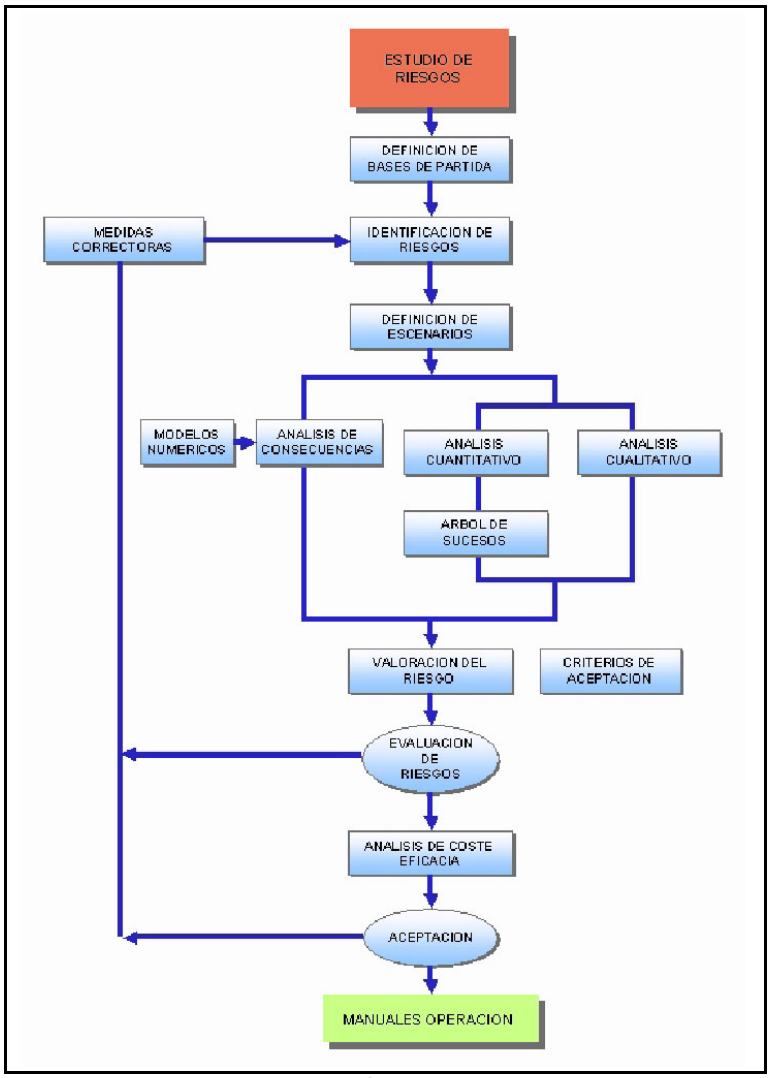


Figura 1. Metodología de estudio de riesgos

Análisis cuantitativo

Esta aproximación es la más avanzada y exigible si se requieren resultados cuantitativos precisos. En este caso, se procede inicialmente a la identificación de “lo que puede fallar”. Por tanto, se elabora una lista preliminar pero completa de incidentes potenciales. Algunos de ellos pueden ser eliminados posteriormente si su nivel de riesgo es cuantitativamente despreciable. De todos modos, habrán sido localizados y su omisión será documentada.

A continuación se procede a la evaluación de frecuencias de cada uno de los riesgos identificados. Para ello se recurre normalmente a datos históricos de tasas de fallo en los distintos procesos o instalaciones.

Los datos históricos de tasas de fallo se combinan utilizando esquemas lógicos de tipo diagrama de árbol de fallos. Estos muestran las combinaciones de fallos que deben producirse para llegar a un incidente de riesgo.

El paso siguiente es la evaluación de consecuencias de los fallos ocurridos en los distintos escenarios. Para ello, lo habitual es recurrir a la modelización y simulación de los diferentes procesos físicos. De este modo es posible cuantificar la extensión y gravedad de las consecuencias del fallo.

Se pasa entonces al proceso de integración del riesgo. Es decir, una vez establecidas las frecuencias y consecuencias de los incidentes finales, pueden combinarse para generar representaciones del riesgo. Se suelen emplear dos formas de representación numérica del nivel de riesgo:

Riesgo Social

El riesgo social o colectivo se emplea para calcular los riesgos de accidentes que afectan a un gran número de personas. Considera la probabilidad de que un cierto número de personas sufra un efecto perjudicial. Es decir, es la consecuencia de una actividad sobre el conjunto de la población.

Se describe mediante un gráfico F-N, con el número de víctimas N en el eje de abscisas y la probabilidad F de que ese número de personas sufra un efecto perjudicial en el eje de coordenadas.

Las curvas F-N resultantes pueden compararse entre sí para diversas alternativas de actuación, así como contrastarse de forma absoluta con criterios de aceptación previamente establecidos.

Riesgo Individual

Es el riesgo absoluto que afecta a un individuo expuesto, o lo que es lo mismo, la probabilidad de que una persona experimente un efecto perjudicial durante un cierto periodo de tiempo, normalmente un año.

Se utiliza para calcular el riesgo de accidente para un individuo particular en un lugar determinado. No sólo se tienen en cuenta la frecuencia del accidente y sus consecuencias, sino también la exposición relativa del individuo, es decir, la probabilidad de que el individuo se encuentre en ese lugar en el instante en que se produce el accidente.

Para la aplicación en este trabajo, el riesgo de que una persona muera o sufra lesiones en las proximidades de una zona portuaria como consecuencia del impacto de un buque en su acceso será mayor cuanto más cerca se encuentre ese individuo del lugar del impacto. Por tanto, el riesgo individual para un tripulante del buque será más elevado que para una persona que viva cerca de la zona portuaria.

La finalidad del cálculo del riesgo individual es garantizar que las personas que podrían resultar afectadas por el accidente de un buque no estén expuestas a riesgos excesivos.

Para la evaluación de cada riesgo habrá que determinar también el método de evaluación a utilizar. Generalmente, los accidentes que causan una o dos muertes se evalúan mejor considerando el riesgo individual, mientras que los accidentes que causan la pérdida de una tripulación o de los pasajeros se evalúan mejor considerando el riesgo social.

En este trabajo se han considerado ambos métodos de estimación: individual y social, ya que resultados de riesgo individual aparentemente aceptables pueden traducirse en niveles sociales inaceptables.

Análisis cualitativo

La evaluación cuantitativa produce resultados numéricos precisos que permiten comparar diversas alternativas entre sí y valorarlas contra criterios normativos. Sin embargo, requiere disponer de datos estadísticos fiables sobre la frecuencia de presentación de los distintos supuestos de riesgo, así como de herramientas de evaluación de daños.

Por estos motivos, se plantea como alternativa el análisis cualitativo, donde las diferentes situaciones de riesgo consideradas se analizan siguiendo la metodología de Matriz de Evaluación de Riesgos.

Este método consiste en que a cada uno de los posibles fallos se le asignará cualitativamente, una probabilidad de presentación (alta, media, baja o muy baja). Por otra parte, tras el análisis correspondiente, normalmente mediante técnicas de simulación, es posible detectar qué situaciones admiten soluciones paliativas y cuáles llegan a tener consecuencias accidentales de mayor o menor gravedad. Así pues, se valora la severidad de las consecuencias del fallo, considerando fundamentalmente los aspectos de seguridad, reputación, impacto ambiental o repercusión comercial (con una asignación del tipo muy alta, alta, media y baja). Cruzando ambas variables, se definen tres regiones de riesgo en la matriz (Tabla 1):

- Zona Despreciable (verde): riesgo bajo como resultado de frecuencia reducida y severidad limitada. Aun así, los riesgos incluidos en esta zona deben ser controlados con criterios de mejora continua.

- Zona media ó ALARP (amarillo): riesgo medio como resultado de alta frecuencia y severidad moderada o muy baja frecuencia con consecuencias graves. Para los riesgos de este tipo se aplica el criterio ALARP ("as low as reasonably practicable"), es decir, se acepta la situación y el riesgo se limita a niveles razonables estableciéndose medidas de alerta y control previo o acciones correctoras que no tengan un coste inasumible comparado con el de los daños que pretenden evitar.
- Zona Inaceptable (rojo): riesgo alto como resultado de frecuencia media o alta y severidad media o alta. Para estas situaciones habrán de establecerse medidas preventivas de reducción del riesgo, hasta que éste baje a límites aceptables.

Tabla 1. Matriz de Evaluación de Riesgos

Valoración de severidad	Valoración de probabilidad			
	Muy Baja (MB)	Baja (B)	Media (M)	Alta (A)
	Muy improbable	Muy poco frecuente (casi nunca)	Posible (sucede algunas veces)	Muy probable (sucede frecuentemente)
Muy alta (MA)	M	A	A	A
Alta (A)	B	M	A	A
Media (M)	B	B	M	A
Baja (B)	MB	B	B	M

Riesgo = A (alto) - M (medio) - B (bajo) - MB (muy bajo)

El análisis cualitativo es menos preciso que el cuantitativo, como se ha indicado, pero permite detectar todas las situaciones de riesgo, clasificarlas por su importancia, definir medidas preventivas/correctoras adecuadas y valorar de forma individualizada su eficacia y su influencia en el nivel de seguridad global.

Criterios de aceptación

Riesgo Individual

Los criterios de aceptación de riesgo individual para actividades peligrosas se establecen tomando como referencia otras actividades del sector. El nivel de riesgo aceptable depende de dos condiciones:

- de que el riesgo se corra de forma involuntaria o voluntaria
- de que el individuo tenga o no control sobre el riesgo

Si una persona se expone voluntariamente a un riesgo y/o tiene cierto control sobre él, el nivel de riesgo aceptado será más alto que si una persona se expone de forma involuntaria a dicho riesgo o no tiene ningún control sobre él, como en este caso. Un habitante de las proximidades del puerto tiene un control escaso o nulo sobre los riesgos a los que está expuesto como resultado de la actividad de los buques. Esta persona se expone al riesgo de forma involuntaria. En cambio, un tripulante del buque elige su puesto de trabajo voluntariamente y, por su capacidad y formación, tiene cierto control sobre los riesgos a los que se expone en su puesto de trabajo.

No hay un criterio universal de riesgo individual aceptable. La IMO ha adoptado los criterios establecidos en las publicaciones del Departamento Británico de Salud y Seguridad ("UK Health and Safety Executive", HSE, 1999), recogidos en el FSA:

- Máximo riesgo tolerable para la tripulación 10^{-3} por año
- Máximo riesgo tolerable para los pasajeros 10^{-4} por año
- Máximo riesgo tolerable para la población 10^{-4} por año
- Riesgo Despreciable 10^{-6} por año

En este trabajo se han considerado los límites inferior y superior de los criterios de aceptación del riesgo indicados para la población:

- Máximo riesgo tolerable 10^{-4} por año
- Riesgo Despreciable 10^{-6} por año

Riesgo Social o Colectivo

Para describir las actitudes adversas al riesgo de la sociedad (accidentes que afectan a un gran número de personas) se utilizan los diagramas F-N. En general, la sociedad está menos dispuesta a aceptar un gran accidente con muchas víctimas que muchos accidentes, cada uno con un pequeño número de víctimas.

La definición matemática de la frecuencia de N o más víctimas mortales es:

$$F_N = F_1 \cdot N^b \qquad (1)$$

donde:

FN es la frecuencia de N o más víctimas

F1 es la frecuencia de accidentes que implican una o más víctimas

b es la pendiente, que indica la aversión de la sociedad al riesgo

Al establecer los límites superior e inferior de aceptación del riesgo colectivo deberán definirse un punto de referencia y una pendiente. La pendiente indica la actitud inherente al riesgo, si ésta es propensa, neutra o adversa a dicho riesgo. A fin de reflejar la aversión al riesgo, el FSA recomienda utilizar una pendiente de valor igual a -1 en una escala logarítmica.

Para el caso práctico se han tomado como referencia los criterios establecidos para buques Ro-Pax en el proyecto de investigación SAFEDOR (“Public Deliverable D4.5.2, Risk Acceptance Criteria”), donde se calcularon los criterios de aceptación del riesgo colectivo teniendo en cuenta la importancia de la actividad para la sociedad (MSC 72/16).

En SAFEDOR se estableció un promedio aceptable del número potencial de muertes (PLL) que se llevó a cabo examinando el valor económico de la actividad y su relación con el producto nacional bruto. Adoptando esta medida para tripulantes/trabajadores, pasajeros y terceras personas. El riesgo se define como intolerable cuando supera el riesgo medio aceptable en más de un orden de magnitud y se dice que es despreciable (aceptable en líneas generales) cuando es inferior al riesgo medio aceptable en un orden de magnitud. Estos límites superior e inferior constituyen la región ALARP, lo cual coincide con otros criterios publicados de aceptación de riesgo colectivo.

Los criterios de aceptación del riesgo social en el caso de los buques “car-carrier” analizados en el caso práctico de este trabajo se han tomado de los del tipo Ro-Pax establecidos en SAFEDOR y aceptados en MSC 85/17/2 de conformidad con el enfoque presentado en el documento MSC 72/16, es decir, sobre la base de la importancia económica del transporte marítimo para buques Ro-Pax. Estos criterios se presentan en la siguiente figura:

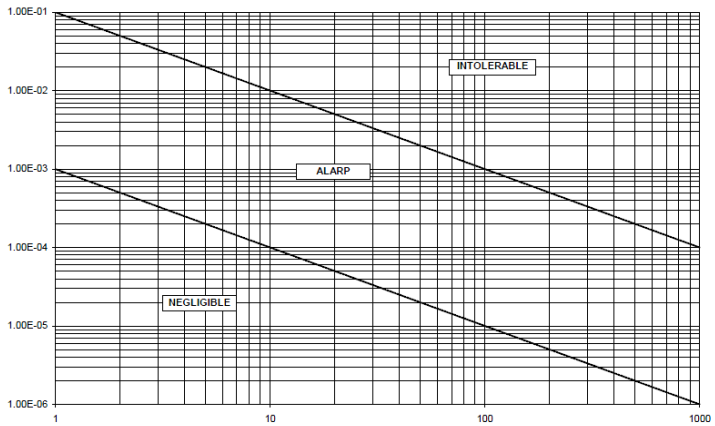


Figura 2. Criterios de aceptación riesgo social para buques Ro/Ro Pax. MSC 85/17/2

Se ha tomado como punto de referencia para definir un valor de riesgo medio que la frecuencia de presentación de 10 víctimas sea 10^{-3} por año. Por tanto, el límite entre la zona

de riesgo despreciable y tolerable (ALARP) para 10 víctimas corresponde a una frecuencia de presentación de 10^{-4} por año; y el límite entre la zona de riesgo tolerable (ALARP) e inaceptable para 10 víctimas corresponde en este caso a una frecuencia de presentación de 10^{-2} por año.

Los criterios anteriores están establecidos para personas que viajan a bordo del buque. El objetivo del estudio se centra en la población de la zona habitada a ambos lados del canal de acceso al Puerto de Pasajes. Para este grupo de personas, ajenas a la operación que conlleva el riesgo, el FSA establece que debe ser responsabilidad de las autoridades nacionales el definir el riesgo máximo tolerable y despreciable. A falta de información por parte de las autoridades españolas se ha establecido un criterio de aceptación más estricto, en un orden de magnitud, que el recomendado por el FSA para la tripulación y pasajeros. Los criterios de aceptación para terceras personas son pues los siguientes:

- Máxima frecuencia de presentación tolerable para 10 víctimas es 10^{-3} por año
- Frecuencia de presentación despreciable para 10 víctimas es 10^{-5} por año



Figura 3. Criterios de aceptación de riesgo social establecidos para la población

Identificación de supuestos de riesgo

A continuación se presentan los supuestos de riesgo objeto de análisis en la navegación en zonas portuarias. Esta relación sigue recomendaciones IMO y experiencia en análisis similares (HAZID) efectuados para instalaciones portuarias en servicio:

- Fallos producidos en los sistemas de propulsión y gobierno del propio buque
  - Caída completa de la potencia de propulsión (“black-out”)
  - Fallo de máquina/máquinas
  - Embalamiento de la propulsión avante
  - Pérdida de gobierno
  - Bloqueo de timón/timones
- Fallos del maniobrista del buque (Capitán - Prácticos)
  - Error en la asignación de la ruta
  - Error en el posicionamiento del buque
  - Fallos de comunicaciones con tiempos de reacción muy prolongados
- Empeoramiento repentino de las condiciones climáticas
  - Variación súbita de la velocidad o dirección del viento
  - Pérdida de visibilidad (chubascos o niebla)

Teniendo en cuenta el objetivo del estudio “considerar el otorgamiento de exención del uso de remolcadores en las maniobras de entrada de determinados buques de UECC al Puerto de Pasajes”, se han considerado las siguientes situaciones críticas:

- Maniobras con fallo de una máquina
- Maniobras con bloqueo de los timones
- Maniobras con fallo total de propulsión (“black-out”)

En el supuesto de que alguno de los casos anteriores tenga como consecuencia la colisión del buque con las orillas del canal en las zonas habitadas, se propone como medida correctora la asistencia de un remolcador en la maniobra de acceso. Se analiza y valora la efectividad de esta medida correctora con la misma sistemática, para comparar y determinar si con la adopción de la misma se cumplen los criterios de aceptación. En este análisis habrán de tenerse en cuenta los siguientes aspectos: repercusiones operativas, beneficio en el nivel de riesgos (diagramas F-N) y relación coste/beneficio de la medida.

Todas las maniobras se han analizado por medio de simulación en tiempo real. Es decir, se ha simulado la entrada de dos buques representativos de la flota de UECC al Puerto de Pasajes, con el objeto de determinar las combinaciones de buque-oleaje-viento-marea-corriente que suponen los mayores riesgos, comparando las situaciones sin/con remolcadores.

ESTUDIO EN EL SIMULADOR

Se han reproducido las maniobras de acceso de los buques empleando el simulador de maniobras en tiempo real de Siport21 (modelo MERMAID 500 desarrollado por MARIN-MSCN (Holanda)). Este sistema reproduce el comportamiento de un buque específico durante la ejecución de las maniobras de acceso o salida de puerto, sometido a la acción de los agentes ambientales (viento, corriente, oleaje, profundidad limitada, succión de orilla, etc.) y auxiliado, en su caso, por remolcadores.

El centro de simulación de maniobra de buques en tiempo real de Siport21 está certificado por DNV (Det Norske Veritas) para el desarrollo de estudios como base para el diseño de puertos, canales de acceso y zonas de maniobra así como para la formación y entrenamiento de Prácticos, Capitanes y Oficiales.

El Capitán o Práctico usuario del sistema opera sobre la reproducción de un puente de mando con instrumentación real y radar, percibiendo visualmente el movimiento del buque en tiempo real sobre una pantalla de grandes dimensiones, así como los sonidos ambientales (máquina del buque propio, viento, bocinas de buques próximos, etc.).

Descripción del equipo

La instrumentación disponible en el puente incluye elementos de control (telégrafo de órdenes a la máquina, timones, hélices auxiliares de maniobra), indicadores (compás, ecosonda, corredera electromagnética, corredera Doppler, velocidad y dirección del viento, indicadores de rpm y ángulo de timón, reloj, etc.) y un sistema de intercomunicación con la terminal, buques próximos y remolcadores.

El radar muestra una imagen sintética del entorno del buque, sincronizada con la simulación, con presentación Norte arriba/proa arriba, alcance variable, anillos de distancia y línea de fe, entre otras utilidades. La señal es sensible a efectos ambientales, como la lluvia, etc. Se dispone también de dos equipos ECDIS (carta electrónica) simulados, que representan la información esencial de la carta náutica del puerto.

La imagen del entorno vista desde el puente está generada por ordenador mediante un sistema visual de altas prestaciones, que permite el tratamiento de imágenes sombreadas y texturadas (superposición de fotografías reales en la imagen) con elevada velocidad de refresco. Se dispone de visión continua en todo el horizonte (360º) modificando a voluntad durante la simulación y en tiempo real el ángulo de visión. La imagen del entorno del buque se presenta sobre una pantalla de 260º de amplitud horizontal, 30º de amplitud vertical y 12 m de diámetro, que permite una correcta percepción visual en el desarrollo de las maniobras de aproximación y una inmersión total en el entorno simulado. El punto de vista puede ser modificado también a voluntad del maniobrista, proporcionando visión desde el centro del

puente o los alerones, lo que resulta de especial utilidad durante el desarrollo del atraque y desatraque.

El sistema de simulación incorpora aplicaciones para el análisis de las simulaciones específicamente adaptadas a ingeniería portuaria y operaciones náuticas. Tras llevar a cabo una simulación, se producen varios tipos de resultados: tablas y gráficos de valores instantáneos y gráficos de trayectoria y de campos de viento, oleaje y corriente.

Puerto de Pasajes

El Puerto de Pasajes está situado al norte de la Península Ibérica. El acceso al puerto, situado en la desembocadura del Río Oyarzun, se realiza por un canal de unos 1200 metros de longitud y anchura variable, entre 80 m y 120 m (estrecho y sinuoso).

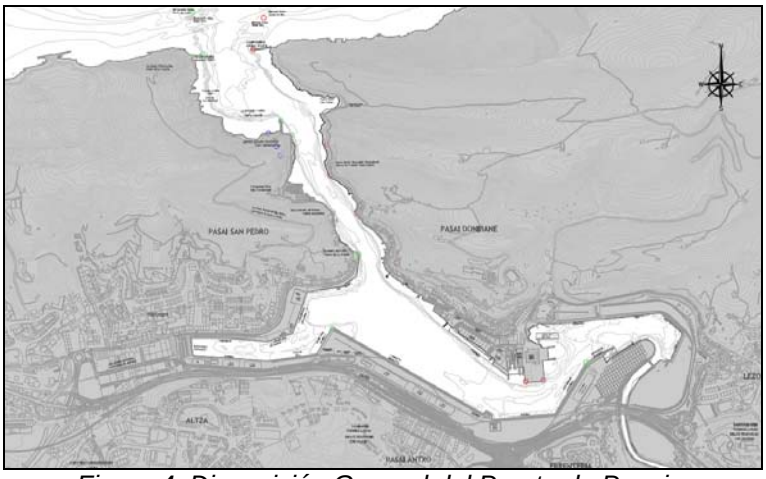


Figura 4. Disposición General del Puerto de Pasajes

El canal termina por estribor en la Punta de la Torre, dando paso a la Bahía, que se extiende a lo largo de casi 900 metros y finaliza en la Vuelta de Luzuriaga. Finalmente, el puerto termina en la dársena de Lezo.

Datos de clima marítimo

En las maniobras analizadas se considera el efecto del viento, el oleaje y la corriente, pues son los factores más importantes para la maniobra.

Para caracterizar los escenarios meteorológicos y marítimos se ha utilizado el “Estudio de clima marítimo y corrientes en el Puerto de Pasajes” (CEDEX, 1996). Se ha actualizado la información de oleaje y viento con datos de estudios posteriores para el proyecto del Puerto Exterior de Pasjes. Además, se ha tenido en cuenta la información aportada por los prácticos durante una reunión previa en el puerto.

Buques de cálculo



Los buques de UECC son “car-carriers” de entre 120 y 140 metros de eslora total. Estos buques disponen de doble hélice propulsora de paso variable, dos timones Becker y una hélice de maniobra en proa. Son barcos con muy buena maniobrabilidad. La principal característica de los “car-carriers” es su gran obra muerta, que supone una gran superficie expuesta al viento, en comparación con su calado.

La información sobre las características de maniobra suministrada por UECC ha permitido modelizar los buques objetivo con una buena calibración del modelo numérico.

Características de los remolcadores

En el Puerto de Pasajes se dispone de dos remolcadores de propulsión especial: Facal Dieciocho (Tractor Schottel) de 46 toneladas de tiro y Facal Diecinueve (Azimutal Schottel) de 30 toneladas de tiro.

En las maniobras simuladas se contó con un remolcador de 3.300 HP (46 t de tiro) equivalente al Facal Dieciocho, conectado por popa, a babor o estribor.

Valoración de las maniobras

La opinión del Capitán o Práctico que realiza la maniobra y sus apreciaciones durante el desarrollo de ésta tienen un peso fundamental en el proceso de valoración. Por otra parte, tras llevar a cabo las diferentes simulaciones de cada maniobra, se dispone de herramientas informáticas que permiten obtener varios tipos de resultados: gráficos de trayectoria, series temporales de diferentes variables y gráficos estadísticos de las variables y del área ocupada por el buque.

Uno de los objetivos importantes del análisis de las maniobras de emergencia con pérdida de propulsión es determinar las zonas de precaución en caso de producirse este fallo, el tiempo de deriva del buque hasta alcanzar las orillas del canal en la zona habitada y la velocidad de colisión previsible, dato muy importante para valorar las consecuencias de los daños.

La zona de precaución se define como el tramo del canal en que, de ocurrir una pérdida de propulsión que deje al buque a la deriva, se produzca como consecuencia final la colisión del buque con las orillas en la zona habitada. Las figuras siguientes muestran un ejemplo de las zonas de precaución para algunos casos analizados.

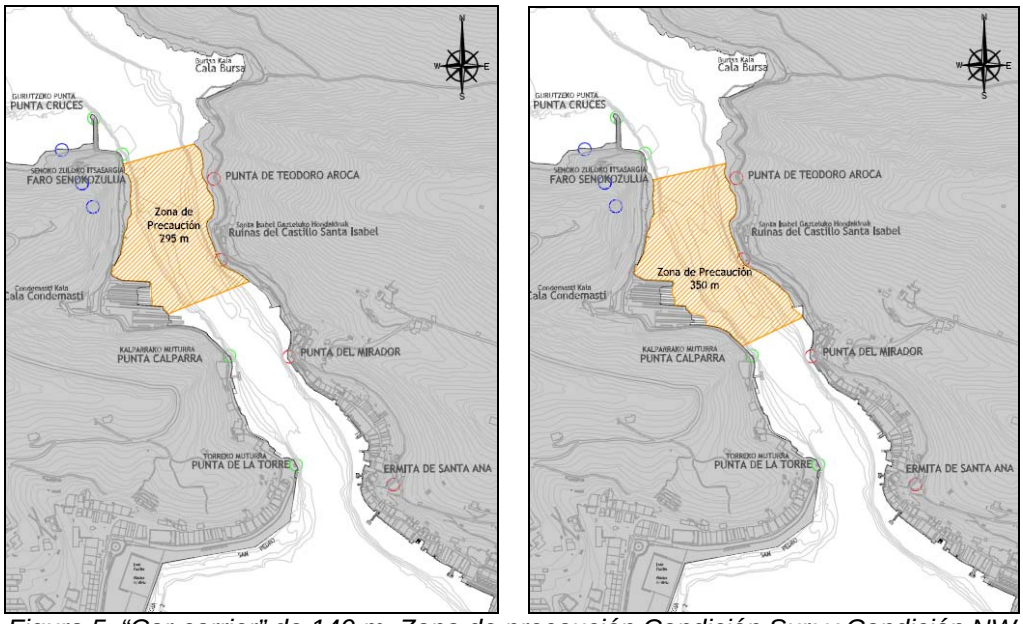


Figura 5. "Car-carrier" de 140 m. Zona de precaución Condición Sur; y Condición NW

Tras la realización de maniobras normales y de emergencia en el simulador, se extraen las siguientes conclusiones:

- Los buques cuentan con medios suficientes para hacer frente a incidentes con pérdida parcial de propulsión o pérdida total de gobierno sin necesidad de uso de un remolcador.
- La zona de riesgo está comprendida entre la Punta de Teodoro Aroca y la zona entre las Puntas Calparra y del Mirador. Las incidencias previas a esta zona llevan a una varada o colisión antes de la zona habitada; si el fallo se produce con posterioridad, el buque ingresa por inercia en la Dársena.
- El tiempo transcurrido entre la pérdida de propulsión y la varada o colisión está en torno a 3 minutos en la mayoría de los casos, insuficiente para las operaciones de

amarre de un remolcador, por lo que no se considera útil la alternativa de llevar el remolcador acompañando sin estar amarrado.

- La utilización de remolcador supone un cambio sensible en la estrategia de maniobra, obligando a la disminución de velocidad en la aproximación y cruce de la barra. La reducción de velocidad es necesaria para permitir que el remolcador siga al buque estando conectado en las condiciones de oleaje estudiadas.
- Dicha disminución de velocidad supone limitar las excelentes condiciones de maniobrabilidad de estos buques, disminuyendo la seguridad en las fases de aproximación y cruce de la barra, donde puede ser necesario un aumento del régimen de revoluciones para controlar los efectos del oleaje.
- La aproximación con el remolcador conectado supondría, además, la limitación de la altura de ola a unos 2.5 m, limitación que no ocurre en la actualidad para estos buques.
- Por otra parte, un remolcador en popa supone un importante efecto de frenado del buque. En caso de no poder evitar el accidente, al menos la colisión se produce a menor velocidad.
- La utilización del remolcador no garantiza en todos los casos evitar el fallo.
- En los casos en que el remolcador consigue llevar el buque a salvo hasta la Dársena, se exige una estricta precisión y coordinación de sus acciones.
- Las dimensiones relativas del remolcador respecto al estrecho canal hacen que tenga escaso margen de actuación.

Análisis del área ocupada

El análisis del área ocupada por los buques a lo largo de la maniobra y su interferencia con los límites de la zona navegable pretende valorar cualitativa y cualitativamente los puntos críticos de la trayectoria y el riesgo de varada/colisión. Se analizan aquí únicamente las maniobras normales de acceso sin asistencia de remolcador.

Las conclusiones se basan en los resultados de 8 repeticiones de las maniobras para cada uno de los buques analizados. Tras cada simulación se almacenan las posiciones sucesivas del buque (extremos de estribor y babor (proa o popa) en cada sección del canal). Así puede calcularse la envolvente del área ocupada por el buque o incluso definir una distribución estadística del área ocupada ligada a un nivel de excedencia. La probabilidad de varada/colisión en cada sección del canal puede calcularse entonces utilizando las distribuciones estadísticas consideradas.

De esta forma se calcula la probabilidad de varada/colisión en dos tramos del canal, mediante el valor medio ponderado de las secciones del tramo (babor y estribor).

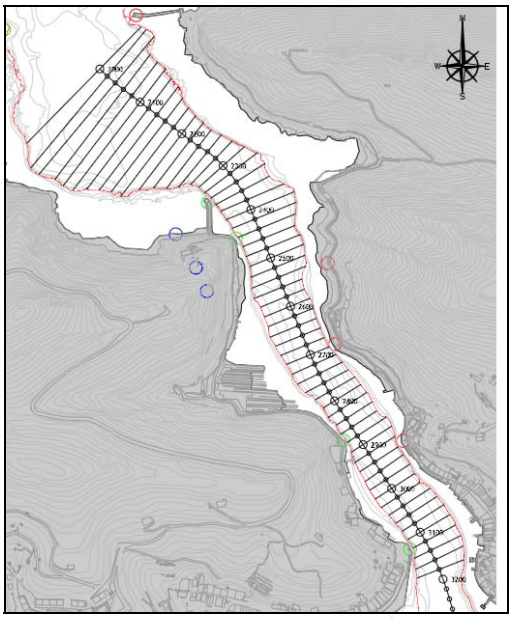


Figura 6. Secciones de cálculo

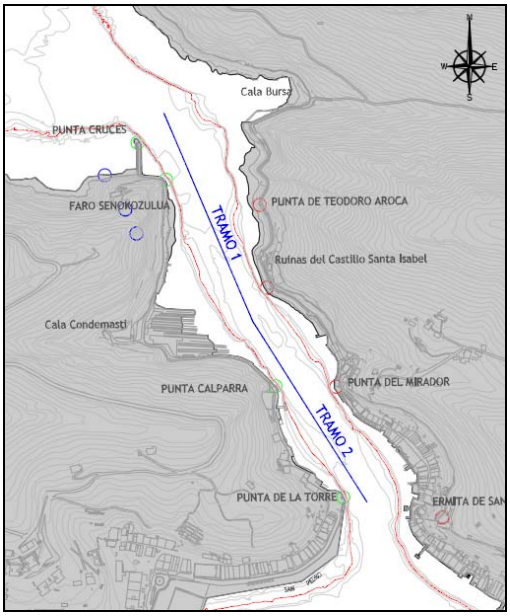


Figura 7. Tramos analizados

Este índice constituye un estimador muy útil. En la siguiente tabla se muestran los resultados en cada tramo y para cada buque:

Tabla 2. Probabilidad de abandono de la zona navegable en el canal de acceso

Tramo	Definición del tramo	"Car-carrier" 127 m	"Car-carrier" 140 m
Tramo 1	Desde Pta. Cruces hasta Pta. Calparra	5.78x10-5	1.55x10-4
Tramo 2	Desde Pta. Calparra hasta Pta. Torre	6.27x10-8	1.38 x10-14

La probabilidad más alta se presenta en el tramo 1 desde Punta Cruces hasta Punta Calparra y es más alta para el buque mayor (1.55x10-4). Estos valores se utilizan posteriormente para el cálculo de la frecuencia de colisión debida a error humano.

EVALUACIÓN DE RIESGOS

Análisis de frecuencia

El análisis de la frecuencia de colisión se lleva a cabo mediante la identificación de situaciones críticas, donde se pudiera producir el impacto o varada con las orillas en la zona habitada para cada buque. Se utiliza como punto de partida para el cálculo la información desarrollada en los apartados anteriores:

- Geometría del canal
- Estadística de las condiciones meteorológicas
- Estadística de tráfico de cada uno de los buques
- Valoración de las maniobras de emergencia realizadas en el simulador
- Estadística de probabilidad de abandono de la zona navegable

La frecuencia de colisión calculada tiene en cuenta los siguientes escenarios:

- Colisión debida a errores humanos, donde el buque se dirige directamente hacia la zona de impacto sin llevar a cabo ninguna medida de evasión.
- Colisión por deriva, que ocurre cuando el buque sufre pérdida completa de propulsión y deriva hacia la zona de impacto.

Error humano

La colisión por error humano ocurre cuando un buque continúa con rumbo directo hacia la zona de impacto sin llevar a cabo ninguna medida de evasión. Se basa en dos hipótesis:

- El buque tiene rumbo de colisión hacia la zona de impacto
- No se desarrolla ninguna acción de evasión para evitar la colisión

Las causas por error humano pueden ser las siguientes:

- Ausencia del puente
- Distracción
- Incapacitado por enfermedad o accidente
- Somnoliento por fatiga
- Incapacitado por alcohol

Radar y ECDIS inoperativos (usados sólo en caso de mala visibilidad)

Para la estimación de la frecuencia de colisión debida a un error humano se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_C = \sum_{i=1}^{Ntr} N \cdot P_t(x) \cdot P_i(x) \cdot P_C \cdot P_{reac}(x) \qquad (2)$$

donde:

FC frecuencia de colisión por error humano en el acceso de un buque (por año)

Ntr número de tramos en los que se divide la trayectoria de entrada

N número de buques por año

x posición del buque en la trayectoria de entrada

Pt(x) probabilidad de estar posicionado en x en la trayectoria de entrada, se calcula como: Pt(x) = tx/ttot, donde ttot es e tiempo total que le lleva al buque recorrer los Ntr tramos, y tx el tiempo que le lleva al buque recorrer el tramo x

Pi(x) probabilidad de abandono de la zona navegable en el tramo i situado el buque en la posición x de la trayectoria de entrada. Se obtiene del análisis de área ocupada por el barco utilizando el Simulador de Maniobras en Tiempo Real

PC probabilidad de ocurrencia del fallo, que cubre las causas por error humano enumeradas anteriormente

Preac(x) probabilidad de reaccionar a tiempo para subsanar el error y así evitar la colisión. Depende de la distancia entre la posición del buque en la trayectoria de entrada x y la zona de impacto

Probabilidad de ocurrencia del fallo humano P_C

La probabilidad de error humano se ha estimado en 3.5×10^{-4}, valor indicado en Preben Pedersen Terndrup (“Probability of Grounding and Collision Events , Risk and Response”, 22nd WEGEMT Graduate School, 1995), y similar al de otras publicaciones “Integrated Study on Marine Traffic Accidents” (Yahei Fujii, IABSE Colloquium, Copenhagen 1983), “The Probability of Vessel Collisions” (Macduff T, Ocean Industry p. 1974) y “Ship Collision with Bridges, The Interaction between Vessel Traffic and Bridge Structures” (Ole Larsen Damgaard, 1993).

Probabilidad de reaccionar a tiempo para subsanar el error $P_{reac}(x)$

La probabilidad de reacción del Práctico o Capitán para subsanar el error y evitar la colisión depende de la distancia entre la posición del buque cuando se produce el error y la zona de impacto. Depende pues de la posición del buque en la trayectoria. Se puede utilizar la siguiente función: $P_{reac}(x)=\exp(-D/(6L))$, donde L es la eslora total del buque y D es la distancia entre la posición del buque y la zona de impacto.

Esta formulación es utilizada en la literatura en combinación con el factor de probabilidad de ocurrencia del fallo humano PC anterior (Fujii and Mizuki 1998).

Pérdida de propulsión

En caso de fallo en el sistema de propulsión el buque queda sin gobierno y comienza a derivar, por lo que existe riesgo de colisión con las orillas en la zona habitada. De las simulaciones de emergencia se concluyó que en caso de avería entre Punta Cruces y Punta Calparra el buque acaba colisionando en la zona habitada. El tiempo entre la pérdida de

propulsión y la colisión está entre 2 y 9 minutos, dependiendo de las condiciones. Es un tiempo insuficiente para que el buque reciba ayuda externa o pueda reparar el fallo.

El buque navega con entre 5 y 7 nudos, por lo que tampoco sería efectivo el uso del ancla para reducir la velocidad y evitar la colisión. Además, dada la estrechez del canal, las consecuencias de un fondeo de emergencia podrían ser peores.

Estas consideraciones dan lugar a un modelo sencillo de cálculo de frecuencia de colisión en caso de pérdida de propulsión, basado en la siguiente fórmula:

$$F_C = N \cdot P_{fallo\ máquina} \cdot T_{zona\ precaución} \quad (3)$$

donde:

F_C frecuencia de colisión por pérdida de propulsión en el acceso (por año)
N Número de buques por año
$P_{fallo\ de\ máquina}$ frecuencia de fallo de máquinas (por hora de navegación)
$T_{zona\ precaución}$ tiempo medio que el buque invierte en atravesar la zona de precaución

Frecuencia de fallo de máquinas $P_{fallo\ máquina}$

La probabilidad de fallo en la propulsión depende del número de máquinas del buque. En general, los "ferries" y "ro-ro" instalan entre 2 y 4 máquinas propulsoras, por lo que la frecuencia de fallo se estima en 1.34x10-5 fallos por hora, mientras que en otros barcos con máquina única es de alrededor de 2.5 x10-4. Estas cifras se basan en trabajos previos realizados por DNV (" SAFECO I: Safety of Shipping in Coastal Waters (SAFECO I)", DNV 98-2038, 1998 y "SAFECO II: Safety of Shipping in Coastal Waters (SAFECO II)", DNV 99-2032, 1999).

Teniendo en cuenta que los buques analizados disponen de doble sistema de propulsión la frecuencia de fallo seleccionada es 1.34 x10-5 fallos/hora (1 fallo total cada 8.5 años).

Tiempo que el buque invierte en atravesar la zona de precaución $T_{zona\ precaución}$

Como se indicó, la zona de precaución es aquélla en la que, de producirse un fallo de propulsión, el incidente se traduce en deriva del buque hacia las orillas e impacto en zona habitada. El tiempo medio que el buque invierte en atravesar la zona de precaución se estima a partir de su longitud y la velocidad de navegación.

Frecuencia de colisión

La frecuencia de colisión total se calcula sumando las frecuencias de colisión debidas a error humano y pérdida de propulsión calculadas en los apartados anteriores. La siguiente tabla muestra la frecuencia de colisión resultante en cada caso:

Tabla 3. Frecuencia de colisión con zona habitada

Buque	Error Humano	Pérdida Propulsión	Total
"car-carrier" 127 m	$4.13x10^{-7}$	$1.75\ x10^{-5}$	$1.80\ x10^{-5}$
"car-carrier" 140 m	$3.88\ x10^{-6}$	$7.15\ x10^{-5}$	$7.53\ x10^{-5}$

Se observa que la pérdida de propulsión aporta el 95%-97% de la frecuencia de colisión total. Se concluye que en el acceso de los buques "car-carrier" al Puerto de Pasajes el riesgo de colisionar con las orillas en el canal de acceso se debería fundamentalmente a una grave avería en la propulsión. Por otra parte, la frecuencia de colisión para el "car-carrier" de 140 m es unas 4 veces mayor que para el buque menor, de 127 m.

De acuerdo con la clasificación utilizada por FSA para valorar la frecuencia de presentación de accidentes (MSC 83/INF.2), las frecuencias de colisión obtenidas para estos buques corresponden a una calificación "Extremadamente Remota", la más baja dentro de la clasificación recomendada por el FSA.

Análisis de consecuencias

Tras analizar la frecuencia de colisión, para evaluar el riesgo es necesario valorar las consecuencias (riesgo = frecuencia x consecuencia). En el siguiente diagrama se muestran las consecuencias relacionadas con la colisión del buque con las orillas del canal:

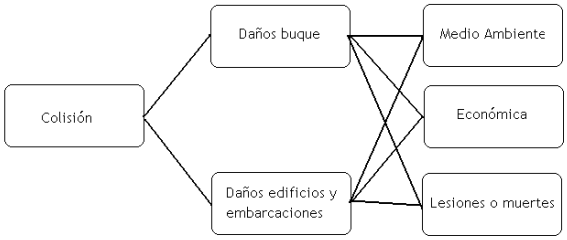


Figura 8. Diagrama de consecuencias relacionadas con la colisión de un buque

Los daños al buque podrían llevar a una o más de las siguientes consecuencias:

- Impacto al medio ambiente: Derrames de combustible del buque
- Pérdidas económicas: Coste de la reparación del buque, coste de la no utilización del buque mientras se repara y pérdida de reputación de la naviera
- Lesiones o muertes del personal del buque: Práctico, Capitán, tripulación, ...

Los daños a los edificios o embarcaciones menores situados en las orillas del canal podrían llevar a una o más de las siguientes consecuencias:

- Impacto al medio ambiente: Pequeñas pérdidas de combustible o aceite de las embarcaciones menores
- Pérdidas económicas: Coste de reparación de los daños
- Lesiones o muertes: de las personas presentes en el momento de la colisión

El objetivo del Análisis de Riesgos es estimar lo que para la población supone el acceso de los buques de UECC al Puerto de Pasajes a fin de decidir si los riesgos son o no aceptables. Por tanto, sólo se valorarán las consecuencias correspondientes a lesiones o muertes por los daños sufridos en los edificios y embarcaciones menores. O lo que es lo mismo, el análisis de riesgo se centra en las consecuencias sobre las personas ajenas a la operación del buque.

Por otro lado, el objetivo del estudio es determinar la conveniencia o no de la exención total del Uso de Remolcadores a determinados “car-carriers” de UECC, basado en criterios de riesgo. En este sentido, el análisis de frecuencia de accidentes realizado en el apartado anterior es el mismo en caso de que el acceso de los buques se realice con o sin remolcador. La diferencia entre los dos escenarios (sin remolcador y con remolcador) estará en la severidad de las consecuencias.

De las simulaciones de maniobras de emergencia se concluyó que la utilización de un remolcador por la popa supone un importante efecto de frenado del buque, por lo que en caso de varada o colisión el impacto se produciría a menor velocidad y por tanto los daños o consecuencias serían menores que sin remolcador.

Teniendo en cuenta estos aspectos es necesario aplicar un método que permita comparar cuantitativamente la severidad de las consecuencias. Para ello se ha recurrido a un modelo que estima el número de víctimas como consecuencia de la acción de terremotos, considerando su magnitud y la densidad de población en la zona. El número de víctimas está directamente relacionado con el daño físico sufrido por los edificios en los que reside la población. Por tanto, es razonable aplicar este modelo en la colisión de un buque con las orillas del canal en la zona habitada. La energía transmitida al terreno durante la colisión dependerá de la velocidad del buque y su desplazamiento.

De las simulaciones realizadas se deducen y relacionan diferentes velocidades de impacto en caso de pérdida de propulsión, considerando la dirección e intensidad del viento,

y el uso o no de remolcador. Los vientos de componente Norte empujan al buque por la popa provocando mayor velocidad y los vientos del Sur lo frenan; con remolcador como freno, la velocidad de contacto es menor de un nudo.

Se ha utilizado este modelo para la estimación del riesgo en sus dos aspectos: riesgo individual y riesgo social.

Evaluación del riesgo individual

Se evalúa aquí el riesgo individual al que está expuesta una persona, habitante de la zona próxima al canal de Pasajes o relacionada con las embarcaciones menores fondeadas, debido al acceso de los buques de UECC.

Para la estimación se ha utilizado un árbol de sucesos para cada uno de los barcos. Se ha aplicado el modelo de víctimas del apartado anterior para determinar la probabilidad de que muera al menos una persona de la zona debido a la colisión de un buque. La tabla siguiente muestra un resumen de los resultados obtenidos en los diversos casos:

Tabla 4. Estimación del riesgo individual

Buque	Uso Remolcador	Riesgo	Criterio
"Car-carrier" de 127 m	No	$3.08x10^{-6}$	$< 1.0x10^{-4}$ ACEPTABLE
	Sí	$1.15\ x10^{-9}$	$< 1.0x10^{-6}$ DESPRECIABLE
"Car-carrier" de 140 m	No	$2.88\ x10^{-5}$	$< 1.0x10^{-4}$ ACEPTABLE
	Sí	$4.52\ x10^{-8}$	$< 1.0x10^{-6}$ DESPRECIABLE

El riesgo individual de exposición de una persona de la población analizada es $3.08x10^{-6}$ víctimas por año para el buque "car-carrier" de 127 m, en el caso de realizar la maniobra sin la asistencia de remolcador. Este valor corresponde a una muerte aproximadamente cada 325000 años. Para el buque mayor (140 m) es $2.88x10^{-5}$, también sin remolcador, casi 10 veces mayor. Este valor corresponde a una muerte aproximadamente cada 35000 años.

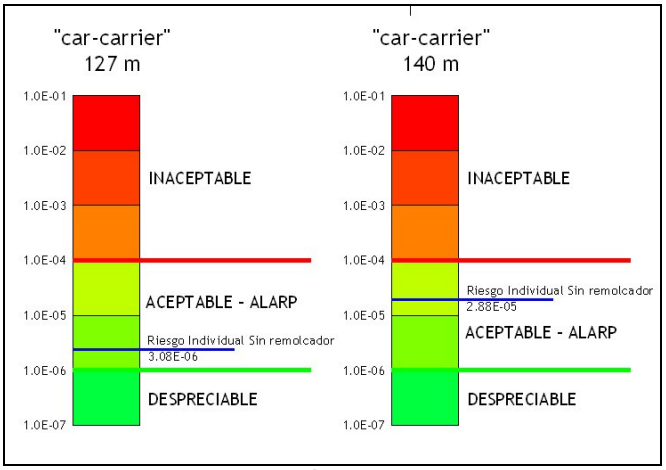


Figura 9. Evaluación del riesgo individual

Según los criterios de aceptación establecidos, el riesgo individual al que está expuesta la población analizada en el acceso de los buques sin asistencia de remolcador se encuentra en la zona ACEPTABLE en ambos casos.

El riesgo individual en caso de disponer de asistencia de remolcadores es inferior a $1.0x10^{-6}$, por lo que se califica de DESPRECIABLE para los dos buques.

Como era de esperar, el riesgo individual se ve reducido considerablemente al aplicar como medida de seguridad la asistencia de un remolcador durante la maniobra de acceso. Sin embargo, al encontrarse el riesgo individual para el caso de acceder sin remolcador en un buen nivel de aceptación, se puede considerar segura la opción de no utilizar remolcadores en el acceso de estos buques al Puerto de Pasajes.

Evaluación del riesgo social

Se evalúa ahora el riesgo social o colectivo al que está expuesta la población de la zona próxima al canal y de las embarcaciones menores debido al acceso de los buques de UECC. Se ha aplicado igualmente el modelo de consecuencias que estima el número de víctimas como consecuencia de la acción de terremotos en función de su magnitud. A partir del modelo se determina la probabilidad de que mueran al menos N personas por efecto de la colisión de un buque con las orillas en zona habitada.

A continuación se muestran los diagramas F-N que representan la estimación de riesgo social para cada uno de los buques, sin y con remolcador:

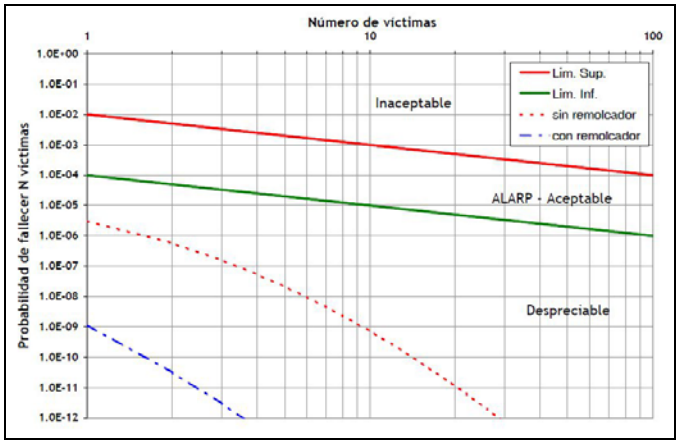


Figura 10. Riesgo social para la población. "Car-carrier" de 127 m - Diagrama F-N

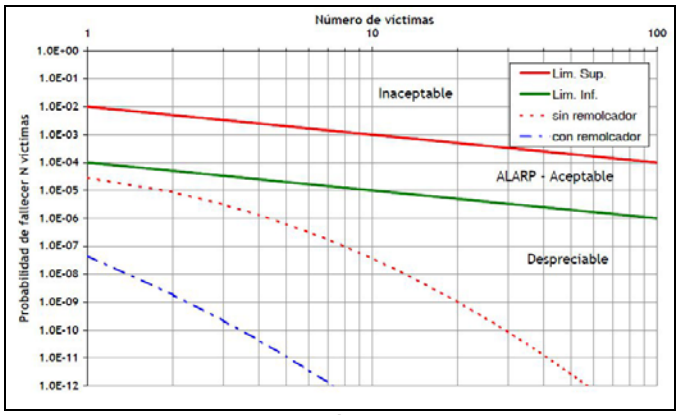


Figura 11. Riesgo social para la población. "Car-carrier" de 140 m. Diagrama F-N

La línea continua de color rojo representa el límite superior de aceptación de riesgo, por encima del cual el riesgo es INACEPTABLE. A su vez, la línea continua de color verde representa el límite inferior, por debajo del cual el riesgo es DESPRECIABLE.

Las curvas F-N de riesgo social se encuentran en la zona DESPRECIABLE (por debajo de la línea verde) para ambos buques y considerando acceso sin y con remolcador.

De nuevo, el riesgo social es considerablemente menor al aplicar como medida de seguridad adicional la asistencia de un remolcador durante la maniobra de acceso. Sin embargo, el riesgo social considerando el acceso sin remolcadores se encontraba ya en la zona despreciable en ambos casos, por lo que esta situación se puede considerar segura desde un punto de vista de aceptación social.

Análisis de sensibilidad

Dada la incertidumbre en cuanto a la fiabilidad de algunos de los datos utilizados, en este apartado se analiza la sensibilidad de los parámetros más influyentes en la valoración del riesgo:

- Número de buques anuales que acceden al puerto

- Número de máquinas propulsoras: la frecuencia de fallo de las máquinas propulsoras sube de $1.34x10^{-5}$ para buques de 2 máquinas a $2.5x10^{-4}$ para buques de 1 máquina
- Frecuencia de fallo de las máquinas propulsoras: en el caso de un buen mantenimiento de los motores se puede suponer que baja de $1.34x10^{-5}$ a $1.34x10^{-6}$
- Distancia de la zona de precaución: considerando que fuera el doble, pasando de 350 m a 700 m
- Probabilidad de ocurrencia de error humano: se analiza un orden de magnitud por encima y por debajo de la supuesta en el estudio

A partir del análisis de sensibilidad de los parámetros enumerados anteriormente se obtienen las siguientes conclusiones, variando individualmente cada parámetro:

- El volumen de tráfico tendría que ser 3.8 veces superior al actual para alcanzar un nivel de riesgo individual inaceptable
- En caso de utilizar buques con una sola línea de ejes (1 máquina propulsora) el riesgo individual sería inaceptable
- Un buen mantenimiento de las máquinas propulsoras permite reducir el riesgo a niveles casi despreciables
- Incluso incrementando la distancia de precaución desde Punta Cruces hasta la entrada de la Dársena (700 m), el riesgo se mantendría dentro de la zona aceptable

La probabilidad de ocurrencia del error humano afecta significativamente al riesgo total si aumenta, pero en caso de ser menor que la supuesta, el valor del riesgo individual varía sólo muy ligeramente. En este sentido, el valor utilizado en cuanto a error humano es conservador, ya que no se ha tenido en cuenta que son maniobras realizadas por Prácticos locales, que por su experiencia y conocimiento harían disminuir este valor considerablemente.

Como conclusión de este análisis se puede considerar segura la opción de no utilizar remolcadores en el acceso de estos buques al Puerto de Pasajes.

CONCLUSIONES

Basándose en las recomendaciones del Comité de Seguridad Marítima de la Organización Marítima Internacional recogidas en el documento “Guidelines for Formal Safety Assessment (FSA) for use in the IMO rule-making proccess (MSC/Circ.1023-MEPC/Circ.392)”, MSC 83/INF.2 14/05/2007” se ha desarrollado un método para la evaluación de riesgos en las maniobras de acceso de buques a puerto.

El objetivo del método es realizar una estimación de los riesgos que para la población supone el acceso de los buques a los puertos a fin de conocer si son o no aceptables. En el caso de no ser aceptables se estudian medidas o procedimientos correctores aplicables para conseguir que el supuesto analizado pueda ser aceptado. El resumen de todos los condicionantes o medidas correctoras constituye las Medidas de Seguridad.

Para la evaluación de riesgos se analizan diversas situaciones de emergencia, empleando el Simulador de Maniobra de Buques en Tiempo Real de Siport21, donde se simula el acceso al puerto de los buques más representativos, con el objeto de determinar las combinaciones buque-oleaje-viento-marea-corriente que suponen los mayores riesgos.

Una vez analizadas las situaciones de emergencia en el simulador, la evaluación de riesgos cubre las siguientes etapas:

Análisis de la frecuencia de colisión: por error humano y por pérdida de propulsión.

Análisis de consecuencias de la colisión: estimación del número de víctimas humanas.

Análisis de sensibilidad: variación del riesgo total según intensidad de tráfico, discriminación de buques con 1-2 máquinas propulsoras, nivel de mantenimiento de los motores, extensión de la zona de precaución y probabilidad de ocurrencia de error humano.

Como caso de aplicación se ha desarrollado el estudio para determinar la conveniencia o no de la exención total de Uso de Remolcadores en el Puerto de Pasajes a determinados “car-carriers” de UECC. Del análisis realizado se extraen las siguientes conclusiones:

El riesgo individual se ve considerablemente reducido al aplicar como medida de seguridad la asistencia de un remolcador durante la maniobra de acceso. El motivo fundamental es la reducción de la velocidad de impacto en caso de fallo de propulsión. Sin embargo, el riesgo individual para el acceso sin remolcadores se encuentra ya en un buen nivel de aceptación, por lo que se puede considerar seguro no utilizar remolcadores en el acceso de estos buques.

El riesgo social es también considerablemente menor al utilizar un remolcador durante el acceso. Sin embargo, el riesgo social para el acceso sin remolcadores se encuentra de nuevo en la zona despreciable, por lo que se puede considerar segura la opción de no utilizar remolcadores.

Del análisis de sensibilidad realizado cabe destacar especialmente la importancia de que los buques tengan dos máquinas propulsoras, lo que reduce mucho la probabilidad de fallo; sus excelentes características de propulsión y gobierno y la redundancia facilitan el control de los buques y permiten salvar determinadas situaciones incluso tras fallos de los equipos.

Aun duplicándose el volumen de tráfico en los próximos años, el nivel de riesgo seguiría siendo aceptable. Un buen mantenimiento de las máquinas propulsoras reduce el riesgo individual a niveles casi despreciables. En este sentido, la limitada edad de los buques analizados es una ventaja y el adecuado mantenimiento de los equipos es una exigencia.

La probabilidad de error humano influye significativamente en el riesgo total. En este sentido, el análisis realizado contempla hipótesis conservadoras que en todo caso dan lugar a resultados muy aceptables. La ejecución de las maniobras por parte de Prácticos expertos, con profundo conocimiento del comportamiento de estos buques y de las condiciones del puerto, entrenados tanto para la operación en condiciones meteorológicas severas como para la respuesta a imprevistos y averías, supone un factor especialmente relevante de cara a minimizar el riesgo de operación.

Desde este punto de vista, se considera adecuado otorgar la exención total de Uso de Remolcadores en el Puerto de Pasajes a los buques “car-carrier” de UECC analizados. Se hace hincapié en que la decisión técnica sobre la necesidad del uso de remolcadores en casos particulares debe corresponder a los Prácticos cuando las circunstancias así lo aconsejen.

La metodología seguida para la evaluación del riesgo es de carácter cuantitativo, ya que el objetivo del método es comparar diferentes situaciones de operación en las maniobra de acceso de determinados buques. Es importante destacar que este método permite también valorar el riesgo de cada una de las situaciones y compararlo con criterios de aceptación previamente establecidos.

Este tipo de análisis es aplicable fundamentalmente a puertos con una configuración geográfica especial, como la estrechez de un canal de acceso o su vulnerabilidad y sensibilidad social por la disposición urbana en las proximidades, centrándose el estudio en la evaluación del área navegable con edificios y población cercana que pudiera verse afectada por el accidente de un buque en su acceso al puerto.

Referencias

“Guidelines for Format Safety Assessment (FSA) for use in the IMO rule-making proccess (MSC/Circ.1023-MEPC/Circ.392)”, MSC 83/INF.2 14/05/2007”

ROM 3.1-99 “Recomendaciones para el Proyecto y construcción de Accesos y Áreas de Flotación” de Puertos del Estado

“Public Deliverable D4.5.2, Risk Acceptance Criteria” – proyecto SAFEDOR

“Proyecto de ampliación del Puerto de Pasajes. Estudio de maniobras de buques”. Siport21, 2010

“Análisis de maniobras de buques para el estudio sobre la viabilidad de un Puerto Exterior en Pasajes”. Siport21, 1999

“Estudio de clima marítimo y corrientes en el Puerto de Pasajes”. Clave CEDEX 24-496-9-084, 1996.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE ESTRUCTURAS DE ACUMULACIÓN

F.J. Bello Millán, T. Makela, M. Somoano Rodríguez, M. Clavero Gilabert, M.A. Losada Rodríguez

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. franbm@correo.ugr.es, senortomake@gmail.com, somoano@correo.ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es.

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se analiza la acción del viento sobre el material sólido acopiado a granel en las instalaciones portuarias. A tal efecto, se desarrolla un trabajo experimental en túnel de viento en el cual se consideran diferentes morfologías de estructuras de acumulación y se lleva a cabo una analogía con sistemas dunares presentes en la naturaleza. Se estudia la metodología actual de acopio de graneles sólidos en áreas portuarias, puesto que la carga, descarga y depósito de estos materiales constituye una fuente peligrosa de emisión de partículas sólidas, que pueden causar distintos tipos de enfermedades en los seres vivos. Por lo tanto, el objetivo esencial consiste en reducir esas emisiones.

METODOLOGÍA

Se desarrolla una metodología en la que se trata de reproducir la interacción en su totalidad: estructura, agente y condiciones de contorno. En primera instancia se lleva a cabo una caracterización del agente que incide sobre la parva, mediante un estudio sobre las condiciones climáticas presentes en los puertos. El siguiente paso consiste en el estudio de las características de los materiales a granel y las condiciones de trabajo de los sistemas de carga, descarga y acopio presentes en las terminales portuarias españolas.

Posteriormente, se desarrolla el dispositivo experimental. El primer paso consiste en la reproducción en el túnel de viento de las leyes de velocidad e intensidad de turbulencia asociadas al entorno de las estructuras de acumulación en condiciones de semejanza cinemática. Una vez simulado el agente, se construyen modelos reducidos de parvas de diferente morfología, atendiendo al símil con formas dunares como mecanismos de equilibrio dinámico del sistema (Figura 1). Esta analogía se materializa mediante el suavizado del talud a barlovento de los modelos. Éstos son ensayados en el túnel de viento mediante dos métodos experimentales. En primer lugar se efectúan ensayos de presiones, cuyos resultados permiten conocer la distribución de presiones en las superficies de los modelos diferenciando zonas de presión positiva y zonas de succión. Asimismo, se determinan los coeficientes de presión que permiten caracterizar estas distribuciones.

El segundo bloque de ensayos se corresponde con el análisis del campo de vientos. Se llevan a cabo medidas de velocidad e intensidad de turbulencia en distintos puntos ubicados en zonas próximas a los modelos estudiados (Figura 1). Estos ensayos permiten caracterizar las tensiones tangenciales que experimentan los taludes a barlovento de los modelos y, mediante el uso de ecuaciones aplicadas al transporte de sedimentos, se efectúa una estimación de la tasa de puesta en suspensión de material a la atmósfera.



Figura 1. Modelo de ensayo (izquierda), Túnel de Viento I de Capa Límite Atmosférica del IIISTA (centro) y registro de velocidad en la coronación del modelo (derecha).

RESULTADOS, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

El campo de presiones medido en el contorno de los modelos consta de una zona de presión a barlovento decreciente con la altura para las distintas tipologías, así como una succión aproximadamente constante en el talud a sotavento (Figura 2). Las parvas simétricas presentan mayor sensibilidad frente a la modificación de la estructura del campo de presiones con la velocidad de viento. El pico de presión negativa cercano a la coronación es más acusado a medida que aquélla crece. Por otro lado, la zona de succión es de mayores dimensiones en el caso asimétrico (en torno al 30% frente al 15% del simétrico).

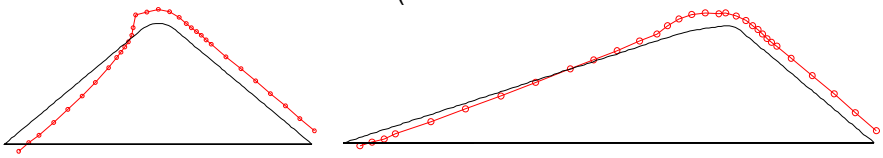


Figura 2. Campos de presiones en estructuras simétricas (izquierda) y asimétricas (derecha). Las líneas interiores al modelo indican presión, mientras que las exteriores se corresponden con regiones de succión.

En referencia a los campos de vientos (Figura 3), pueden distinguirse tres regiones: estancamiento del flujo en la zona de aproximación, convergencia y aceleración hacia la coronación y separación con turbulencia e inversiones a sotavento, donde la velocidad se ve reducida. Finalmente, el perfil comienza a recuperar su forma y la turbulencia empieza a disiparse. Cabe destacar que para las parvas simétricas la intensidad de turbulencia adquiere valores máximos superiores y la estela provocada por la estructura también presenta mayores dimensiones.

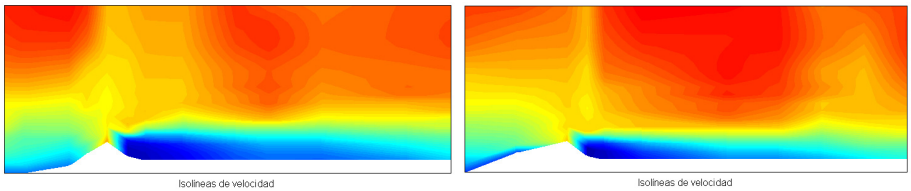


Figura 3. Campo de vientos en el entorno de parvas simétricas (izquierda) y asimétricas (derecha).

La tasa de transporte estimada a partir de los campos de vientos en el caso de los modelos suavizados se muestra por debajo de la asociada a la parva simétrica (Figura 4). Esta diferencia decrece a medida que aumenta la velocidad y conlleva que una proporción menor de material acumulado pueda ser puesta en suspensión hacia la atmósfera.

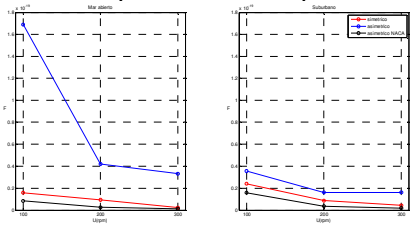


Figura 4. Estimaciones de la tasa de puesta en suspensión para diferentes tipologías de parva y regímenes de viento.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Fomento a través del proyecto “Fiabilidad de las Estructuras Portuarias” (P50/08).

REFERENCIAS

Livingstone, I., Warren, A. Aeolian Geomorphology. An Introduction, Addison Wesley Longman, 1996.

Simiu, E., Scanlan, R.H., 1996. Wind Effects on Structures. Wiley, New York.

Shao, Y., Physics and Modelling of Wind Erosion, Kluwer Academic Publishers, 2000.

Wipperman, F. K., Gross, G., The wind-induced shaping and migration of an isolated dune: a numerical experiment, Boundary-Layer Meteorology, 36, p 319-334, 1986.

SISTEMAS OPERACIONALES DE PREDICCIÓN DE CORRIENTES EN LOS PUERTOS DE VIGO y A CORUÑA.

M. Grifoll Colls[1], J. López Marco[2], P. Cerralbo Peñarroya[1], M. García Sotillo[3], P. Lorente Jiménez[3], M. Espino Infantes[1], A. S-Arcilla Conejo[1], E. Álvarez-Fanjul[3]

[1]Laboratori d'Enginyeria Maritima. Universitat Politècnica de Catalunya, C/Jordi Girona, 1-3. Edifici D1 Campus Nord, 08034 Barcelona, manel.grifoll@upc.edu

[2]SIMO, Soluciones de Ingeniería Operacional, C/Escar, 4-6. 08039 Barcelona,

[3]Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 10. 28042 Madrid

En el marco de ofrecer herramientas operacionales a las autoridades portuarias y con el objetivo de proporcionar criterios en la toma de decisiones, en este trabajo se presentan las diferentes fases de implementación de dos sistemas operacionales en Vigo y A Coruña.

La Ría de Vigo se sitúa entre 42º09' y 42º21'N, 8º36' y 8º54'W. Tiene aproximadamente unos 33km de largo sobre su eje principal y una anchura media de 4km. Su profundidad alcanza los 52 metros en su entrada principal. Hidrodinámicamente se clasifica a la Ría de Vigo como estuario parcialmente mezclado. Se caracteriza por estar sometida a un rango mareal intermedio y tener un aporte fluvial relativamente poco importante. La Ría de A Coruña (Ría del Burgo) se sitúa entre 43º20'N y 43º24'N, 8º20'W y 8º24'W. Tiene una orientación Norte-Sur, con unos 5km de largo en su eje principal. Comunica con mar abierto a través de una boca de 3km de ancho y unos 25 metros de profundidad. La hidrodinámica interior esta muy controlada por la marea.

La primera fase de la implementación ha constado en realizar un conjunto de tests de sensibilidad para las implementaciones de los modelos de circulación con el objetivo de analizar las fuentes de errores del sistema de predicción. En esta fase el conjunto de modelos de circulación se han calibrado y validado de forma "*off-line*" con la información disponible de corrientes (ADCP y radar HF; ver Figura 1) así como perfiles CTD obtenidos durante unos periodos característicos. En consecuencia, dicho análisis ha permitido obtener aquellas condiciones meteo-oceanográficas donde se espera más o menos error en las predicciones.

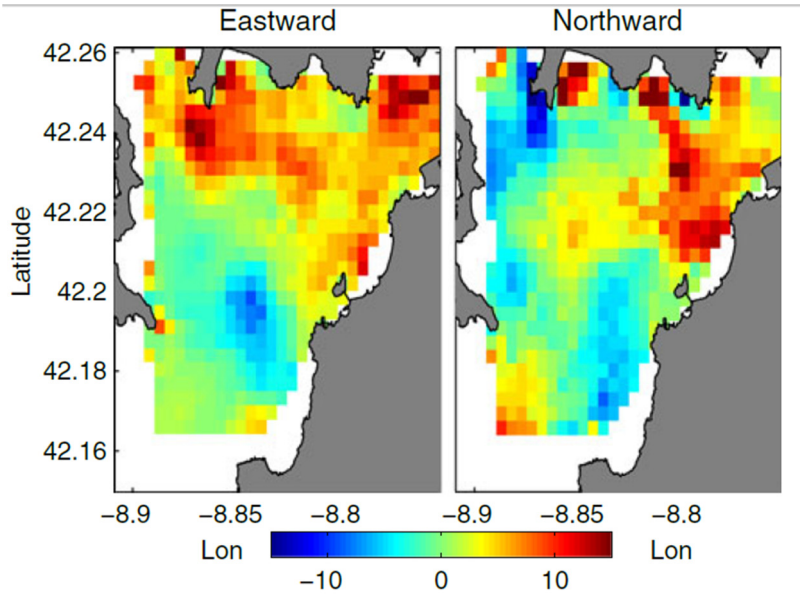


Figura 1. Error medio cuadrático de las dos componentes de corrientes del modelos numérico versus las corrientes medidas por el radar HF de la Ría de Vigo durante un período característico.

Posteriormente el sistema ha sido implementado de forma operacional utilizando las salidas de los modelos de corrientes regionales y atmosféricas de Meteogalicia. En esta primera versión se utiliza un horizonte de predicción de 48 horas obteniéndose los campos de corrientes en toda la columna de agua así como otras variables de interés (salinidad, temperatura y niveles del mar).

La tercera fase la implementación ha constado en el volcado de los datos operacionales diarios en visores a disposición del gestor portuaria que permitan una adecuada interpretación y uso de los resultados numéricos.

Dichos sistemas operacionales de corrientes deben permitir una mejor gestión portuaria así como una base para la futura implementación de productos de valor añadido a disponibilidad del puerto (módulos de trayectorias de flotantes, cálculos de la renovación ambiental y riesgo de degradación de la calidad del agua o modelos de “oil-spill”).

MÉTODO PROBABILÍSTICO PARA DETERMINAR LA LONGITUD DE UN ATRAQUE CALCULADO CON BASE EN LA EXPLOTACIÓN DE ATRAQUES DISCRETOS QUE ATIENDEN FLOTAS CON VARIABILIDAD DE ESLORAS

José Aguilar[1], Roser Obrer-Marco[2]

1. *Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, jaguilar@upv.es*

2. *Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, roobmar@gmail.com*

Introducción

La capacidad anual que puede atender una terminal puede formularse con la clásica expresión:

$$\boldsymbol{C = a \cdot \Phi \cdot P \cdot H_{año}}$$

… en la que:

- $\boldsymbol{a}$ es el nº de atraques, supuestos todos ellos idénticos,
- Φ es la tasa de ocupación admisible,
- P es la productividad bruta de un atraque medio,
- $H_{año}$ son las horas útiles anuales de trabajo de la terminal.

Es conocido que si las llegadas son aleatorias, $\boldsymbol{\Phi}$ debe determinarse a partir de criterios de calidad de servicio. Como los buques llevan cargamentos diferentes, si se desea minimizar la relación (*tiempo de escala / cargamento a mover*), ello equivale a maximizar la expresión:

$$\boldsymbol{P}/_{(1+\varepsilon)}$$

… donde la ε es la espera relativa (es decir la relación *tiempo medio de espera / tiempo medio de servicio*).

Esto evidencia las dos dimensiones de la calidad del servicio de una terminal:

- La productividad de su subsistema de carga y descarga, medida por $\boldsymbol{P}$, que expresa la productividad de un atraque medio (medido por ejemplo en movimientos / h.
- La congestión de la terminal medida por $\boldsymbol{\varepsilon}$.

Aunque estos dos parámetros tienen relación, Aguilar y Obrer-Marco (2012) demostraron la conveniencia de su empleo para la determinación de los niveles de servicio de una terminal.

Para poder obtener $\boldsymbol{C}$ es preciso relacionar $\boldsymbol{\Phi}$ con $\boldsymbol{\varepsilon}$, lo que se suele realizar mediante la teoría de colas o con técnicas se simulación.

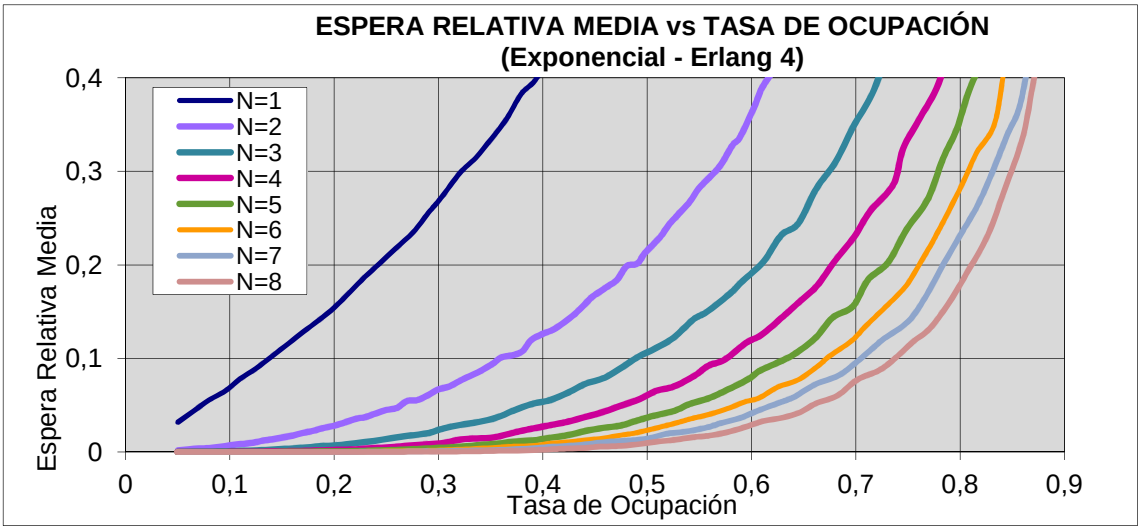
Realmente, esa relación involucra más variables, entre ellas:

- La función de distribución de llegadas de buques F_λ, cuya frecuencia media es λ,
- La función de distribución de los tiempos de servicio de un atraque F_μ de frecuencia media μ,

- El número de amarres. $\boldsymbol{a}$.

Por todo ello, la tasa de ocupación es realmente una función $\boldsymbol{\Phi} = \boldsymbol{\Phi}\left(\boldsymbol{a}, \boldsymbol{F_{\lambda}}, \boldsymbol{F_{\mu}}, \boldsymbol{\epsilon}\right)$.

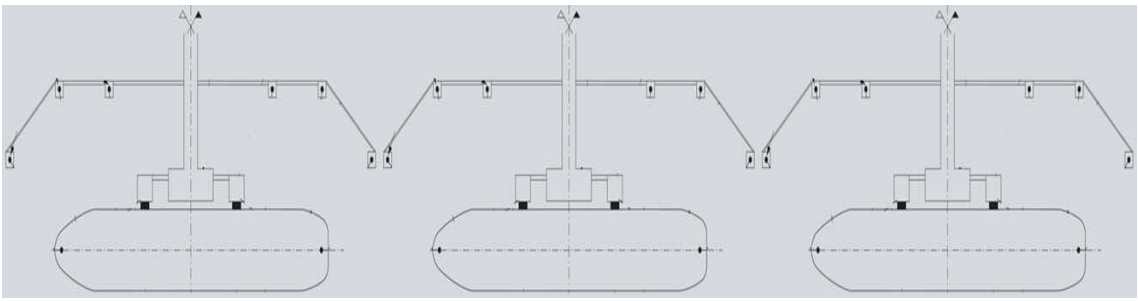
Ahora bien como la tasa de ocupación se puede también expresar como $\boldsymbol{\Phi} = {}^{\lambda}/_{(a \cdot \mu)}$, es posible simplificar la relación anterior al observar que sólo es necesario conocer la forma de las dos distribuciones. (por ejemplo: llegadas exponenciales y servicios Erlang 4), dejando la estimación de los parámetros de las mismas para la fase de cálculo. De esta manera y como es conocido, se pueden preparar curvas características de la congestión como la siguiente.



Atraques: número y longitud

Si deseamos conocer la el número de amarres a disponer para obtener una determinada capacidad, nos encontramos ante un función implícita, cuyo valor podemos obtener por tanteos, conocidas las otras variables.

Sin embargo, es difícil imaginar una terminal que reciba buques de un único tamaño. Por ello, la exigencia de partida de que todos los atraques sean iguales sólo puede entenderse en terminales como la de la figura siguiente, en la que cada atraque puede atender a buques de tamaños diversos.



Sin embargo, la realidad suele más parecida a la de la imagen siguiente:

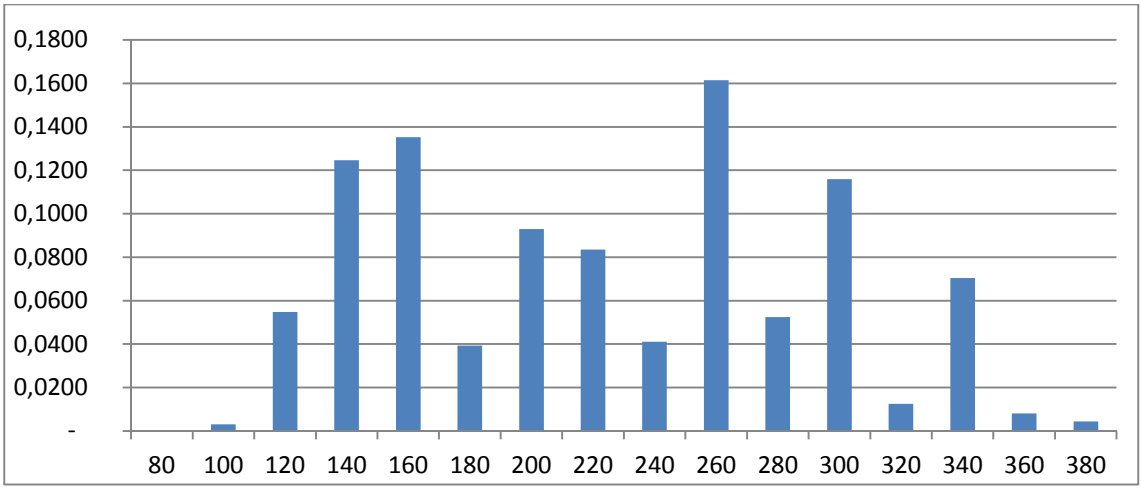


… en la que observamos que se dispone de una alineación sin que podamos ver a priori cuántos amarres puede atender.

Llegados a este punto, podemos preguntarnos ¿cómo pasar de un número de atraques necesarios 'a' a la longitud correspondiente 'L'?

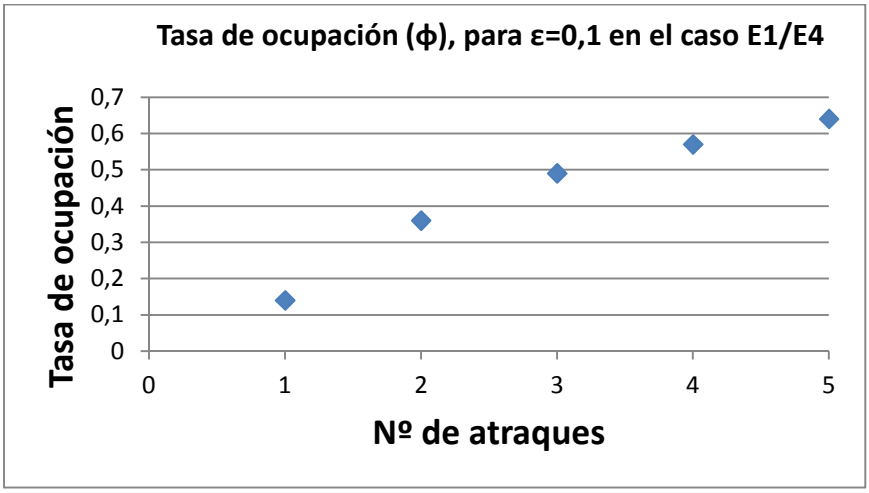
Para ello, lo primero que precisamos es conocer la distribución de las esloras de la flota a atender prevista, F_E.

En general, hay que expresar la dificultad de predecir cuál va a ser esa distribución en un nuevo muelle; y además es seguro que esa distribución cambiará con el tiempo. En la imagen se expone la función de densidad de esloras observada en una importante terminal de contenedores española.

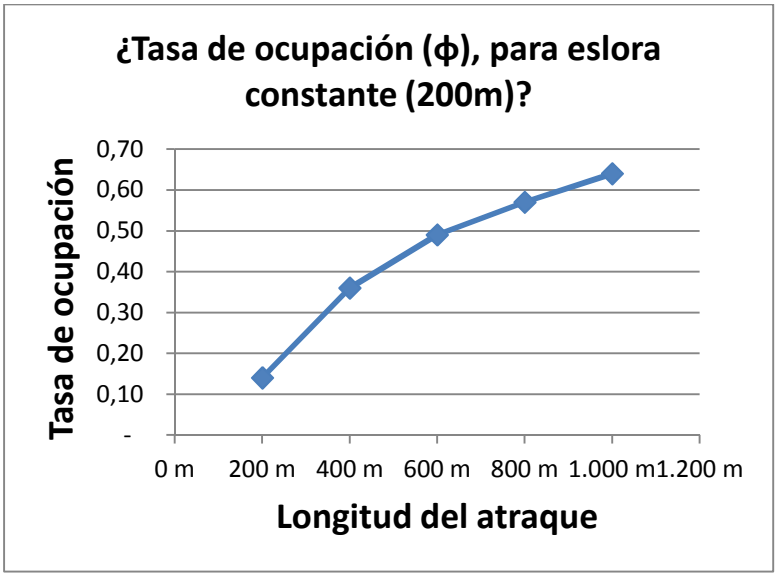


La relación entre el número de atraques y la tasa de ocupación, es la que se ve en la imagen, siguiente, calculada para el caso de:

- Llegadas exponenciales y servicios Erlang 4, situación muy frecuente,
- Esperas relativas ε = 0,1.

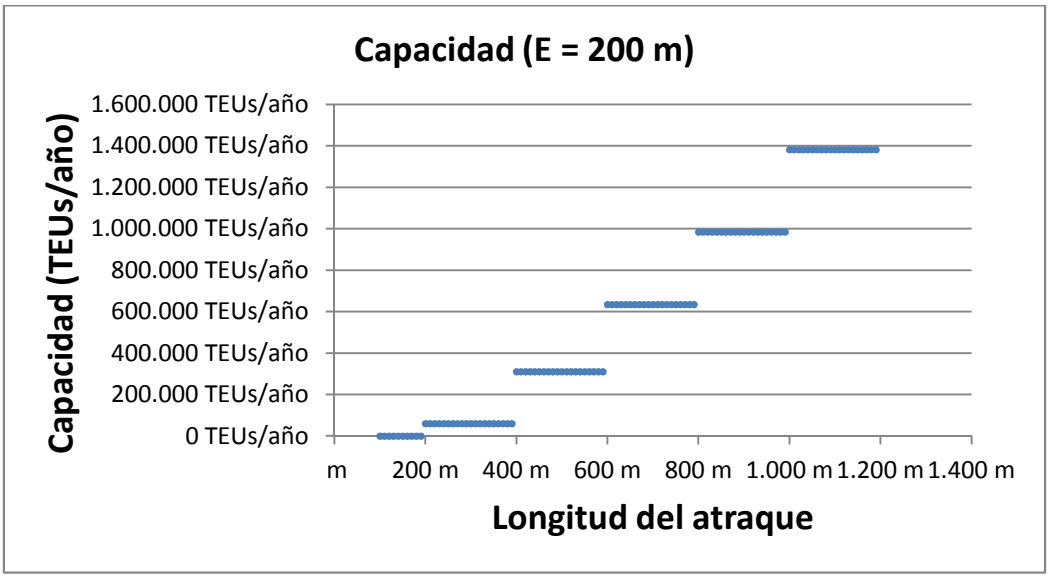


Como vemos, existe solución cuando el número de atraques es entero, pero ¿qué ocurre cuando el número de atraques es fraccionario? Lo inmediato sería admitir la interpolación, lo que en términos de '*tasa / longitud de atraque*' daría una curva como la de la siguiente (calculada para el caso de eslora = 200m y sin plantear aún sobre ocupación en el amarre por cruce de amarras):



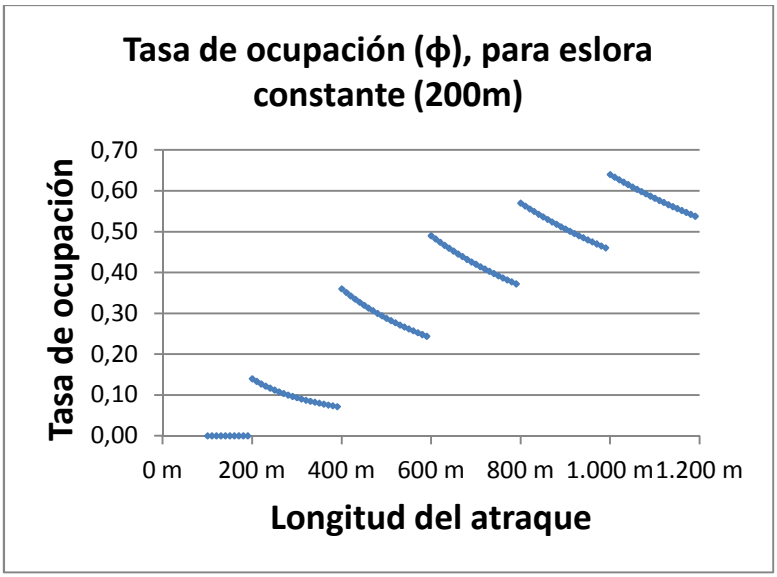
.

Sin embargo, si estudiamos cómo se comporta un muelle que atiende a una flota de esloras constantes, la curva '*capacidad / longitud*' sería como la siguiente (calculada para llegadas de buques con eslora constante E=200m).



Esta situación se produce porque si se alarga un muelle de manera que no es posible que entre otro buque más (esloras constantes), la operación no obtiene resultado: la capacidad permanece invariable hasta el instante en que quepa un nuevo buque y bruscamente se produce un aumento de su valor.

Pero eso es en el caso de la curva '*Capacidad / longitud*'. Si cambiamos a la curva '*tasa / longitud*' nos encontramos con que la misma situación daría una imagen como la siguiente, que también es discontinua en n·E.



Ahora bien, esto ocurre para el caso de esloras constantes. La cuestión es pues: ¿puede la variabilidad de esloras resolver estas incómodas discontinuidades, y permitirnos emplear la 1ª curva? La respuesta de entrada es no, como ya Obrer-Marco y Aguilar (2012) demostraron. Quizá un grado de variabilidad enorme (buques entre 0 e infinito) lo permitiera, pero la variabilidad real está mucho más acotada. Realmente la realidad se encuentra entre ambas situaciones extremas.

Expresiones algebraicas

Es importante advertir de que la disposición de los buques en el atraque precisa dotarlos de sobreanchos de ocupación que permitan el amarre.

Fernando Rodríguez (1970), a partir de un razonamiento geométrico sobre la disposición de las amarras, propone la siguiente expresión

$$\mathrm{L_a} = \frac{5}{4}\mathrm{E_{max}} + \frac{9 \cdot (\mathrm{a}-1)}{8}\mathrm{E_{med}}$$

… donde E_{max} es la eslora máxima de la flota y E_{med} la media.

Ligteringen (2009, en la última versión de su manual), sobre la base de un estudio de la UNCTAD (1984) propone la expresión:

$$L_a = 1{,}1 \cdot a \cdot (E_{med} + 15) + 15$$

Por último, en la reciente ROM 2.0 (2011), se propone:

- Para a <=2

$$\mathrm{L_a} = a \cdot \mathrm{E_{max}} + (\mathrm{a}-1) \cdot \mathrm{s_o} + 2 \cdot \mathrm{s_d}$$

- Para a >2

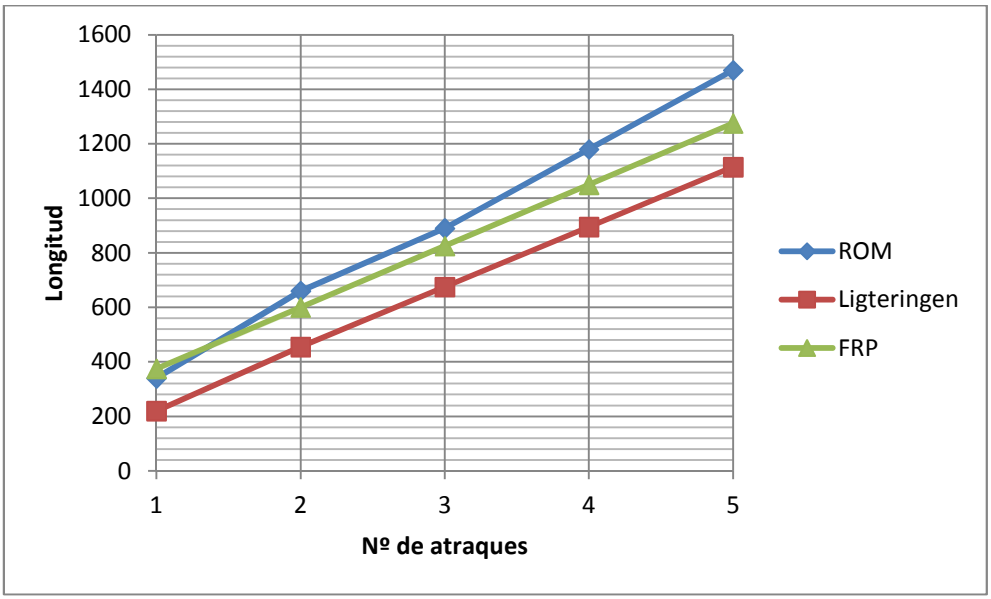
$$\mathrm{L_a} = \mathrm{E_{max}} + (\mathrm{a}-1) \cdot \mathrm{E_{tipo}} + (\mathrm{a}-1) \cdot \mathrm{s_o} + 2 \cdot \mathrm{s_d}$$

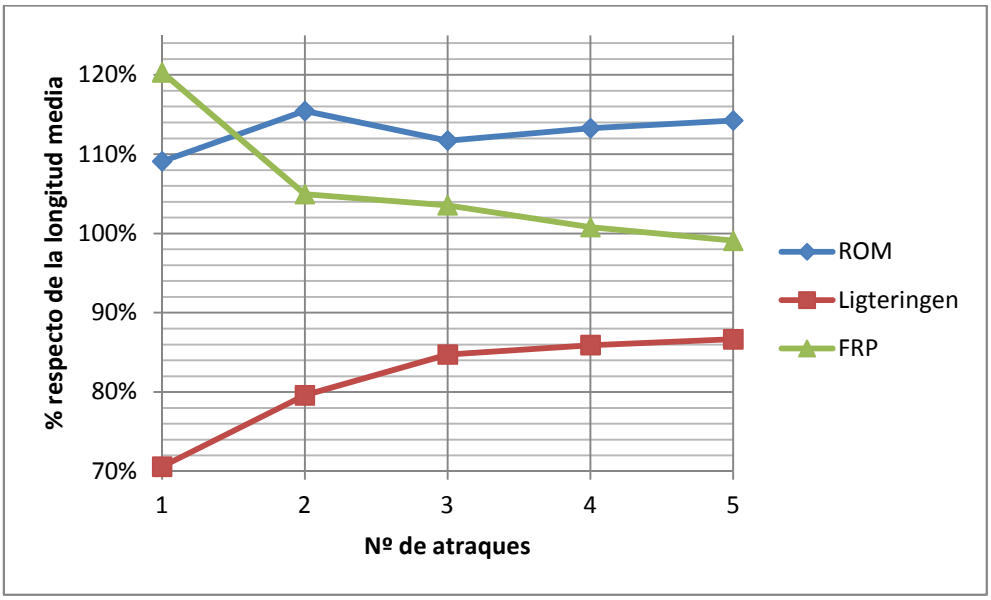
… donde E_{tipo} es la eslora con el percentil 15% de ser superada; $\mathrm{s_o}$ y $\mathrm{s_b}$ son respectivamente las separaciones entre buques y extremos, y entre buques, a cuyos

efecto se aporta una tabla cuyos valores son función de la geometría del amarre, de su terminación física y de los tamaños de los buques.

Hay que destacar con carácter general una cierta ausencia de criterios de rigor que justifique el empleo de uno u otro valor, es especial cuando, como ocurre en el caso de la ROM, se emplean estimadores muy sesgados como E_{tipo}.

Como ejemplo, observemos las grandes diferencias de estas 3 formulaciones: para una flota de esloras distribuidas uniformemente entre 100 y 300 m:





Gestión discreta y gestión continua

Hay que advertir de entrada que el problema a resolverse realmente solo tiene una solución correcta: asumir que la modelización de la gestión discreta y de la gestión continua del atraque son diferentes, y abordar esta última de forma directa.

Pero la modelación continua es mucho más compleja que la discreta, pues como los buques sólo pueden atracar si hay huecos que se lo permitan, la optimización del proceso del atraque debe ser contemplada en ella, pues influye notablemente en los resultados. En la

modelación continua podemos encontrarnos casos de aparición de colas existiendo huecos en al atraque (insuficientes para que pueda entrar algún buque de la espera). Este fenómeno no se da nunca en la modelación discreta, y es una razón para poder comprender que las esperas tiendan a ser mayores en el caso continuo que en el discreto similar.

Además, la clásica relación de la teoría de colas $\boldsymbol{\Phi_D} = {}^{\lambda}\!/_{(a \cdot \mu)}$ debe ser cambiada por otra

$\boldsymbol{\Phi_C}$, que bien puede formularse como:

$$\boldsymbol{\Phi_C} = \frac{\sum \boldsymbol{E_i^*} \cdot \boldsymbol{t_i}}{\boldsymbol{L_a} \cdot \boldsymbol{T}}$$

…donde $\boldsymbol{E_i^*}$ es la eslora del buque i, con su sobreancho de amarre, t_i es el tiempo de ocupación de amarre del buque i, y T el periodo de estudio, que incluye tanto los momentos en los que los buques están ocupando amarre como aquellos otros en los que el muelle está vacío, y que pudiéramos de entrada fijar en 1 año.

Si bien hay que advertir que en este caso este parámetro no es relevante en el proceso de cálculo, sino que se obtiene tras finalizar y obtener la solución final.

Ello obliga también a cambiar el concepto de P. En el caso continuo ya no podemos emplear la variable 'productividad de un atraque medio', sino que debemos emplear otra, la 'productividad por unidad de longitud'. Esto último, además, nos acerca más a una realidad en la que los buques mayores tienen mayores productividades, en buena medida debido a que se pueden atender con mayor número de grúas, pero también a que el trabajo de éstas se organiza con mayor eficiencia.

En la gestión continua, para eliminar en las comparaciones el efecto de la optimización, Obrer-Marco y Aguilar (2012) propusieron una modalidad simplificada consistente en que el sistema practique enmendadas cada vez que un buque abandone el atraque, reposicionándolos de manera que no queden huecos entre ellos.

Esta situación, aunque irreal, plantea además el mejor aprovechamiento que se puede conseguir (dentro de la gestión de colas FIFO), lo que nos permite decir intuitivamente que cualquier optimización será peor que ella; obteniéndose con ello peores tasas de ocupación y mayores esperas.

Obrer-Marco y Aguilar (2012) mostraron las importantes diferencias existentes entre las curvas características de la congestión en la gestión discreta y la gestión continua con enmendadas, como ahora mencionaremos.

La situación de la modelación se puede resumir en la siguiente tabla:

Atraques discretos	Atraque continuo, con enmendadas	Atraque continuo, con optimización
SENCILLO	MODERADAMENTE COMPLEJA	COMPLEJA
Permite enunciar una metodología sencilla. Pero al no contemplar la variabilidad de esloras, precisa formulaciones adicionales	No permite enunciar una metodología más que la simulación por tanteos de cada caso	No permite enunciar una metodología más que la simulación por tanteos de cada caso

No representa la realidad habitual.	Se aproxima a la realidad. Permite evidenciar el límite de la modelación discreta.	La que mejor modela la realidad. Introduce el problema de la optimización del atraque.

Llegados a este punto podemos plantearnos: ¿cabe una modelación sencilla que permita determinar la longitud del atraque aproximándonos a la realidad de una explotación continua?

Como puntos de partida que simplifican esta modelación están:

- Los rangos de esloras están acotados. Para entendernos, no hay que plantear buques minúsculos (cuyo tamaño permitiera rellenar huecos dejados por desatraques anteriores) ni tampoco descomunalmente mayores que la media. La realidad oscila entre 100 y 350 (o 400) m.
- Con las tasas de llegada, y con los tiempos de servicio ocurre algo semejante. La gama de funciones a emplear es bastante limitada.
- El número de atraques para ajustar la metodología también puede estar limitado. Pensar en más de 5 atraques nos lleva a casos de muy pocas terminales en el mundo, que podemos obviar.

La demanda de atraque

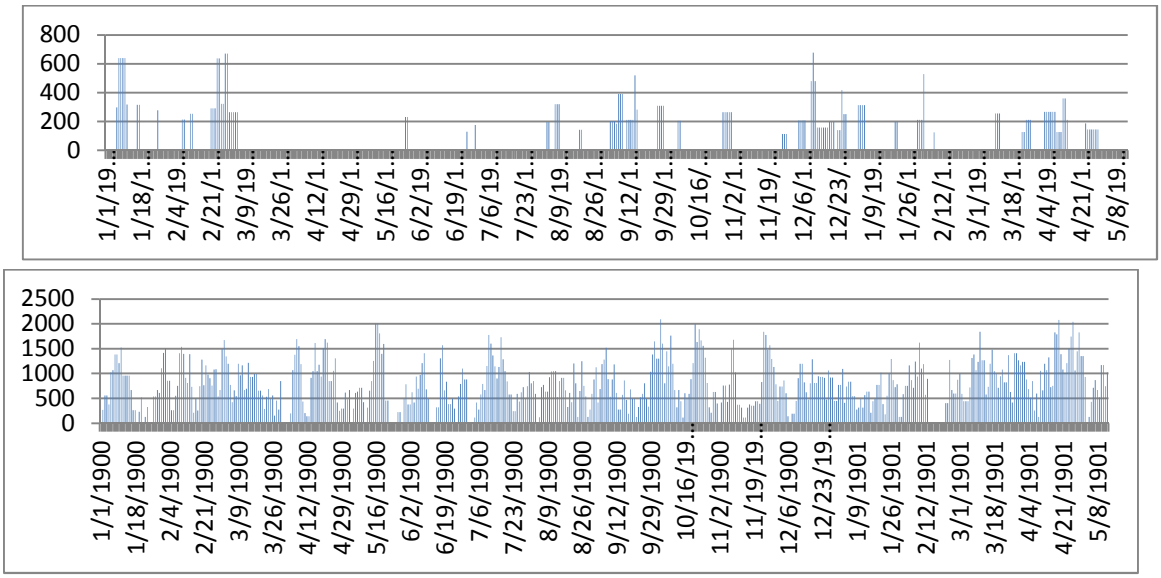
Todo lo anterior permite plantear una metodología, que no es que valga para cualquier rango de las variables de un sistema de espera (solución teórica), sino que sea razonablemente ajustada a los rangos de variación de las variables portuarias.

En efecto, esta ponencia plantea la posibilidad de emplear una nueva variable: la demanda de atraque D_a.

El empleo de esta variable tiene como característica:

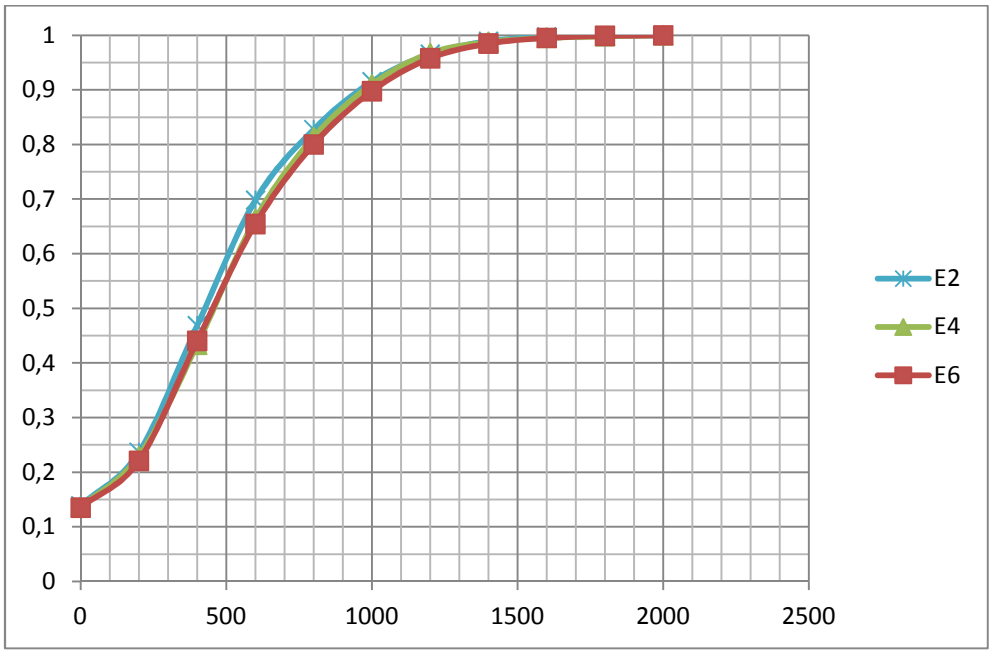
- Plantea emplear las mismas llegadas de buques y tiempos de servicio que en el caso de la teoría de colas. Aunque pueden simularse otros casos si deseamos probarlos.
- Sin embargo, cada buque que llega a la terminal lo hace con su propia eslora, generada aleatoriamente con arreglo a su propia distribución.
- En cada momento se calcula cómo se dispondrían los buques que en cada momento estuvieren en un atraque supuestamente infinito, con sus correspondientes sobreanchos, admitiendo enmendadas, lo cual nos proporciona un valor: la longitud demandada instantánea.
- Así pues, en este momento del desarrollo no se plantean colas. Esta simplificación se realiza porque:
    i. No conocemos de entrada la longitud del atraque, que es lo que se desea determinar,
    ii. Se desea plantear una metodología sencilla y rápida de realizar (mediante una simple hoja de cálculo y sin programación), alternativa a las complejas simulaciones.

La demanda de atraque es una serie temporal que tiene el siguiente aspecto, en dos casos diferentes, uno de 1 atraque y otro de 5, ambos calculados en situación de capacidad.

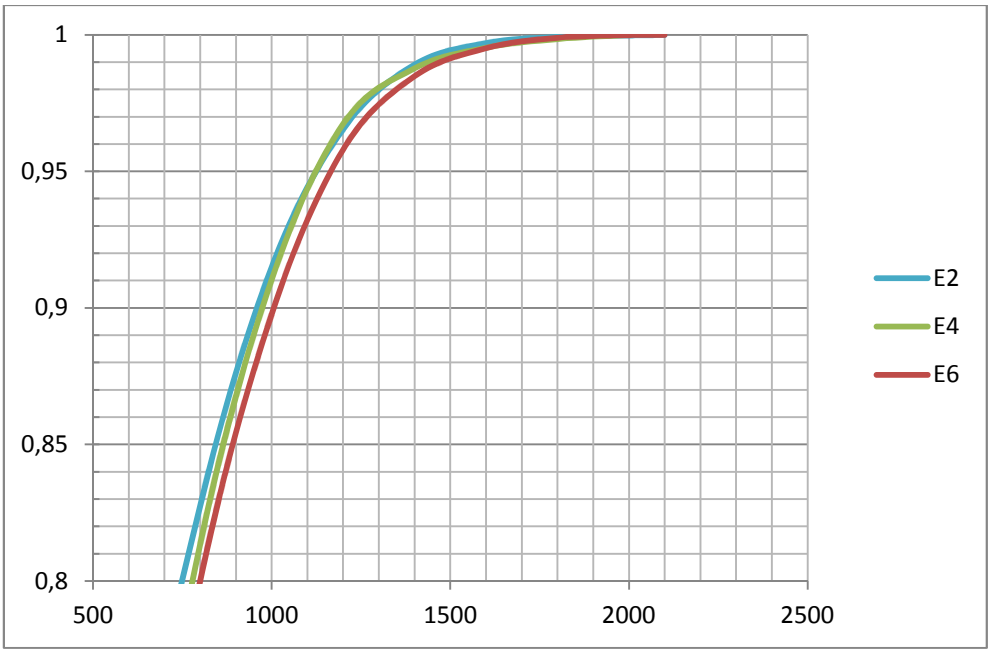


A continuación realizaremos algunas observaciones sobre cómo influyen determinados parámetros sobre la demanda de atraque.

Podemos decir que la influencia de la función de distribución de tiempos de servicio sobre la demanda de atraque es moderada o baja.

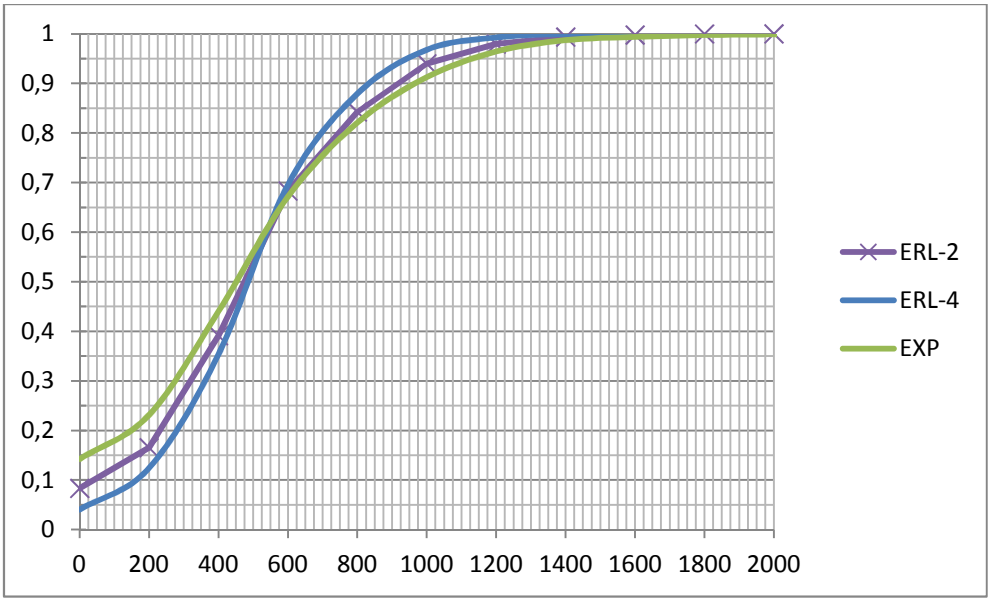


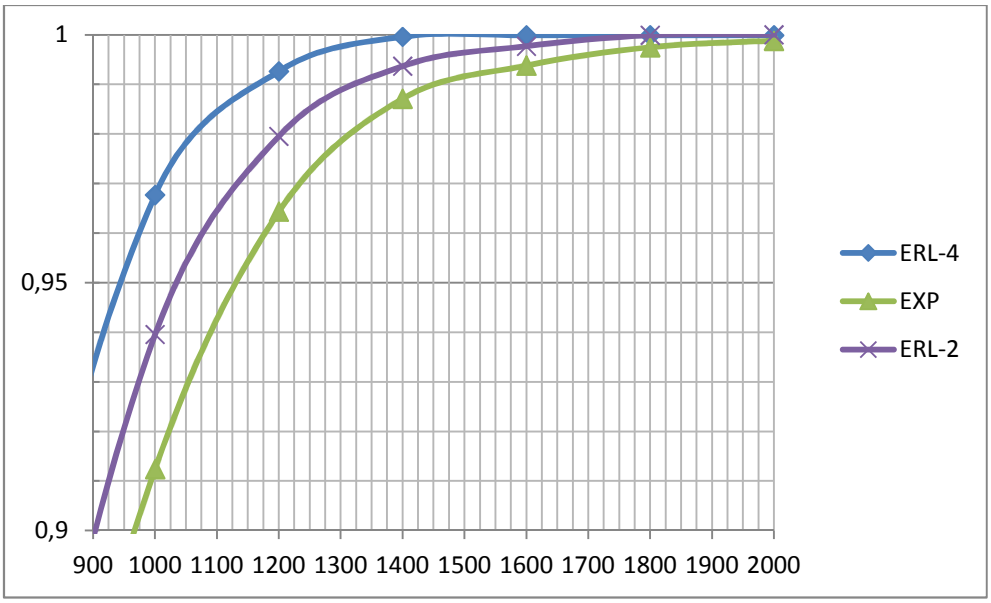
Detallando con más precisión la zona límite superior (momento de mayo demanda) podemos observar:



Calculado para llegadas Exponenciales de intervalo medio 10h, y distribución de esloras triangular entre 100 y 300m. Las distribuciones de tiempos de servicio empleadas tienen valor medio 20 h.

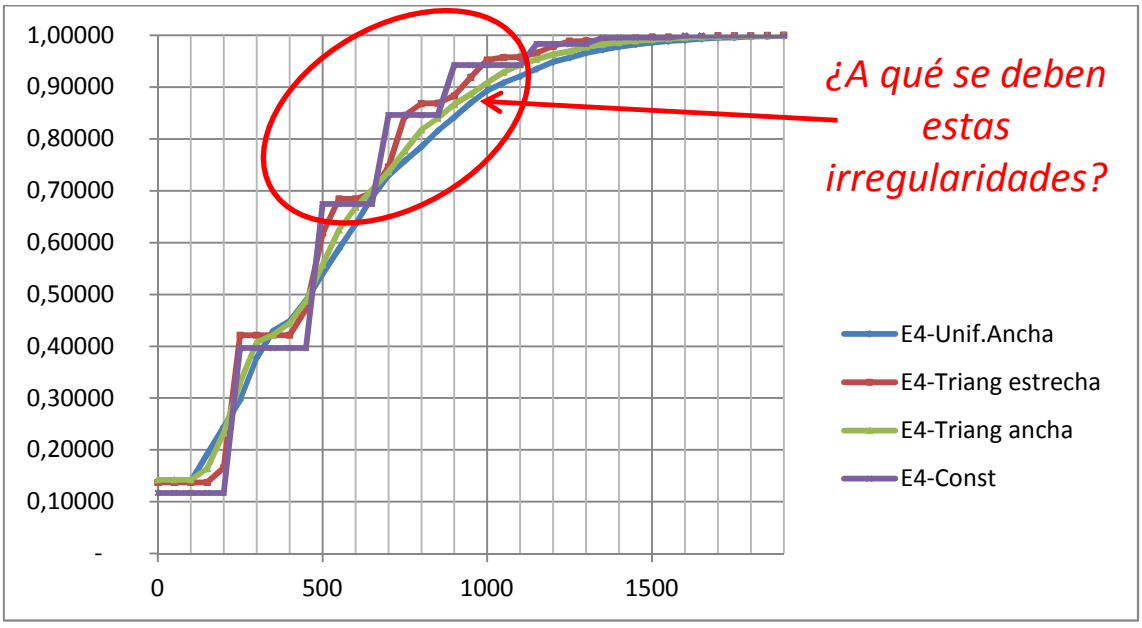
La influencia de la función de distribución de intervalos entre llegadas sobre la demanda de atraque es más acusada.

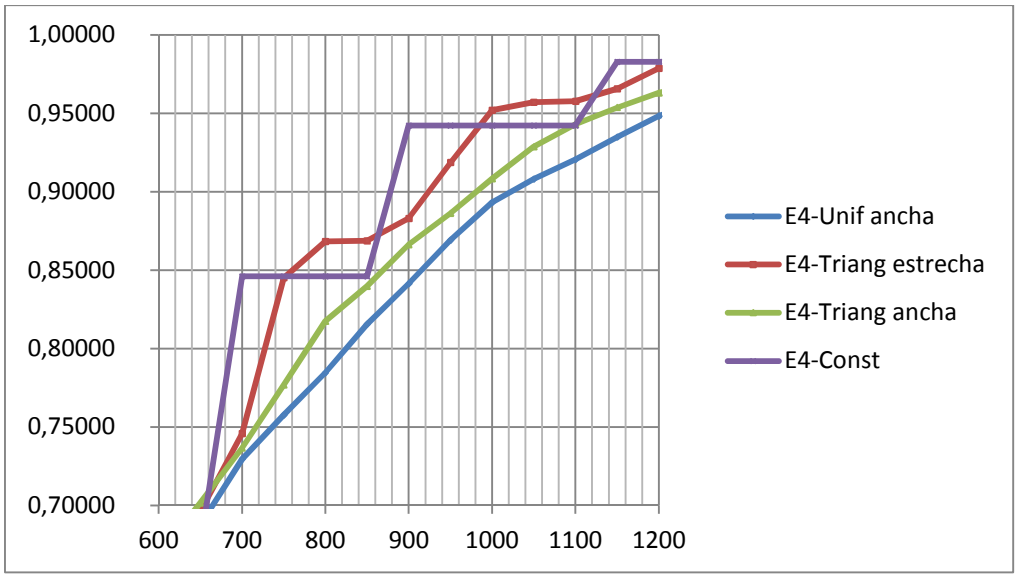




Calculado para distribuciones de tiempos de servicio Erlang 4 de valor medio 20 h, y distribución de esloras triangular entre 100 y 300m. Las distribuciones de intervalos de llegada tienen valor medio 10 h.

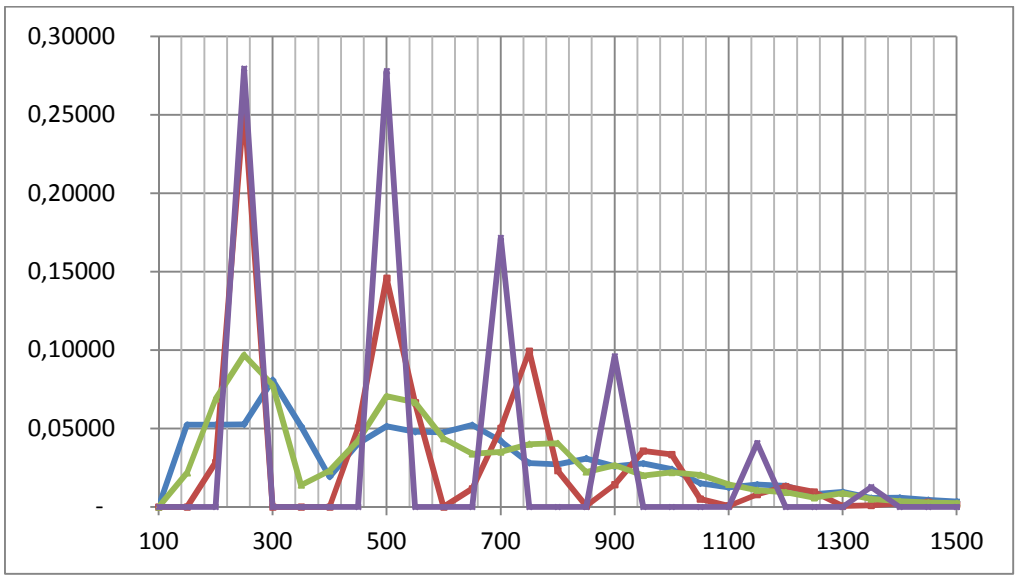
También hay que destacar la <u>influencia de la amplitud de la distribución de esloras:</u>





Calculado para distribuciones de tiempos de servicio Erlang 4 de valor medio 20 h, y distribuciones de intervalos de llegada tienes valor medio 10 h. Se ha probado con las siguientes distribuciones de esloras: Constante de 200m; Uniforme entre 100 y 300m; Triangular entre 100 y 300m y Triangular entre 175 y 225m.

Centrándonos en el rango de probabilidad que luego emplearemos, se observan irregularidades cuando las distribuciones son estrechas. Éstas, se comprenden al observar la función de densidad de la demanda (imagen siguiente), que revela que en esos casos (con el caso límite de la función constante), hay rangos de demanda de atraque poco probables.



Se ha probado con las siguientes distribuciones de esloras: Constante de 200m; Uniforme entre 100 y 300m; Triangular entre 100 y 300m y Triangular entre 175 y 225m.

Esta tendencia de comportamiento observada de la demanda de atraque para el caso de esloras constantes es coincidente pues con la discontinuidad de la función de la tasa de ocupación tasa de ocupación antes explicada, pues se trata del mismo fenómeno: ciertas

demandas de atraque intermedias son improbables porque con gamas estrechas de esloras no se pueden alcanzar.

Por otra parte, en el trabajo de Obrer-Marco y Aguilar (2012), operando sobre simulación continua con enmiendas, también se revelaba la menor trascendencia de la forma de distribución de esloras frente a la amplitud de su gama.

En ese trabajo, también se observaba que (a diferencia de la formulación de la ROM 2.0) la eslora media es un buen estimador. El empleo exclusivo de la Eslora tipo (percentil 85% de ser inferior) de la ROM 2.0 es excesivo, peor claro está si se trata de un número elevado de atraques. En la demanda de atraque se observa, quizá intrínsecamente, que la Eslora media es también un buen estimador.

Metodología

La metodología propuesta es una alternativa al empleo de fórmulas polinómicas para la determinación de la longitud del atraque.

Pero es preciso apoyarse en una determinación previa del número de atraques de la gestión discreta.

De hecho, proceso a seguir constaría de 2 fases:

1) Fase 1 (siguiendo el clásico proceso sugerido por la ROM 2.0):
   a) Se conocen la capacidad necesaria $\boldsymbol{C}$, y las formas de las distribuciones de tiempos de llegada $\boldsymbol{F_\lambda}$ y de servicio $\boldsymbol{F_\mu}$.
   b) Se fija el nivel de servicio a obtener, es decir la productividad media del atraque $\boldsymbol{P}$, y la espera relativa máxima $\boldsymbol{\epsilon}$.
   c) Mediante tanteos se obtienen a la vez $\boldsymbol{a}$ y $\boldsymbol{\Phi(a, F_\lambda, F_\mu, \epsilon)}$.
   d) Conocido el cargamento medio de los buques $\boldsymbol{q}$, se obtiene la duración media del servicio $\boldsymbol{t_s = q/P}$, y por lo tanto su inversa $\boldsymbol{\mu}$, con lo que, dada $\boldsymbol{\Phi_D}$, se obtiene la frecuencia media de llegada de buques $\boldsymbol{\lambda}$.
   e) Este proceso completa la definición discreta del problema.
2) Fase 2:
   a) Se genera una serie temporal de la variable $\boldsymbol{D_a}$, para lo cual es necesario conocer la función de distribución de esloras de buques $\boldsymbol{F_E}$, y las anteriormente obtenidas $\boldsymbol{F_\lambda}$ y $\boldsymbol{F_\mu}$. De ella se obtiene su función de distribución $\boldsymbol{F_D}$.
   b) Finalmente, la longitud a disponer $\boldsymbol{L_a}$ es el valor de $\boldsymbol{F_D}$ para una demanda de $\boldsymbol{d_{\%}}$.

Los valores de $\boldsymbol{d_{\%}}$ se deben establecer por comparación con las cifras que entrega la simulación del sistema continuo, por lo que esta metodología constituye un puente entre ambas formulaciones discreta y continua, apoyándose en la primera por la sencillez que ofrece.

Como valores iniciales, a falta de un estudio más profundo que incluya la optimización de la gestión continua, se pueden proponer:

Nº de atraques	$d_{\%}$
2	90%
3	88%
4	85%
5	80%

Esta es la razón por la que se debe estimar el número de atraques inicial, pues se ha observado en los estudios preliminares que pese al empleo de la nueva función $\boldsymbol{D_a}$, el % de la función de demanda a satisfacer $\boldsymbol{d_{\%}}$, es decreciente -aunque sólo ligeramente- con el número de atraques medios.

Resultados

Podemos poner un ejemplo:

a) Sea una terminal de contenedores con una capacidad prevista de 635.000 TEUs/año; sus llegadas son exponenciales y sus servicios Erlang 4, y la productividad bruta es de 50 TEUs/h (q= 1.500 TEUs/escala). Para ε = 0,1 el sistema precisa 3 atraques exactos.
b) Si las esloras son uniformes entre 100 y 300 m, generada la función de demanda y para $\boldsymbol{d_{\%}}$ = 88%, se obtiene $\boldsymbol{L_a}$ = 708 m. Si las esloras hubieran sido triangulares con la misma dispersión, $\boldsymbol{L_a}$ = 704 m. Pero si hubieran sido triangulares entre 175 y 225m, $\boldsymbol{L_a}$ = 695 m.
c) Para esos valores la ROM 2.0 hubiera prescrito entre 795 y 940 m.

Esta metodología presenta diferencias con las preexistentes, en especial con la ROM 2.0, con la que puede llegar a diferir en más del 20%, siempre por debajo de aquélla. Con la formulación de Ligteringen las diferencias son menores.

Conclusiones

- ✓ Para determinar la longitud del atraque necesaria para los casos habituales de los muelles, puede emplearse la función “demanda de atraque”, como ha sido definida.
- ✓ Esta función permite apoyarnos en la metodología convencional de atraques equivalentes, para dar el paso final que esa metodología no resuelve satisfactoriamente, determinando así la longitud de atraque necesaria.
- ✓ Esta metodología es sensible a la distribución de esloras, con sesgos similares a los que se han observado cuando se emplean sistemas de simulación continua.
- ✓ La función de demanda de atraque es muy sencilla de obtener, pudiéndose emplear hojas Excel o similar, directamente, sin necesidad de programar rutinas VBA.
- ✓ No ha sido posible fijar un único valor de % de demanda a satisfacer ($\boldsymbol{d_{\%}}$). Por el contrario, se ha encontrado la posibilidad de relacionarlo con el número de atraques. Estos % de demanda se fijan por comparación con los resultados que la simulación continua entrega, para cuya calibración sólo hay que emplear los rangos de nº de amarres, función de llegadas y servicios, y los rangos de esloras normales en los puertos, lo que permite obtener soluciones prácticas.
- ✓ Los valores de % presentados en esta ponencia son provisionales, quedando pendiente la comparación con los resultados de la simulación continua optimizada, y estando pendiente también de cerrar el tratamiento de nº de atraques fraccionario, si bien Obrer-Marco y Aguilar (2012) ya daban recomendaciones al respecto.

REFERENCIAS

Aguilar, J., (2012) y Obrer-Marco, R. “Una propuesta para la definición de los niveles de servicio medios del atraque en terminales portuarias”. X Congreso de Ingeniería del Transporte, 20, 21 y 22 Junio 2012, Granada.

Monfort, A. et al., (2011) *Manual de capacidad portuaria: aplicación a terminales de contenedores*. Valencia, Fundación Valenciaport.

Obrer-Marco, R. y Aguilar, J., (2012) “Evolución de los factores que afectan a la capacidad de los muelles al aumentar la longitud de atraque”. X Congreso de Ingeniería del Transporte, 20, 21 y 22 Junio 2012, Granada.

Rodríguez, F., (1977) *Capacidad de los Muelles*. Madrid, MOPU.

ROM 2.0-11, (2011) *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en obras de atraque y amarre*. Madrid, Ministerio de Fomento.

ESTUDIO DE VIABILIDAD DEL PUERTO DE GRAN ESCALA EN SAN ANTONIO (CHILE)

F. J. Escartín García, E. Coba Castro, M. Hernández Aixalá, A. J. Celis Cubero

División de Puertos; INTECSA-INARSA; c/ Santa Leonor 32, 28037 Madrid (España); e-mail: javier.escartin @snclavalin.com; eva.coba@snclavalin.com; marta.hernandez@snclavalin.com; celis.antonio@snclavalin.com

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El crecimiento previsto en el tráfico marítimo de mercancías en la zona central de Chile durante los próximos años, indica que la capacidad de transferencia y almacenamiento (actual y proyectada) de contenedores de las instalaciones portuarias de la Vª Región (San Antonio y Valparaíso) se agotará durante la primera mitad de la década de 2020. Por todo ello el Plan Maestro del Puerto de San Antonio (2009) ya preveía una ambiciosa actuación consistente en la construcción de un nuevo puerto exterior al actual recinto portuario, conocido como Puerto de Gran Escala (PGE) con una capacidad anual de 6 millones de TEU.

La Empresa Portuaria San Antonio (EPSA), encargada de la gestión del Puerto de San Antonio, convocó un concurso para la realización del "Estudio de Factibilidad para el Desarrollo de un Puerto de Gran Escala en el Puerto de San Antonio", que fue adjudicado a la empresa INTECSA-INARSA.

ALCANCE DEL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

Dicho Estudio de Factibilidad tenía el siguiente alcance:

- Relevamiento de los antecedentes.
- Análisis Preliminar de Factibilidad Territorial.
- Estudio de los accesos terrestre (vial y ferroviario) y náutico.
- Análisis de la actividad logística.
- Diagnóstico ambiental.
- Análisis de las operaciones en muelle, en patio y en la *Gate House.*
- Definición del equipamiento portuario asociado a los sistemas de operaciones propuestos.
- Estudio de circulación interna y externa.
- Ingeniería preliminar de las obras de dragado, abrigo, muelles, relleno, urbanización (patios y áreas de estacionamiento), edificios (administrativos y portuarios) e instalaciones (electricidad y alumbrado, abastecimiento de agua, contra-incendios, datos y comunicaciones, CCTV…).
- Desarrollo por fases y montos de inversión asociados.

DESCRIPCIÓN DEL PUERTO DE GRAN ESCALA

Las principales características operativas del PGE se detallan a continuación (ver Figura 1):

a) Buque de diseño: portacontenedores clase E, con capacidad de 15.000 TEU y eslora de 397 m.
b) Operatividad: 360 días/año, 24 horas/día.
c) Número de Terminales: dos (2), denominadas Sur-1 y Sur-2.
d) Capacidad de transferencia de cada Terminal: 3 millones de TEU/año.
e) Tipología de Terminales: semiautomatizada.
   - Equipamiento en muelle: Grúas Super-Post-Panamax (16 por muelle) y *Shuttle Carriers* (SC).
   - Equipamiento en patio: *Automated Stacking Cranes* (ASC).
   - Equipamiento en Terminal ferroviario: SC y *Rail Mounted Gantry Cranes* (RMG).
f) Acceso a las Terminales: 10 calles de entrada y 10 de salida para camiones en las puertas de cada Terminal y playa de 6 vías en cada Terminal ferroviario.



Figura 1. Perspectiva general del Puerto de Gran Escala (fase final) obtenida del video 3D

Se prevé que el PGE sea desarrollado en tres etapas:

1) Fase 1-A: mitad sur del Terminal Sur-1, con una capacidad anual de 1,5 millones de TEU.
2) Fase 1-B: mitad norte del Terminal Sur-1, con una capacidad anual de 1,5 millones de TEU, (con lo que se alcanzarán los 3 millones de TEU por año).
3) Fase 2: con una capacidad anual de 3 millones de TEU, corresponde al Terminal Sur-2.

Las principales obras asociadas al PGE son las siguientes:

- Dragado: 10,9 millones de m^3.
- Dique de abrigo de tipología en talud con una longitud de 3.670 m en fase final.
- Muelles de tipología pilotada, con una longitud de 3.560 m en fase final (2 alineaciones).
- Explanadas asociadas (relleno, mejora del terreno y urbanización): 192 Ha en fase final.

ESTUDIOS REALIZADOS

Para efectuar el diseño y dimensionamiento de las obras se realizaron numerosos estudios, entre los cuales pueden destacarse los siguientes:

- Trazado en planta y alzado de los nuevos accesos vial y ferroviario.
- Estudio de maniobras de entrada y salida de buques empleando el modelo SHIPMA.
- Estudio numérico de agitación empleando el modelo MANOLO.
- Dimensionamiento analítico y numérico de la zona de operaciones en muelle, patio de contenedores y *Gate House.*
- Dimensionamiento del dique mediante fórmulas analíticas y el programa IH-2VOF (ver Figura 2).
- Comprobación de la estabilidad geotécnica de las secciones del dique y muelle pilotado mediante el programa SLIDE (incluyendo sismo).
- Cálculos estructurales preliminares del muelle pilotado y las vigas para las grúas ASC y RMG.

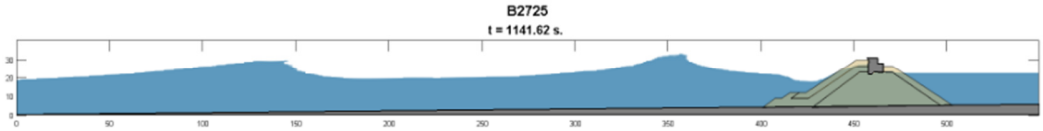


Figura 2. Comprobación de la rebasabilidad del dique con el programa IH-2VOF

Tema: Planificación y Gestión de Puertos

METODOLOGÍA PARA MAXIMIZAR LA RENTABILIDAD DE UNA TERMINAL MARÍTIMA DE CONTENEDORES A TRAVÉS DE LA OPTIMIZACIÓN DE SU GRADO DE AUTOMATIZACIÓN

C. Moreno Martínez[1], A. Camarero Orive[2]

[1]División de Concesiones del Grupo SNC-Lavalin, c/ Santa Leonor, nº 32, 28037 Madrid, Madrid, cesar.moreno@snclavalin.com
[2]Departamento de Ingeniería Civil. Transportes. Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. UPM. Avda. Profesor Aranguren s/n 28040 Madrid, Madrid, alberto.camarero@upm.es

RESUMEN

Son generalmente aceptadas las tendencias actuales de maximización de la automatización para la adaptación de las terminales marítimas de contenedores a las cada vez mayores exigencias competitivas del negocio de transporte de contenedores. En esta investigación, se somete a consideración dichas tendencias a través de un análisis que tenga en cuenta la realidad global de la terminal pero también su propia realidad local que le permita aprovechar sus fortalezas y minimizar sus debilidades en un mercado continuamente en crecimiento y cambio.

Para lo cual se ha desarrollado un modelo de análisis en el que se tengan en cuenta los parámetros técnicos, operativos, económicos y financieros que influyen en el diseño de una terminal marítima de contenedores, desde su concepción como ente dependiente para generar negocio, dentro de un perímetro definido por el mercado del tráfico de contenedores así como por las limitaciones físicas introducidas por la propia terminal.

La metodología empleada para la definición de dicho modelo aúna las componentes operativas y financieras de una terminal marítima de contenedores. Son las dos componentes que se plantean a la hora de evaluar la terminal como negocio aunque en esta investigación se presentan de una forma encadenada, imponiendo cada una de estas componentes sus propias restricciones a la otra siempre desde el enfoque de la optimización y teniendo en cuenta el grado de automatización como referente a la hora de definir el modelo operativo idóneo.

Para la correcta elaboración del modelo económico-operativo es necesario haber definido un ámbito en el que es de aplicación. Otro de los aspectos que permite contextualizar el modelo económico-operativo es el modelo de gestión, que es la fórmula concesional dentro del modelo *landlord*. En concreto, el punto de vista que interesa es el del inversor, que busca una rentabilidad a su inversión y que es capaz de cuantificar de forma concreta los beneficios de su inversión. El modelo se aleja de ese otro punto de vista que tiene que ver más con el interés general de las obras, de su componente social y macro, mucho más abstracta aunque justifica la participación de la Administración en las obras de abrigo, dragado, infraestructuras viarias, ferroviarias, etc.

Tras la calibración del modelo, se trabaja para aplicar el modelo económico-operativo a los distintos tipos de terminales en función del tráfico y del grado de automatización. El objetivo es caracterizar la vinculación entre la rentabilidad de la terminal marítima de contenedores y la línea de tráfico esperada en función del grado de automatización seleccionado. Esto permitirá obtener rangos en los que se optimiza la operación y se maximiza la rentabilidad para cada grado de automatización considerado.

Tras la programación del modelo completo es necesario realizar una serie de simplificaciones al mismo para obtener resultados más concluyentes sobre los distintos tipos de

terminales marítimas de contenedores que se presentan habitualmente en el ámbito de estudio o que podrían presentarse en caso de necesidad de capacidad por problemas de congestión:

- El tráfico es la variable fundamental que condiciona el dimensionamiento de la terminal, la necesidad de capacidad, las dimensiones de la terminal, la productividad necesaria en base a las dimensiones necesarias y a las posibles, los rendimientos oportunos y el grado de automatización para conseguir esos rendimientos.
- Fase del viaje del contenedor. Este concepto permite distinguir entre terminales import-export y terminales de transbordo, teniendo en cuenta que no es habitual encontrar terminales dedicadas 100% a uno o a otro extremo. Lo que sí es claro es que la concepción del negocio es totalmente distinta en uno y otro caso y lo es también su rentabilidad.
- La productividad deseada de la línea de atraque. Este concepto permite dimensionar la terminal en función del volumen de tráfico.
- El buque tipo para el que se dimensiona la línea de atraque y la carga-descarga es un dato necesario para estimar una parte muy importante de la inversión de la terminal y condiciona los costes de operación y el dimensionamiento de personal, con lo que es otra de las variables a considerar.
- El grado de automatización es la variable que define el nivel tecnológico de la terminal, la dependencia de la mano de obra, el volumen de inversión, el equipamiento informático de la terminal, el modelo de operación, su layout y esto tiene implicaciones determinantes en la inversión.
- El grado de utilización de los principales subsistemas se limita al 75% de la capacidad máxima.

La aplicación del modelo obtenido con estas hipótesis es efectiva, por tanto, en los distintos tipos de negocio en función del tipo de terminal (import-export y transbordo), del tipo de mercado que se atiende (multicliente y dedicada) y del tipo de buque medio para el que se diseña (panamax, post-panamax y super-post-panamax).

La combinación de todas estas opciones para cada variable proporciona un gran número de escenarios pero se analizan los resultados relativos a dos escenarios concretos y extremos:

- Import-export – multicliente. Se trata de terminales con una orientación comercial mayor, con una mayor incertidumbre a la hora de programar sus atraques, con una mayor importancia del patio y de la agilidad de los equipos de interconexión. Generalmente, la estancia media del contenedor en puerto es mayor y el ingreso medio por TEU es mayor que para el caso de terminales de transbordo.
- Transbordo – dedicada. Es el caso habitual de terminal de uso exclusivo por un cliente donde el transbordo es la actividad principal. La estancia media del contenedor es menor y por tanto el ingreso medio por TEU es inferior. Por el contrario, la programación de atraques se simplifica y la productividad aumenta. El dimensionamiento es más fácil, se reducen las incertidumbres y la rentabilidad, aunque menor, está prácticamente asegurada.

Para poder comparar entre los dos escenarios, se hace variar el tráfico entre 100.000 TEUs/año y 10.000.000 TEUs/año con el fin de obtener la curva de evolución de la rentabilidad del negocio en función del tráfico para cada grado de automatización asumiendo una línea de atraque y un subsistema de carga-descarga dimensionados según el tamaño del buque.

Finalmente, el modelo obtenido en cada caso se aproxima mediante una función de la forma:

$$TIR_{acc} = a \cdot Ln(Tráfico) + b$$

Donde TIR_{acc} representa la TIR del accionista y el *Tráfico* se expresa en TEUs. Los parámetros *a* y *b* se calibran en cada caso.

En definitiva, esta investigación aporta una metodología que defina la opción óptima de diseño de una terminal marítima de contenedores apoyada en los pilares de la optimización del grado de automatización y de la maximización de la rentabilidad del negocio que en ella se desarrolla.

DESARROLLO DE SISTEMAS PARA LA TOMA DE DECISIONES (DSS) EN LA GESTIÓN ACUÁTICA PORTUARIA

Aina G. Gómez[1], F. Fernández Pérez, L. Pedraz Polo, M. L. Sámano Celorio, B. Ondiviela Eizaguirre, J. A. Juanes de la Peña

[1]Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. C/ Isabel Torres Nº15 39011. Santander. España. aina.gomez@unican.es

Los puertos españoles, conjuntamente con el resto de los puertos de la Unión Europea, han venido trabajando desde principios de la década de los noventa en la mejora ambiental de los espacios portuarios. El objetivo de esta implicación ha sido contribuir a la sostenibilidad del transporte, armonizando sus políticas ambientales y desarrollando herramientas que permitan una identificación y reducción de los impactos ambientales portuarios, una mejor prevención, control y gestión de los riesgos ambientales y, en definitiva, una adaptación de los puertos a las exigencias y requerimientos de la abundante regulación ambiental que se está produciendo.

A nivel estatal, la ROM 5.1 de calidad de aguas litorales en áreas portuarias se publica con el fin de proporcionar una herramienta metodológica para la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios (www.puertos.es). Esta Recomendación incluye un esquema conceptual estructurado en torno a cuatro tareas de actuación: ordenación del medio acuático portuario, la evaluación del riesgo ambiental de las emisiones contaminantes, la vigilancia de la calidad ambiental y la gestión de los episodios contaminantes.

Tras su publicación en el 2005, la ROM 5.1 se calibró y validó mediante su aplicación piloto en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona en España. Además, a nivel europeo, el proyecto PORTONOVO (www.portonovoproject.org), permitió mejorar los procedimientos metodológicos de la ROM 5.1 mediante su aplicación en puertos ubicados en diferentes países con peculiaridades y características dispares: Falmouth y Belfast (Inglaterra), Aveiro y Portimao (Portugal), Cherburgo y Burdeos (Francia) y, Huelva y Santander (España). Los resultados alcanzados de la calibración permitieron ratificar tanto la filosofía, como los principios de la Recomendación, proponiendo exclusivamente, mejoras en procedimientos metodológicos o especificaciones en el desarrollo de herramientas concretas. En el año 2013, se ha publicado una versión actualizada de la ROM 5.1, en la que se han incorporado las mejoras en procedimientos o herramientas.

La aplicación de metodologías como la ROM 5.1 supone la generación y administración de un gran volumen de información ambiental, cuya gestión constituye una ardua tarea para los gestores portuarios. Por ello, disponer de herramientas de gestión que permitan la integración, almacenamiento y ejecución de consultas diseñadas a medida supone una mejora sustancial en la gestión ambiental del medio acuático portuario. Por este motivo, se ha desarrollado un Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria (Figura 1) para la optimización de dichas tareas (www.rom51.ihcantabria.com). Dicho sistema es capaz de introducir los datos de cada una de las tareas, realizar consultas relacionadas con los datos introducidos, calcular automáticamente la estimación del riesgo ambiental o la calidad de las unidades de gestión, generar gráficos y organizar los documentos de interés en una biblioteca.

El Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria ROM 5.1 ha sido diseñado a través de una herramienta corporativa, ágil y multiusuario. Para ello, se han utilizado distintas tecnologías de la información: bases de datos relacionales, sistemas de información geográficos y tecnologías web. La arquitectura del sistema permite ser instalada en un servidor, en el cual se diferencian dos componentes clave: el Sistema Gestor de

Bases de Datos Relacionales que representa el cerebro del sistema, y la aplicación Web que constituye el elemento de interacción entre los usuarios y el sistema, a través de la cual es posible gestionar toda la información portuaria almacenada en la base de datos relacional.

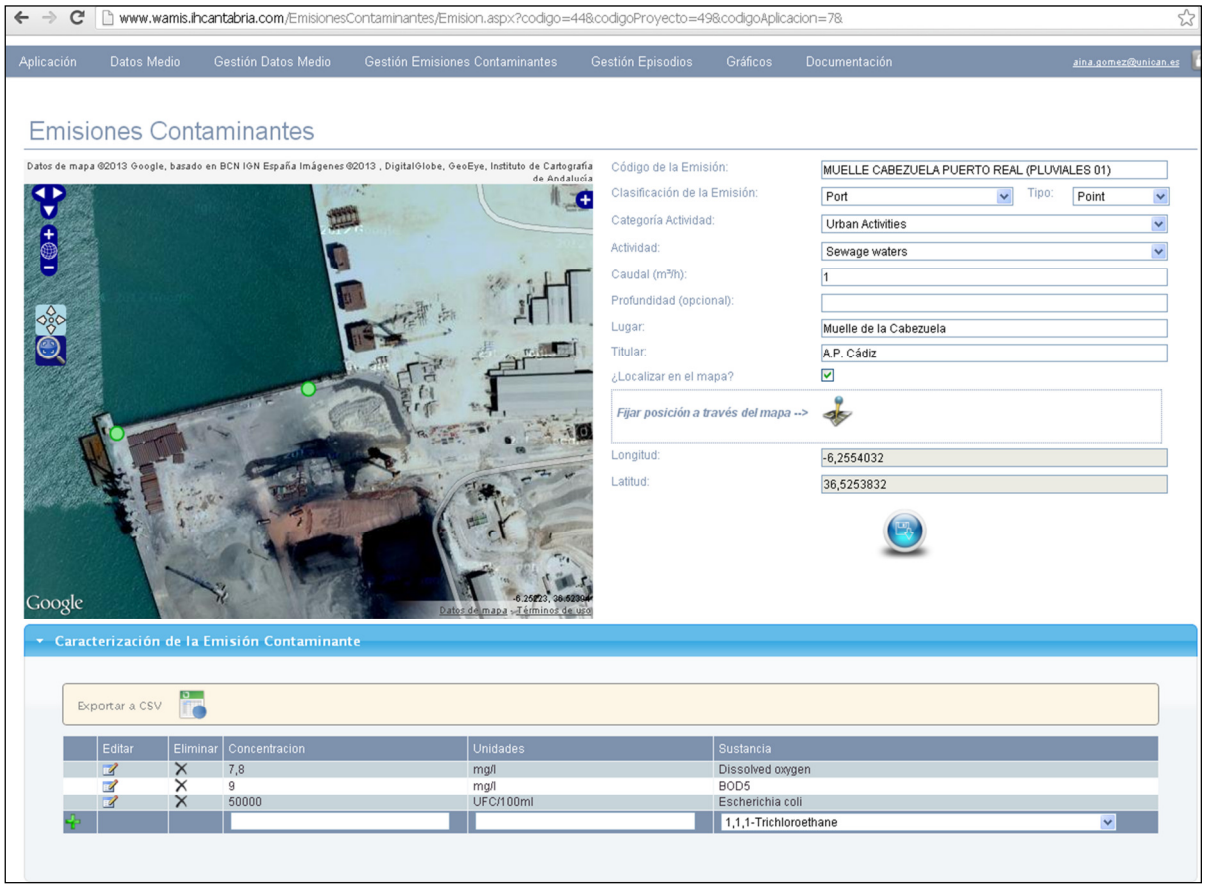


Figura 1. Visualización de parte del Sistema de Gestor de Información Ambiental Portuario ROM 5.1.

En este trabajo se aportarán los detalles y capacidades concretos de la herramienta desarrollada.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación recibida por parte de Puertos del Estado y las Autoridades Portuarias de Gijón, Huelva y Tarragona para la validación y calibración de la ROM 5.1. Parte del trabajo realizado ha sido financiado por el Área Atlántica INTERREG IV B para la elaboración del proyecto PORTONOVO (Ref. 2009-1/119).

IMPLICACIONES METODOLÓGICAS DE LA ROM 5.1-13 PARA EL PROCESO DE IMPLEMENTACIÓN DEL RD 1695/2012 EN EL SECTOR PORTUARIO

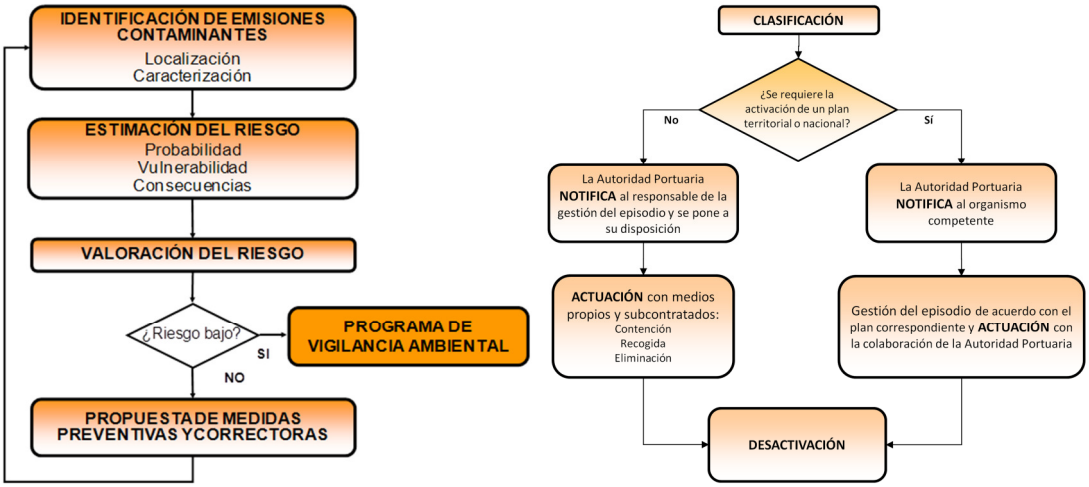
J. A. Juanes de la Peña[1], Ignacio Rodríguez[2], Aina García Gómez[1], María L. Sámano Celorio[1], Bárbara Ondiviela Eizaguirre[1], Obdulio Serrano[2], José Sierra[2], Francisco González[2]

[1]Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. C/ Isabel Torres Nº15. Santander. España. juanesj@unican.es
[2]Puertos del estado. Av. del Partenón, 10. Campo de las Naciones. Madrid. España. irarevalo@puertos.es

La aprobación del RD 1695/2012, de 21 de diciembre, por el que se aprueba el Sistema Nacional de Respuesta ante la contaminación marina, será de aplicación a todos aquellos casos de contaminación marina accidental o deliberada, cualquiera que sea su origen o naturaleza, que afecte o pueda afectar tanto a las aguas marítimas como a las costas españolas. A este respecto, los planes interiores de contingencias por contaminación marina accidental (PICCMA) para las instalaciones que manejan hidrocarburos en el ámbito marítimo y portuario, regulados en el RD 253/2004, tendrán la consideración de planes interiores marítimos y continuarán vigentes sin necesidad de modificación. No obstante, para las modificaciones y nuevas aprobaciones de estos planes interiores marítimos deberá aplicarse el RD 1695/2012. El contenido de los distintos planes de contingencias, en general, y los planes interiores marítimos de los puertos de titularidad estatal, en particular, deberán tener, entre otros aspectos, un análisis de riesgos y áreas vulnerables, así como la determinación de las circunstancias de activación del plan, según las fases y situaciones que puedan presentarse en función de la gravedad del suceso.

Abordar el desarrollo de los planes interiores marítimos según el RD 1695/2012 supone un reto importante para las Autoridades Portuarias puesto que los planes deben aprobarse antes de 12 meses desde la entrada en vigor de dicha normativa. No obstante, la actualización de la ROM 5.1 en el año 2013, incorpora, dentro de sus procedimientos metodológicos, herramientas que permiten llevar a cabo tanto el análisis del riesgo y áreas vulnerables como la determinación de las situaciones de emergencia. A este respecto, cabe destacar que la ROM 5.1 Calidad de aguas litorales en áreas portuarias se publica en el 2005 con el objetivo de proporcionar una herramienta metodológica para la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios (www.puertos.es). Esta Recomendación incluye un esquema conceptual estructurado en torno a cuatro tareas de actuación: ordenación del medio acuático portuario, la evaluación del riesgo ambiental de las emisiones contaminantes, la vigilancia de la calidad ambiental y la gestión de los episodios contaminantes. Tras la publicación de la ROM 5.1 en el 2005, ésta fue calibrada y validada mediante su aplicación piloto en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona. Los resultados alcanzados de la calibración permitieron ratificar tanto la filosofía, como los principios de la Recomendación, proponiendo exclusivamente, mejoras en procedimientos metodológicos o especificaciones en el desarrollo de herramientas concretas. Debido a las mejoras surgidas en el proceso de calibración y a la aprobación de nueva legislación ambiental, como el RD 1695/2012, en el año 2013 se ha publicado una versión actualizada de la ROM 5.1.

Cabe destacar que, en el Programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales (Figura 1a) se establecen procedimientos metodológicos que permiten la evaluación de los posibles riesgos de contaminación en función de las condiciones meteorológicas, oceanográficas y ambientales, así como de las características y condiciones de operación de las instalaciones que pudieran generar emisiones contaminantes. Además, se definen metodologías para el desarrollo de mapas de sensibilidad para el conocimiento de aquellas áreas que podrían ser más vulnerables. Estos aspectos deben estar recogidos en los mencionados planes interiores marítimos. Por otro lado, en el Programa de gestión de episodios contaminantes (figura 1b) tiene por objeto detectar y clasificar los episodios contaminantes y coordinar las actuaciones requeridas para minimizar sus efectos. Por ello, en dicho programa se han desarrollado sistemas de valoración específicos para, por un lado, estimar la magnitud de episodio y la peligrosidad de las sustancias o materiales implicados en el episodio y, por otro, evaluar la vulnerabilidad de las unidades de gestión que puedan verse afectadas. En función de la valoración de la magnitud, peligrosidad y vulnerabilidad es posible establecer el tipo de situación de emergencia que éste representa y los medios y acciones requeridos según el RD 1695/2012.



a) *b)*

Figura 1. Procedimiento metodológico en la ROM 5.1 para: a) el Programa de Evaluación y Gestión de riesgos ambientales y b) el plan de acción-actuación dentro del Programa de Gestión de episodios contaminantes.

Además, en el marco de la ROM 5.1, se ha desarrollado un Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria para la optimización de las diferentes tareas (www.rom51.ihcantabria.com). La puesta en marcha de la ROM 5.1 supone la generación y administración de un gran volumen de información ambiental, cuya gestión constituye una ardua tarea para los gestores portuarios. Por ello, disponer de herramientas de gestión que permitan la integración, almacenamiento y ejecución de consultas diseñadas a medida supone una mejora sustancial en la gestión ambiental del medio acuático portuario. En el caso de episodios contaminantes (Figura 2), el sistema gestor es capaz de almacenar la información relacionada con la detección, clasificación, notificación, actuación y desactivación de cada episodio contaminante, permitiendo inventariar de forma homogénea y sistematizada todos los episodios detectados. Además, permite valorar automáticamente la magnitud, peligrosidad y vulnerabilidad del medio, con el fin de poder establecer las situaciones de emergencia y los medios y acciones a desplegar. De este modo, es posible contar con un registro completo de cada episodio contaminante y, a su vez, facilitar el intercambio de información con los demás órganos competentes. Todo ello permite que la gestión de episodios contaminantes sea una tarea mucho más ágil y, por tanto, más eficaz.

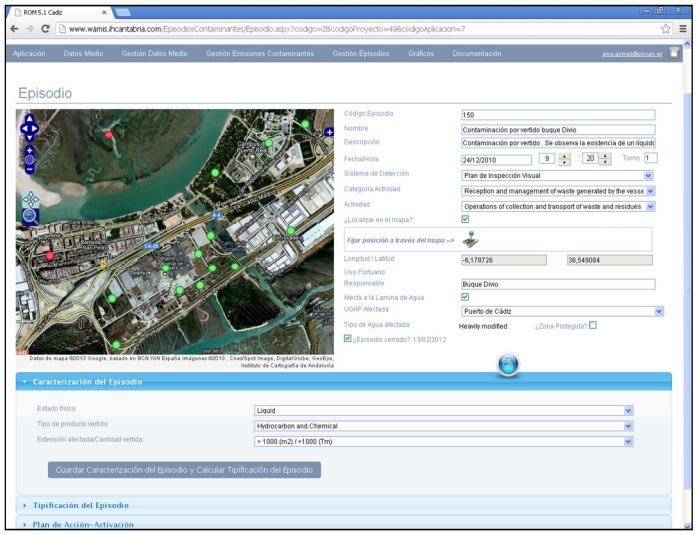


Figura 1. Visualización de la Gestión de Episodios Contaminantes en el Sistema de Gestor de Información Ambiental Portuario ROM 5.1.

En este trabajo se aportarán los detalles y capacidades concretos de los procedimientos desarrollados en la ROM 5.1-13 de aplicación al nuevo RD 1695/2012.

SERIES TEMPORALES DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA DEL PUERTO DE BARCELONA Y SU UTILIDAD EN LA IDETIFICACIÓN DE MASAS DE AGUA Y LA DETERMINACIÓN DE VALORES DE REFERENCIA

J. Romo [1], P.Berglund[2], J. Tasias[3], S. Roura[4]

[1]*PORT DE BARCELONA, WTC Barcelona, edificio Este. Moll de Barcelona, s/n. 08039 Barcelona, www.portdebarcelona.cat*
[2, 4]*ENTORN, S.A, C/ Guitard, nº 45, 08014 Barcelona (Barcelona), entorn@entorn.com*

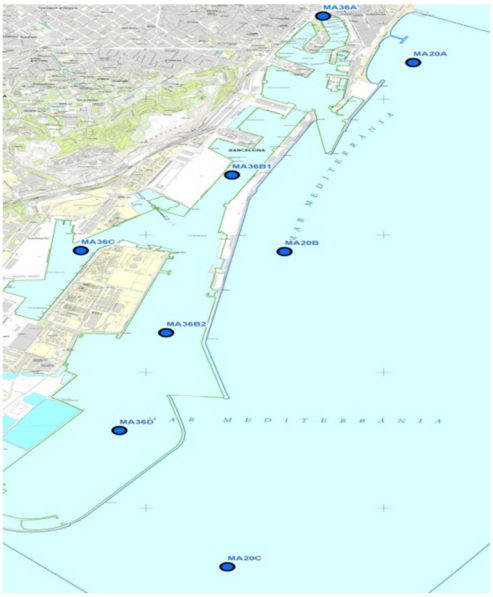
INTRODUCCIÓN

En aplicación de la Directiva Marco del Agua (DMA), la AUTORITAT PORTUÀRIA DE BARCELONA realiza un seguimiento mensual, tanto de las aguas abrigadas como de las exteriores, de un conjunto de parámetros: calidad fisicoquímica del agua y de los sedimentos, comunidades bentónicas y seston. Es una información de gran valor ya que no es frecuente disponer de una serie tan larga de datos. En la comunicación se establece una comparativa entre dos ciclos anuales, separados por diez años (2002-2003 y 2011-2012), que abarca el periodo en el que se ha llevado a cabo las principales obras del plan Director del Puerto de Barcelona, incluida la ampliación de los diques. Los resultados obtenidos permiten en primer lugar identificar y evaluar la calidad del sistema y a la vez poner de manifiesto las diferencias en el tiempo que se explican en función de las modificaciones operadas. Asimismo, la información se utiliza para definir y justificar una serie de valores de referencia de las distintas variables consideradas, que sirvan para establecer un "umbral de alteración", teniendo en cuenta en todos los casos la variación temporal propia de la mayoría de vectores (temperatura, concentración de oxígeno, nutrientes, etc.).

OBJETIVOS

1. Recopilación de datos oceanográficos, en dos ciclos anuales separados unos diez años, para su explotación gráfica y estadística
2. Identificación de las principales modificaciones en la calidad del agua operadas a lo largo de este tiempo y justificación de las posibles causas del cambio.
3. Definición de valores de referencia para los vectores principales del ecosistema que permitan medir, objetivamente, las desviaciones de carácter no estacional en la calidad

METODOLOGÍA



Los datos se han obtenido en un total de 8 estaciones (5 de aguas abrigadas y 3 de exteriores). Los procedimientos de muestreo y analítica son los establecidos en las especificaciones del ACA y la ROM 5.1. La toma de la calidad de agua es mensual mientras que las de sedimentos y biología siguen un calendario específico, de acuerdo con los principales hitos del ciclo anual. Algunas variables oceanográficas se miden en continuo a lo largo de toda la columna de agua (mediante un SEACAT Profiler CTD SBE 19) a la vez que se toman muestras de agua a tres niveles (utilizando una botella Niskin) para posterior analítica en el laboratorio. Finalmente, las muestras de sedimento se obtienen con una draga van Veen, equipada con un sistema de cierre que evite la pérdida de finos. Se emiten informes mensuales de resultados.

RESULTADOS

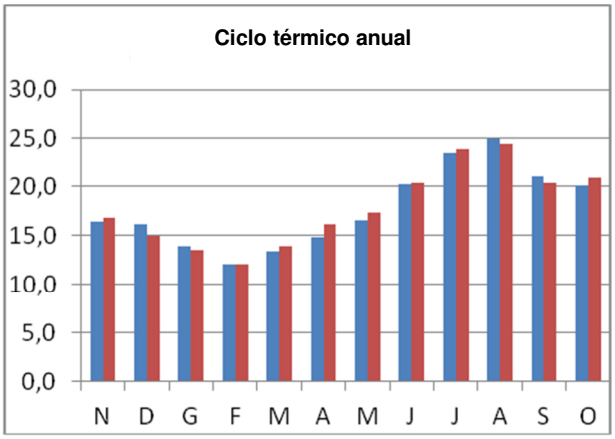


Figura 1. Ciclo térmico (2011-12) superficial

En la Figura 1 se presenta la evolución térmica del promedio de los valores superficiales de temperatura. La oscilación térmica 2011-12 ha sido de 13ºC aunque varía interanualmente debido a la meteorología concreta. Las aguas abrigadas (en azul) se enfrían y se calientan más que las exteriores (en rojo) debido a que tienen menos inercia por su menor profundidad. La estacionalidad térmica, muy marcada en el Mediterráneo, condiciona el valor de otras variables (concentración de oxígeno disuelto, actividad biológica, disponibilidad de nutrientes, etc.), cambios que deben distinguirse de los asociados a impactos.

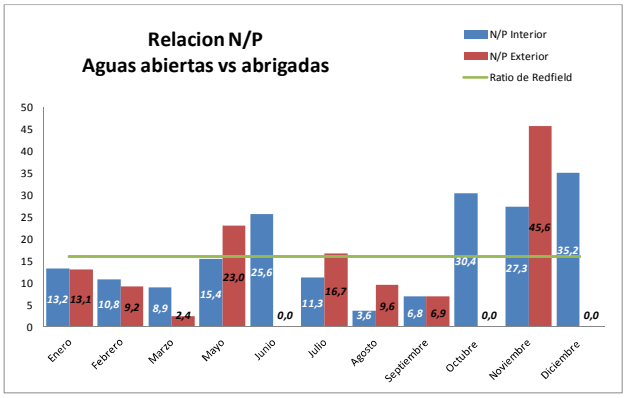


Figura 2. Relación N/P (2002-12)

Otra variable interesante es la relación N/P y las diferencias apreciadas entre las aguas abiertas y las abrigadas. La relación de Redfield entre los diferentes nutrientes (C:Si:N:P → 106:15:16:1) permite detectar qué nutriente es el limitante de la producción biológica. La situación es próxima a la de equilibrio en primavera, después de la homogenización térmica, en verano, las bajas concentraciones de N y P frenan la producción biológica y en invierno se produce un exceso de nitrógeno en todas las masas de agua.

CONCLUSIONES

1. La obtención reiterada a lo largo del tiempo de datos de calidad del agua portuaria permite evaluar cambios significativos en el sistema en función de variables especialmente significativas (como son las indicadoras de eutrofia).
2. En esta comparativa de estados es muy importante la identidad en las metodologías utilizadas y, en todo caso, el conocimiento de sus diferencias para la interpretación de los resultados.
3. No basta disponer únicamente de información obtenida a partir de sensores automáticos: variables como nutrientes, clorofila determinada por métodos espectrofotométricos, materias en suspensión o COT son básicas para la correcta interpretación de los cambios operados en el sistema.
4. Por último, en el análisis temporal de estados hay que discernir aquellos cambios que obedecen a ciclos estacionales (especialmente marcados en el Mediterráneo) o a aquellos otros derivados de causas no naturales.

PROSPECCIÓN GEOFÍSICA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD NÁUTICA EN EL CANAL DEL PUERTO DE MONTEVIDEO. URUGUAY

A. Barranco Ojeda[1], J. Rey Díaz de Rada[1], F. Pedocchi[2], R. Mosquera[2], V. Groposo[2], R. Laporta[3], F. Barbato[4]

[1]ESGEMAR,S.A., Local M5/L2-05. Puerto de Málaga, 29001, Málaga, esgemar@esgemar.com
[2]Universidad de la República, Facultad de Ingeniería. Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental. C/ Julio Herrera y Reissig, nº 565, 11300 Montevideo, Uruguay, kiko@fing.edu.uy
[3]KATOEN NATIE TERMINAL TCP, Muelle de Escala s/n, Puerto de Montevideo, 11000 Montevideo, Uruguay, rodolfo.laporta@Katoennatie.com.uy
[4]ANP Administración Nacional de Puertos. República Oriental del Uruguay, C/ Rambla 25 de Agosto de 1825, nº160, 11900 Montevideo, Uruguay, fbarbato@anp.com.uy

INTRODUCCION

La profundidad náutica se define, de acuerdo a la International Navigation Association PIANC como “el nivel donde las características físicas del lecho marino llegan a un límite crítico más allá del cual, el contacto con la quilla del navío causa daño o efectos inaceptables sobre el control y maniobrabilidad.”

Esta definición hace que la profundidad náutica no sea fácilmente determinable en zonas donde predominan los sedimentos cohesivos, con comportamientos, oscilando entre materiales acuosos y suelos. En estos ambientes se puede asociar la ubicación del lecho náutico con la transición reológica. La transición reológica se asocia a la profundidad dentro del lecho donde se observa un rápido incremento de la resistencia del barro a fluir.

La profundidad náutica en los canales y la zona de maniobra del Puerto de Montevideo se define con el pico del retorno de 200 kHz. Previo a la realización de estos trabajos y existían dudas sobre si el pico en el retorno de 200 kHz no podría estar realidad asociado a la interfaz entre el agua-barro fluido y que eventualmente se podrían hacer ajustes a la definición de la profundidad náutica utilizada actualmente tomando en cuenta que el barro fluido puede ser navegable.

Los trabajos que se presentan en este artículo buscaron dar elementos concretos a la Administración Nacional de Puertos para hacer una interpretación más confiable de los retornos de la ecosonda de doble frecuencia y evaluar en qué medida es adecuado utilizar la profundidad del retorno de 200 kHz para definir la profundidad náutica en el Puerto de Montevideo y sus canales de acceso. Para esto se realizaron mediciones con un perfilador de fondo, con una ecosonda de doble frecuencia y se hicieron mediciones de perfiles de densidad del fango con un densímetro de diapasón. Se estudió su variabilidad espacial, el espesor de la capa de barro y su resistencia a fluir. En base a estos estudios se pudo obtener una estimación de la ubicación de la transición reológica respecto a los retornos acústicos de baja y alta frecuencia en las zonas investigadas.

En base a estos estudios se pudo obtener una estimación de la ubicación de la transición reológica respecto a los retornos acústicos de baja y alta frecuencia en las zonas investigadas.

Los objetivos de la investigación realizada fueron por lo tanto, obtener un análisis preliminar de la variación espacial de las características del sedimento superficial, su estado de consolidación y su espesor, y concretar una interpretación de los retornos de la ecosonda en relación a los perfiles obtenidos con el estudio reológico, obteniendo una estimación preliminar de la ubicación de la transición reológica respecto a los retornos acústicos de baja y alta frecuencia en las zonas estudiadas.

LOCALIZACIÓN

El presente estudio ha sido realizado a lo largo del canal de acceso del puerto de Montevideo (Figura 1). Éste presenta una longitud de eje de 42.5 km y se ha investigado una anchura media de 300m

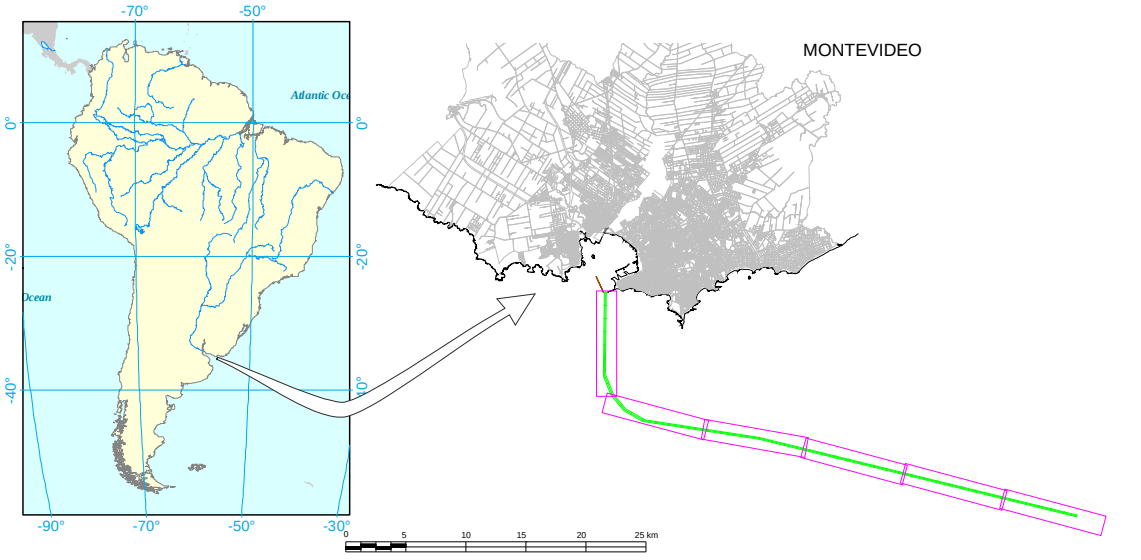


Figura 1. Localización de la zona de estudio

CARACTERIZACIÓN DEL LECHO FLUVIAL

Los sedimentos que se encuentran en la bahía de Montevideo y en los canales de acceso al puerto se caracterizan por tener un alto contenido de sedimentos cohesivos (limos y arcillas). Esto hace que los depósitos generados por la sedimentación de estos materiales tengan una muy baja permeabilidad y que su consolidación se dé muy lentamente. Estas capas de fango tiene densidades entre 1050 y 1250 kg/m^3 aproximadamente y pueden presentar distintos grados de fluidez.

Según la información previa disponible (mapa y memoria geológica del Departamento de Montevideo. M.I.E.M y U. de la R., 2004), próximo a la zona de estudio, en costa (punta de Santa Teresa), afloran los ortogneises de la unidad Punta Carretas.

Estos conforman el basamento rocoso (valores de SPT n=100) sobre el cual reposan sedimentos actuales, formación Villasoriano, principalmente arcillas y arenas gris verdosas de muy baja compacidad (valores de SPT n=0). Entre muro de esta unidad y techo del basamento rocoso aparecen, en algunos de los sondeos realizados, niveles de arcilla con fragmentos de roca descompuesta, con valores de compacidad algo mayores que los sedimentos a techo.

TOMA DE DATOS

Durante la toma de datos se han llevado a cabo tres fases bien diferenciadas.

Primera Fase: Estudio geofísico mediante perfilador de fondo, para la caracterización estratigráfica del canal de acceso del puerto de Montevideo. Se ha utilizado un sistema Chirp3200 Knudsen (Figura 2) con 2 transductores de 750 W (Figura 3).

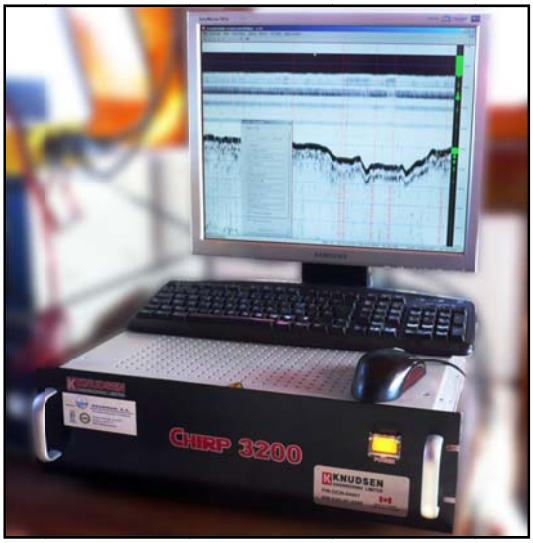


Figura 2. Unidad de control del Perfilador de fondo



Figura 3. Transductores del Perfilador de fondo



Figura 4. Equipo de sísmica, montado durante la adquisición de datos

La toma de datos se llevó a cabo en los meses de enero y febrero de 2012.

Se levantaron líneas transversales al eje del canal desde el p.k (punto kilométrico). 0 al pk. 23.5 cada 100 m y 4 líneas longitudinales al canal desde el pk. 23.5 al pk. 42.5 separadas entre si 30 m, con perfilador de fondo.

Segunda Fase: Estudio reológico para la determinación del fondo náutico y profundidad máxima de navegación, a lo largo del canal de acceso del puerto de Montevideo

La propiedades reológicas del agua y fango se han medio con el equipo RheoTune® (Figura 5). El RheoTune® estima la densidad, viscosidad y resistencia de fluencia del fango, analizando la vibración de un diapasón inmerso en el fango; La frecuencia y la amplitud de vibración varía según las propiedades físicas del medio analizado.

El instrumento se arría (Figura 6) lentamente desde la embarcación, y a medida que el instrumento desciende en la columna de agua-sedimento se obtiene un perfil la densidad del barro, y a partir de este y de ensayos posteriores de muestras en el laboratorio se pueden inferir la viscosidad y la tensión del fluencia del mismo. El RheoTune® debe ser calibrado previamente utilizando muestras del lugar donde se realizarán mediciones.

Los perfiles obtenidos con el RheoTune® se han analizado en conjunto con los perfiles obtenidos con la ecosonda de doble frecuencia y los del perfilador de sedimento.



Figura 5. RheoTune® en la embarcación



Figura 6. Maniobra de arriado de RheoTune®



Figura 7. Muestreo de sedimento superficial



Figura 8. Proceso de calibración del equipo RheoTune®



Figura 9. Proceso de calibración del equipo RheoTune®

Se tomaron datos reológicos de la columna de agua en un total de 14 puntos, 9 distribuidos a lo largo del canal de acceso y 5 en el interior del puerto y antepuerto. Además, para cada estación de muestreo se obtuvieron muestras de fango (Figura 7) del fondo con el fin de calibrar los datos obtenidos en campo y determinar en el laboratorio ensayos de cohesión y viscosidad, la tensión de fluencia del barro y determinar una densidad que pueda ser asociada con la transición reológica (Figuras 8,9).

Tercera Fase: Análisis de la respuesta de una ecosonda monohaz bifrecuencia en toda la extensión del canal.

La presencia de fango, provoca inconsistencias en el retorno acústico que se obtiene durante la determinación del fondo mediante una ecosonda.

El retorno acústico que se mide con las ecosondas es proporcional a los cambios de densidad que encuentra el sonido al viajar dentro de la columna de agua y sedimento, y no a un valor determinado de densidad. Si se incrementa gradualmente la densidad del medio, dificulta la detección del lecho “firme”.

La toma de datos se realizó con una ecosonda monohaz bifrecuencia 33-200 kHz sobre las mismas líneas que las registradas durante la primera fase. En general el pico del retorno de la ecosonda a 200 kHz pudo ser asociado a la transición de agua clara a fango fluido, mientras que el pico del retorno con frecuencia de 33 kHz provenía de profundidades mayores dentro del lecho, ya dentro de las capas más consolidadas ubicándose entre 1.5 y 2 m por debajo del retorno de 200 kHz y que probablemente se asocia a la profundidad del dragado de apertura (Figura 10).

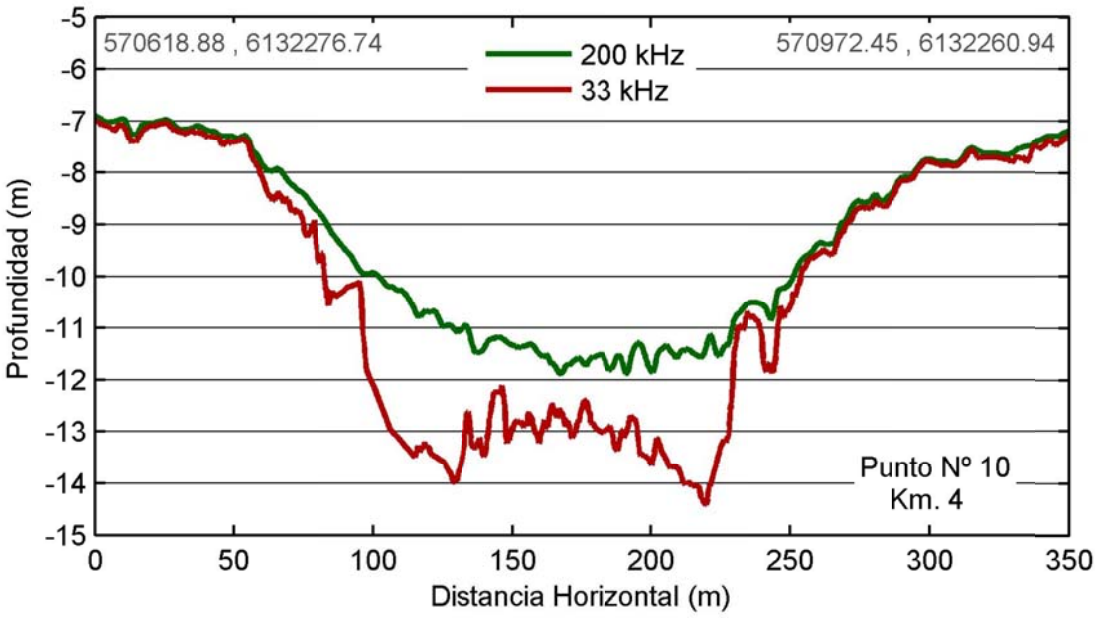


Figura 10. Retorno tipo de las frecuencias de la ecosonda.

RESULTADOS

Para la primera fase, se han identificado dos reflectores principales.

Primer reflector: Techo del nivel de fango superficial. Esta unidad sísmica, asimilada como fango, presenta facies acústicas transparentes, propias de sedimentos finos de baja densidad. Según su geometría, discordante a la base del dragado del canal, se trata de una unidad de relleno depositada tras el dragado de éste.

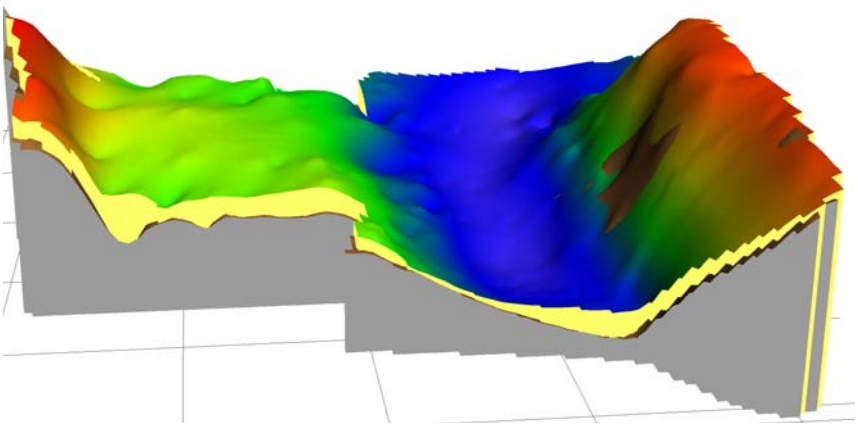


Figura 11. Esquema 3D de una sección del canal. En amarillo, la unión del primer y segundo reflector

Segundo reflector: Techo del basamento duro. Es el límite entre la unidad transparente superior (Fangos) y una unidad de mayor reflectividad (Firme). Esta unidad ha sido interpretada como sedimentos areno-limosos.

Como resultado de la segunda fase, se ha determinado que el espesor de la capa de fango licuado medido, oscila entre 11 cm y 69 cm, con un promedio de 44 cm, desde el pk.2 (Figuras 13,14) al pk.40. A partir del pk.30, la morfología de canal se pierde y el rango entre la densidad máxima medida y la densidad del agua es del orden de centímetros (Figuras 15, 16). El valor máximo medido de densidad se alcanza cuando la resistencia del fango hace imposible el avance del RheoTune®, y este comienza a inclinarse. Este valor sería el límite de penetración, con densidades máximas de 1290 kg/m^3. En ningún punto la penetración del

RheoTune® superó los 0.75 m y solamente en 5 puntos de los 14 estudiados superó los 0.5 m.

Tabla 1. Resumen de las unidades identificadas a lo largo del canal

Subtramo	Unidad "fango"	Unidad "firme"
pk.0 – pk.2	Casi en la totalidad a 11.5m	La profundidad oscila entre 13 y 13.5m. En la parte central del canal se aprecia una alineación más elevada, a 12.5m
pk.2 – pk.4	Casi en la totalidad a 11.5m	Casi en la totalidad oscilando entre 13 y 13.5m
pk.4 – pk.6	Casi en la totalidad a 11.5m con la zona central alcanzando en algunos puntos, 12m	Casi en la totalidad oscilando entre 13 y 13.5m
pk.6 – pk.8	Casi en la totalidad a 12m	Casi en la totalidad oscilando entre 13.5 y 14m
pk.8 – pk.10	Casi en la totalidad a 12m	Al inicio del tramo se alcanzan 14m, finalizando hacia el pk.10, en 13m
pk.10 – pk.14	Hasta el pk. 12.5, el techo se encuentra a 12m. Luego sube a 11.5m	Casi en la totalidad oscilando entre 13 y 13.5m
pk.14 – pk.18	Casi en la totalidad a 11.5m	Casi en la totalidad a 13.5m, encontrando zonas puntuales a 14m
pk.18 – pk.30	Hasta el pk. 24, el techo se encuentra a 11.5m. Luego baja a 12m	Hasta el pk. 21.5, el techo se encuentra a 13.5m. Hacia el pk.25 baja a 14 y Finaliza en 13.5m
pk.30 – pk.40	Hasta el pk. 36, el techo se encuentra a 12m. Finaliza en 13m en la parte central	Hasta el pk. 32, el techo se encuentra a 13.5m. con zonas puntuales a 14m. A Hacia el pk.40, casi todo a 14m
pk.40 – pk.43	Casi en la totalidad a 13m	Casi en la totalidad a 14m, encontrando zonas puntuales a 14.5m

Los ensayos de laboratorio permitieron determinar que la transición reológica se asocia a una densidad de 1245 kg/m^3. La ubicación de la transición reológica también fue detectada directamente a partir de la lectura de amplitud de oscilación del RheoTune®.

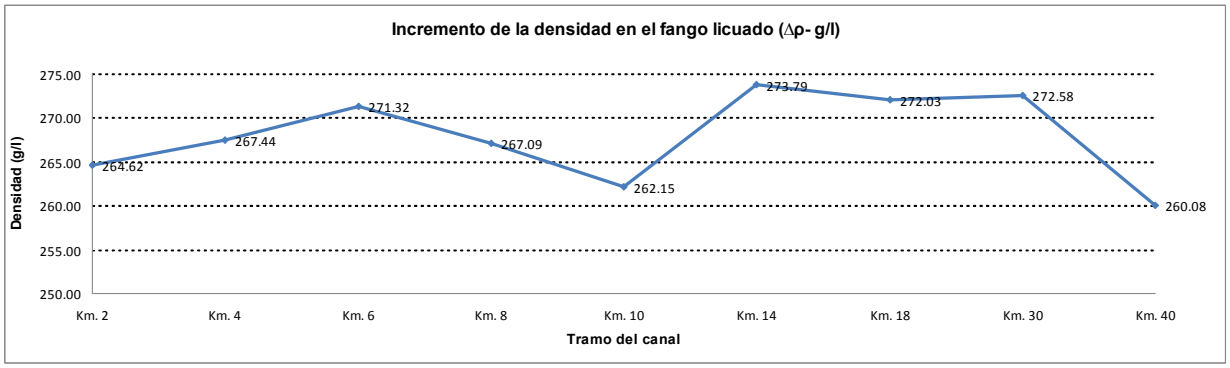


Figura 12. Variación de la densidad en la capa fluida de cada sección muestreada del canal

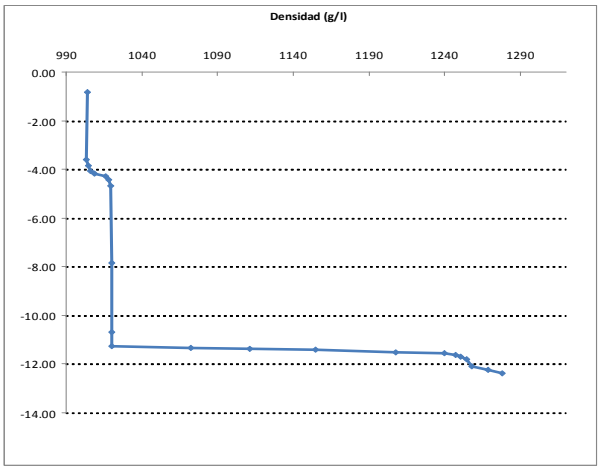


Figura 13. Perfil de densidad/profundidad (m), en el pk.2

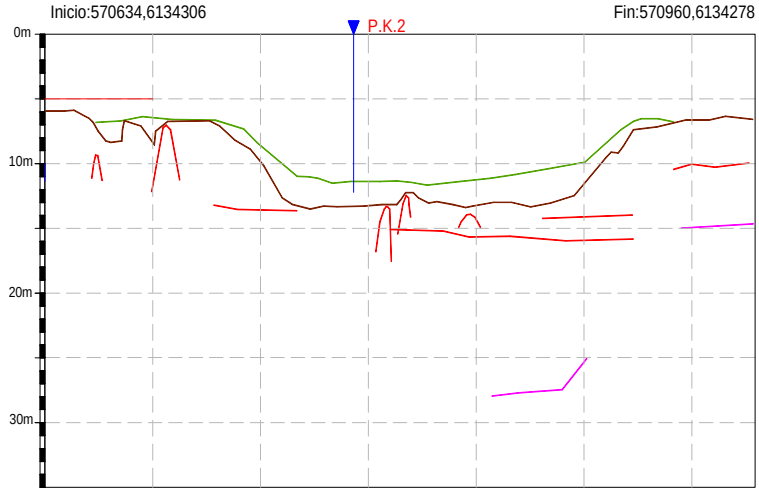


Figura 14. Sección del canal en el pk. 2. En verde se representa el fondo y en color marrón el límite del firme. En rojo se muestran reflectores secundarios

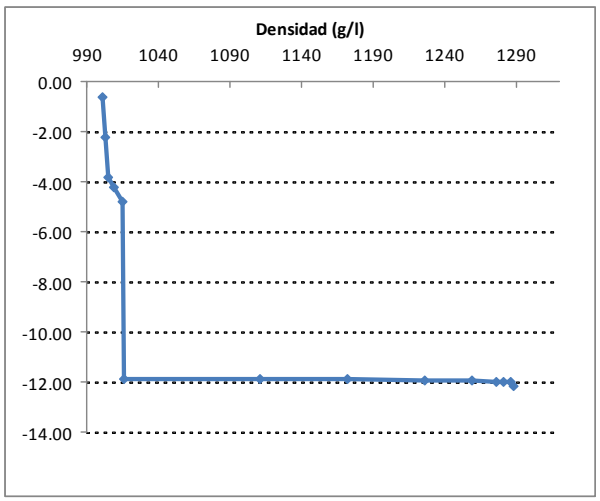


Figura 15. Perfil de densidad/profundidad (m), en el pk.30

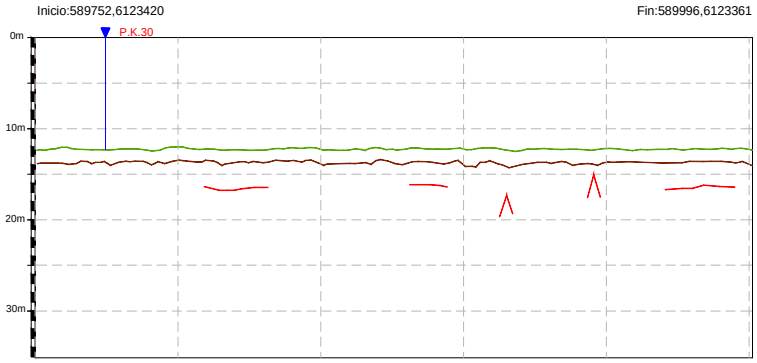


Figura 16. Sección del canal en el pk. 30. En verde se representa el fondo y en color marrón el límite del firme. En rojo se muestran reflectores secundarios

CONCLUSIONES

La unidad fango se puede dividir en dos sub-unidades. La superior, de magnitud submétrica (0.1-0.8 m), se trata de un fango licuado, con densidades que oscilan entre 1270 y 1280 kg/m^3. Luego aparece una segunda sub-unidad con un espesor entre 1 y 2 m según las zonas, que se podría entender como un fango saturado en agua pero de densidad mayor.

Se estima que el espesor de fango licuado cuya densidad es menor de 1200 kg/m^3, oscila entre 10 y 40 cm. En base a los estudios realizados se puedo determinar que la ubicación de la transición reológica, que se asocia al fondo náutico, se encuentra a menos de 0.2 m por debajo del retorno de 200 kHz.

De la comparación de los resultados obtenidos con el equipo de sísmica, la ecosonda de doble frecuencia y el RheoTune® (Figura 1) se pudo determinar que el uso del retorno de 200 kHz para determinar la profundidad de navegación es una práctica segura y que en el peor de los casos se podría estar subestimando dicha profundidad en menos de 20 cm. Se pudo determinar además que el retorno de 33 kHz corresponde en general a la ubicación del dragado de apertura pero que la capa de fango que se encuentra sobre el mismo presenta un grado de consolidación bastante elevado con densidades mayores a los 1290 kg/m^3.

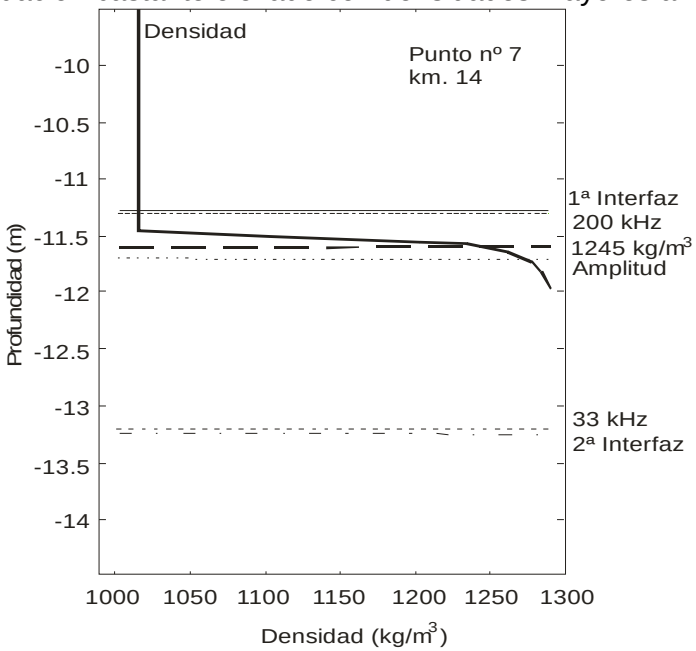


Figura 17. Perfil tipo en que se indican las mediciones con los tres equipos utilizados.

REFERENCIAS

RheoTune®. Fluid Mud Rheometry Probe. Specs. Sheet. Stema Systems. Netherlands.2012.

Alexander, M. P., Teeter, A., Banks, G. E. (1997). Development an verification of an intrusive hydrographic survey system for fluid mud channels. USA Army Corp of Engineers EEUU, Technical Report DRP-97-1.

Been, K. and Sills, G (1981). Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. Geotechnique 31(4): 519-535.

Druyts, M., Brabres, P., Errey, J. (2010). The Rheocable Method: Determining Nautical Depth in the Presence of Fluid Mud. T.H.V. Nautic: 1-13.

McAnally, W. H., Teeter, A., Schoellhamer, D., Friedrichs, C., Hamilton, D., Hayter, E., Shrestha, P., Rodriguez, H., Sheremet, A., Kirby R. (ASCE Task Committee on Management of Fluid Mud) (2007). Management of Fluid Mud in Estuaries, Bays, and Lakes. II: Measurement, Modeling, and Management. Journal of Hydraulic Engineering 133:23-38.

PIANC (1997). Approach channels – A guide for design. Final report of the joint Working Group PIANC and IAPH, in cooperation with IMPA and IALA. Supplement to PIANC Bulletin, No. 95.

Schatzmann, M., Bezzola, G., Minor, H.-E., Windhab, E., Fischer, P. (2009). Rheometry for large-particulated fluids: analysis of the ball measuring system and comparison to debris flow rheometry. Rheologica Acta 48(7): 715-733

SOFTWARE DE OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD PORTUARIA MEDIANTE TÉCNICAS DE SIMULACIÓN

I. Benedicto[1], A. Baquerizo[2], F. Santos[3], I. Sanchidrián[1], M. A. Losada[2]

[1] *Proes Consultores S.A. General Yagüe 39, 28020, Madrid. ibenedicto@proes.es,isanchidrian@proes.es*
[2] *Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, CEAMA, Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada. abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es*
[3] *Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2. Paseo de la Conferencia s/n 11207 Algeciras. fsantos@apba.es*

INTRODUCCIÓN

Se presenta el resultado del Proyecto de Investigación "*Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación*", financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

Su objetivo ha sido desarrollar una herramienta que, basada en la optimización de la operatividad, sirva de apoyo a los gestores portuarios en la toma de decisiones sobre la ordenación y regulación del tráfico, planificación y decisión de inversiones, etc.

HERRAMIENTA DE SIMULACIÓN

El modelo desarrollado contempla la interacción entre los diferentes elementos que conforman la zona marítima del puerto y su interfaz con tierra, estudiando la operatividad desde una perspectiva global e identificando los cuellos de botella que se producen en el conjunto del puerto. El modelo se ha implementado en una herramienta informática que se ha estructurado en 3 bloques: B1.Definición del puerto a estudiar, B2.Simulación y B3.Presentación de resultados.

B1. Definición del puerto a estudiar

Este bloque consta de siete módulos, cada uno de los cuales se ha desarrollado a partir de información real aportada por el Puerto Piloto y, en caso de no disponer de ésta, a partir de bibliografía especializada, Benedicto et al., (2011) y recomendaciones portuarias, ROM (1999), ROM (2001) y ROM (2012).

Los módulos son *1) zonificación*, donde el usuario define la configuración del puerto, *2) clima*, donde introduce las características de los agentes en el emplazamiento (oleaje, viento, etc., *3) flotas*, relativo a las características de los buques que operan en el puerto (llegadas, tamaños, umbrales, demanda de servicios, etc., ver *Figura 1*); *4) terminales*, que aborda la operativa en cada terminal (equipamiento, estiba, etc.), *5) servicios portuarios*, para caracterizar la prestación de los servicios de practicaje, remolque y amarre, *6) criterios de operación*, donde se seleccionan los criterios a considerar (FIFO, prioridades, etc.) y, *7) reglas de navegación*, donde se indican las normas a tener en cuenta en la navegación de los buques.

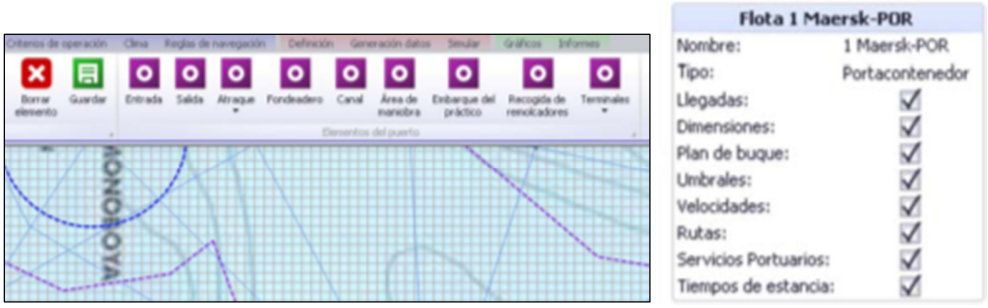


Figura 1. Elementos de la interfaz de usuario

La definición del puerto es un proceso guiado, con recomendaciones al usuario para el caso en el que éste no disponga de datos brutos.

B2. Simulación

En este bloque se definen las simulaciones que se desea realizar (previsión de tráfico, etc.).

El modelo considera al puerto como un sistema forzado por los agentes climáticos y los de uso y explotación, caracterizados a través de una serie de procesos estocásticos (oleaje, llegada de buques, etc.). La actividad del puerto se caracteriza también mediante procesos estocásticos que miden la evolución temporal de varios indicadores relacionados con la operatividad y la fiabilidad (prohibición de realizar la operación de atraque, etc.).

Para una realización de los procesos forzadores en un intervalo de tiempo el modelo obtiene posibles realizaciones de los indicadores seleccionados para caracterizar la actividad portuaria

Repitiendo este proceso un elevado número de veces, N, se tienen realizaciones igualmente probables de la respuesta, y muestras aleatorias de las variables consideradas. Las muestras permiten inferir las funciones de distribución correspondientes, así como otros parámetros estadísticos indicativos tales como el número medio de paradas operativas al año, la duración media de la parada operativa o la probabilidad de parada en V años.

B3. Presentación de resultados

El Bloque 3 muestra los resultados obtenidos en las simulaciones efectuadas.

En la *Figura 2* se muestra un ejemplo de alguno de los resultados que proporciona la herramienta, en este caso en relación a la operativa de los servicios portuarios, en particular el remolque. Se representa *(a)* el nº de remolcadores que han sido demandados simultáneamente en el año simulado (gráfica de la izquierda), *(b)* la operatividad del servicio de remolque considerando que el puerto dispone de 4 remolcadores para prestar el servicio y *(c)* la distribución de los tiempos de espera de los buques que no han podido ser atendidos en el momento de la petición por la falta de recursos disponibles (gráfica de la derecha).

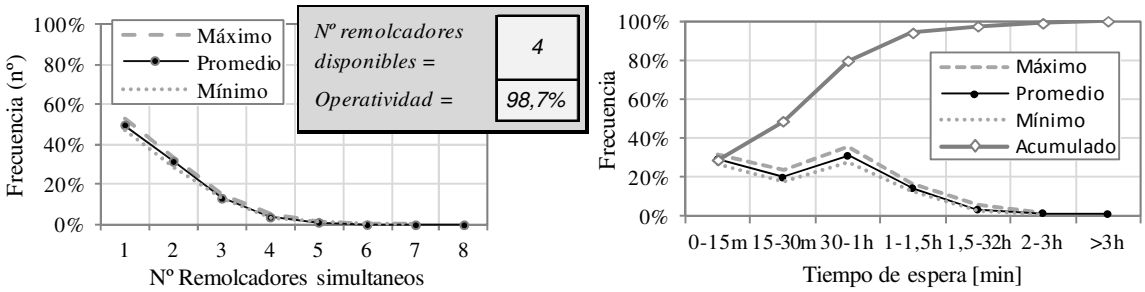


Figura 2.Ejemplo de resultados en relación a la prestación del servicio de remolque.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación a través del Proyecto "Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación". CIT-460000-2009-021

REFERENCIAS

Benedicto I, J.A. Fernández, S.Solari, A. Baquerizo, M. A. Losada, F. Santos & I. Sanchidrián. 'Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación'. XI Jornadas de Costas y Puertos, 2011.

ROM 0.0, 2001 'Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias'. Puertos del Estado

ROM 3.1, 1999 'Proyecto de la configuración marítima de los puertos; canales de acceso y áreas de flotación'. Puertos del Estado

EL PROBLEMA DE COLAS EN LA ENTRADA DE UNA TERMINAL PORTUARIA

I. López Ansorena[1], A. Camarero Orive[2], N. González Cancelas[3] y A. Camarero Orive[4]
Departamento de Ingeniería Civil: Transportes. Universidad Politécnica de Madrid
C/ Profesor Aranguren, s/n, 28040, Madrid
[1]ilopezans@gmail.com;
[2]alberto.camarero@upm.es; [3]nicoleta.gcancelas@upm.es; [4] alcamor@gmail.com

INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de espera en las entradas de las terminales de contenedores constituyen uno de los problemas más habituales en la gestión portuaria. Ésta problemática no es únicamente soportada por clientes y operadores de terminales, sino también por el medioambiente, en la medida que las retenciones y las esperas excesivas de los camiones pueden producir ruidos y emisiones contaminantes que afectan al entorno. No son pocos los puertos en los que en sus accesos ha quedado de forma manifiesta el defecto de sobredimensionar las instalaciones. A veces, se presenta el vicio contrario de infradimensionarlas, todavía más oneroso si cabe. En este artículo se pretende enmarcar conceptualmente cuál debe ser el equilibrio para el dimensionamiento de dichos accesos, centrándose en aras de la practicidad en el caso de las terminales de contenedores, que pueden ser un claro exponente fácilmente generalizable a otros casos portuarios.

El sistema de puertas de la terminal de contenedores representa la conexión terrestre entre el puerto y su *hinterland*. Las puertas separan el flujo de camiones de entrada y salida con el objeto de evitar interrupciones, reducir demoras y favorecer el ágil tránsito de contenedores. En las modernas terminales éstos movimientos de entrada y salida están monitorizados y registrados, y los operarios conocen en todo momento dónde se encuentra exactamente cada contenedor. En las puertas de entrada de la terminal se pueden diferenciar cuatro tipos de movimiento:

- Plataforma que entra vacía para llevarse un contenedor vacío.
- Plataforma que entra vacía para llevarse un contenedor cargado.
- Plataforma que entra cargada con contenedor lleno para su embarque.
- Plataforma que entra cargada con un contenedor vacío para su embarque.

De forma análoga en las puertas de salida de la terminal se pueden diferenciar los siguientes tipos de movimientos:

- Plataforma que sale cargada con un contenedor vacío.
- Plataforma que sale cargada con un contenedor lleno desembarcado previamente.
- Plataforma que sale vacía tras entregar un contenedor lleno para el embarque.
- Plataforma que sale vacía tras entregar un contenedor vacío para el embarque.

Si nos centramos en el proceso de entrada a la terminal podemos distinguir una serie de operaciones de control, como son la lectura de la matrícula del contenedor, la comprobación del precinto y estado del contenedor, la comprobación de los documentos pertinentes y la firma del recibo de intercambio. En este último documento denominado EIR (*Equipment Interchange Receipt*) se registra la llegada del contenedor y su condición. El EIR se emite como recibo para el conductor que acepta la transferencia del contenedor que queda al cuidado de la terminal y como documento de control para que el contenedor sea trasladado al área de almacenaje.

Por su parte, en el proceso de salida de la terminal también se realiza una inspección del contenedor y sus precintos, y se cumplimenta el formulario EIR que las dos partes, transportista y terminal, deben firmar. En esta inspección se compara la condición del contenedor con el EIR de entrega a la terminal. Si el contenedor tiene alguna avería se redacta un *damage report* normalmente en el propio formulario del cliente, en el que se recopilan los daños y averías existentes en el contenedor y en el que es usual que se adjunten fotografías de dichas averías. En caso de detectar daños ajenos a la operativa de la terminal, es normalmente el consignatario el responsable de la reparación de los mismos.

Por tanto, el EIR es un formulario muy importante en la cadena de transporte ya que prueba las condiciones bajo las cuales se realizó el intercambio intermodal. Los resultados de las inspecciones se vuelcan en los formularios de intercambio EIR, que deben ir firmados por quién entrega y quién recibe. Como se ha explicado, éste documento se utiliza para probar las condiciones en que es entregado y/o devuelto el contenedor en situaciones que implican cambio de responsabilidad. De esta manera, el EIR tiene legalidad ante cualquier entidad gubernamental y actúa como soporte válido para una facturación de daños y demoras al consignatario.

El principal objetivo del registro en el formulario es poder determinar en qué etapa del transporte se han ocasionado los daños o anomalías en el contenedor, y si existen, poder precisar de quién es la responsabilidad. Resulta habitual que cada operador elabore y utilice su propio formato de formulario de intercambio, aunque las diferencias entre ellos suelen ser mínimas ya que la información esencial es la que debe aparecer siempre. Los datos de un formulario EIR incluyen:

- Recibido/out: cuando el cliente retira el equipo.
- Entregado/in: cuando el cliente devuelve el equipo.
- Número, tipo de contenedor y tamaño.
- Número del precinto/s y/o candado/s.
- Número del chasis.
- Estado: se indica si el contenedor se encuentra lleno o vacío.
- Número del conocimiento de embarque: solamente en las importaciones.
- Buque que transporta el contenedor.
- Puerto y ciudad de descarga.
- Fecha de descarga.
- Agente de aduanas.
- Nombre del inspector y del transportista.
- Nombre e identificación de la persona y de la empresa que entrega/recibe.
- Dirección final.
- Fecha de elaboración del EIR.

Se puede deducir que el número de operaciones y chequeos a realizar puede ocasionar la ralentización, en algunas ocasiones, del proceso de entrada y/o salida en la terminal. Para evitar estos problemas las terminales modernas han desarrollado plataformas tecnológicas que informan a los transportistas vía telemática de los horarios en los que permanecen abiertas y de las franjas de utilización asignada. Por tanto, ya no es tan importante el crear una puerta de entrada de considerables dimensiones, sino crear una gestión logística de entrada y salida de mercancías lo más eficaz posible.

Una de las medidas mas comunes es la puesta en marcha del "*Closing Time*" en actividades de recepción y entrega. Esta medida tiene el objetivo de articular un sistema que genere certidumbre en un proceso de producción continuo como es el que se da en el subsistema de entrada. El "*Closing Time*" consiste básicamente en el compromiso de los agentes de ordenar el transporte terrestre el día anterior a la retirada o entrega de contenedores con indicación del horario previsto. La medida corre en beneficio de todos los usuarios del Puerto, ya que armoniza los procedimientos relacionados con la transmisión de la información exigida a los camiones que entran y salen de la terminal. La Autoridad Portuaria pasa a ser la receptora de la información de referencia, que posteriormente es transmitida a las partes interesadas a través de la plataforma tecnológica.

TIPOS DE ACCESOS

En función de cómo esté ubicada o repartida la carga tecnológica en los accesos a una terminal de contenedores, podemos diferenciar dos tipos de subsistemas de entrada/salida:

• Sistema *One-step gate* (puerta de un solo paso): Toda la carga tecnología de imágenes de alta resolución (matrícula, lector cartel contenedor con mercancía peligrosa, número de contenedor, chequeo de daños, etc) se instala en cada carril. En este sistema de entrada es necesario un número relativamente grande de carriles para camiones, ya que todos los procesos se realizan en un solo paso.

• Sistema *Multi-step gate* (puerta multi-paso): La carga tecnológica puede extenderse durante más pasos con un menor número de carriles. A pesar de ello, se requiere un número mínimo de carriles, ya que estos procesos que se realizan en serie consumen tiempo.

La ventaja fundamental del sistema de puerta multi-paso frente a la puerta de un solo paso, es que el sistema multi-paso requiere unos costes más bajos de instalación y mantenimiento, y un menor coste de operación. Por tanto, la tendencia en las nuevas terminales, es que el sistema de entrada y salida sea *Multi-step gate*. La implantación de un sistema de estas características consiste en la instalación de pórticos en los carriles de acceso a la terminal que suelen estar equipados con lectores RFID (*Radio Frequency Identification*), monitores de radiación y básculas. La tecnología de estos puntos de control también incluye:

- Equipos que integran el CCTV (Circuito Cerrado de Televisión) que suelen estar dotados con sensores CCD (*Charge-Coupled Device*) que permiten la captura de imágenes diurnas y nocturnas, sean éstas normales o reflectantes como es el caso de las matrículas de vehículos con una alta sensibilidad a luz infrarroja. Las cámaras también capturan los laterales del contenedor para la inspección de posibles daños en los mismos, e incluso en algunos portales se captan imágenes del conductor.

- Sensores láser y magnéticos que se utilizan para la identificación del momento exacto de los vehículos en los accesos a través de la captura de imagen. Estos dispositivos están equipados con dispositivos inteligentes que evitan el accionamiento indebido del sistema por la circulación de personas cerca de las puertas.

- Iluminadores tipo LED (*Light-Emitting Diode*) o diodos emisores de luz sincronizados con las cámaras, que se utilizan como indicadores en dispositivos de iluminación para crear una buena condición que facilite la captura de imágenes. Independientemente de las condiciones de luminosidad de los accesos, la captura de imágenes se realiza de tal forma que la intensidad correcta del flash alcanza la matrícula a ser identificada en el momento exacto de la captura de la imagen.

SISTEMA DE IDENTIFICACIÓN

Las tecnologías utilizadas para la identificación del contenedor, del vehículo y del conductor, hacen uso de: códigos de barras y bandas magnéticas, de sistemas OCR (*Optical Character Recognition*), de tarjetas inteligentes y RFID, etc. Las tecnologías más modernas tienen como ventaja fundamental la precisa y completa recopilación de datos de forma automática sin necesidad de intervención del personal.

Los sistemas OCR, por ejemplo, son sistemas mecánicos o electrónicos que permiten la traducción de caracteres escritos a mano o impresos a texto, que se pueden editar mediante software, es decir, son sistemas que permiten digitalizar información alfanumérica. Hoy en día, estos sistemas han evolucionado a una nueva metodología de identificación basada en el reconocimiento digital mediante el uso de escáneres y algoritmos, y son capaces de reconocer los caracteres con un porcentaje de aciertos muy elevado, en algunos equipos con certeza prácticamente absoluta (Monfort *et al.*, 2013). Se trata de una tecnología de altísima fiabilidad que se está aplicando en las puertas de las terminales de contenedores tanto para la identificación automática de las matrículas de los vehículos y remolques, mediante el sistema LPR (*License Plate Recognition*), como del número de los contenedores, mediante el sistema ACCR (*Automotic Container Code Recognition*) y de las etiquetas IMO.

Una función muy importante de todos estos sistemas es la de capturar imágenes de calidad e identificar los códigos de cada contenedor en tiempo real, para que la

tecnología OCR (que incrementan la seguridad y el rendimiento de los procedimientos de acceso) se encargue de traducir las imágenes a datos que posteriormente serán transmitidos al sistema operativo de la terminal. En el diseño de un sistema de estas características se suele considerar como un aspecto muy importante la correcta ubicación de las cámaras con el fin de minimizar las sombras producidas por los propios soportes, evitando al mismo tiempo la captura de imágenes borrosas ocasionadas por condiciones meteorológicas adversas o golpes inesperados.

Hoy en día existen diversas empresas que ofrecen soluciones tecnológicas integradas para la automatización de las puertas de las terminales y recintos portuarios, sus servicios incluyen la provisión de garitas de acceso, sistemas automáticos de operación de barreras, sistemas OCR y de integración con el TOS (*Terminal Operating System*), tecnología RFID, etc. Algunas de las compañías presentes en éste mercado son: APS Technology Group, Carneo Technologies NV, Nestor Technologies o Visy Oy (Monfort *et al*., 2013).

En definitiva, la mejora tecnológica de los accesos a las instalaciones portuarias permite incrementar el nivel de rendimiento, seguridad y protección de las mismas. Normalmente la implantación del sistema integral de automatización de los accesos terrestres de una terminal o de un puerto requiere un trabajo conjunto con la aduana y la Autoridad Portuaria o Terminal en cuestión, para la verificación, autorización y notificación de la salida de las mercancías de los recintos portuarios. El sistema debe incluir un soporte de comunicación en tiempo real, que conecte la información de la aduana con el sistema de información comunitario del puerto, además de cómo ya se ha explicado de dispositivos de lectura y reconocimiento de matrículas de vehículos y de contenedores, controles de barrera y sistemas de señalización, etc. Todo ello debe ser integrado con sistemas de software (TOS) para la gestión de la información recibida de forma automatizada, minimizando la intervención de los recursos humanos.

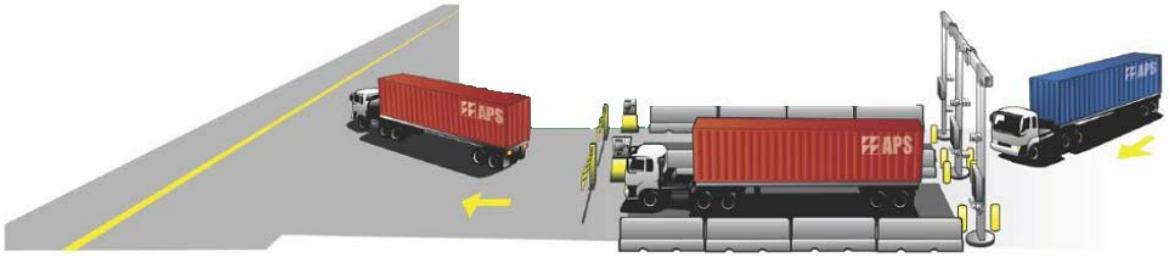


Figura 1. Paso de camiones por portales de control

PROCEDIMIENTO DE ENTRADA Y SALIDA PASO A PASO

La operación de entrada en un sistema multi-paso tiene una secuencia de procesos que componen el concepto de “acceso por puerta”. Para diseñar una infraestructura que se adapte al volumen de camiones, es imprescindible la correcta disposición de cada elemento. A lo largo del proceso suelen ser necesarias tres lecturas RFID de datos, una en la carretera justo antes de la entrada, una en el portal y una posterior en el carril de entrada.

La primera lectura RFID se realiza en la carretera e informa al sistema si el camión tiene una cita o no. Si la tiene el TOS indicará el apilamiento correspondiente y preparará el espacio necesario para el almacenamiento. La segunda lectura RFID se llevará a cabo cuando el camión pasa a través de los portales. En ese instante se capturan las imágenes para la inspección de posibles daños y se verifican los datos, tanto del contenedor (el cartel de mercancías peligrosas y número del grupo electrógeno si es *Reefer*) como del chasis (número o matrícula). En algunas ocasiones el camión no pasa por el portal a la velocidad correcta, circunstancia que puede originar problemas al no corresponder la imagen tomada con el camión correcto. Por ello, los operarios del terminal deben comprobar todas las imágenes recogidas y hacerlas coincidir con las

imágenes de los camiones correspondientes. La tercera lectura RFID se utiliza para confirmar la identidad del camión y compararla con los datos obtenidos en el portal.

Se debe hacer notar que en el proceso de entrada la secuencia de recogida y verificación de cada uno de los datos no es un problema principal, ya que la mayoría de ellos se puede realizar en cualquier momento y en un orden arbitrario. Por ejemplo, la inspección de daños se puede realizar en diferentes puntos del proceso y lo mismo sucede con la inspección de vacío, control adicional del EIR etc. En cualquier caso, es en la parada del acceso a la terminal donde el conductor es sometido a la verificación del EIR. Para ello es obligatoria la detención de los camiones con carga en alguno de los canales de servicio a la entrada de la terminal. Para un contenedor vacío el proceso es similar, pero con ciertas diferencias. Así en algunas terminales el control o inspección de que el contenedor está en condiciones aceptables en el interior se realiza de forma remota mediante CCTV, siendo el conductor obligado a abrir las puertas traseras del contenedor a inspeccionar. Una vez que la inspección concluye el conductor puede cerrar la puerta y continuar con la operación de entrada. Una vez el camión accede a la terminal se dirige hacia la posición asignada en el apilamiento donde deposita el contenedor.

En lo que respecta a la salida del contenedor de la terminal por los accesos terrestres, la principal diferencia con respecto a la entrada *in-gate* se encuentra en el espacio disponible, que lógicamente suele ser más limitado en el interior de las terminales. Este hecho suele crear embotellamientos en algunas terminales en los momentos de cierre de la terminal a última hora del día. El procedimiento de salida de mercancías del puerto suele estar configurado a través de la disposición de diversos paneles luminosos en todos los carriles de salida. En función de la información que suministran dichos paneles el transportista elige un carril. El sistema procede al reconocimiento de la matrícula del camión, y en su caso, del contenedor. Si el chequeo es correcto, la primera barrera se abre de modo automático para que pase el vehículo. Una vez el camión atraviesa ese control la información se envía al sistema comunitario que tiene conexión directa con el sistema de la aduana, se vuelven a realizar las consultas pertinentes en ambos sistemas y se transmite la respuesta a través del *software* de gestión. Si todo está correcto, la segunda barrera se abre y el camión sale del recinto portuario. Como resumen de todo lo expuesto, la siguiente Tabla 1 sintetiza la lista de operaciones que son controladas en el mapa de procesos (entrada y salida) de una terminal automatizada de contenedores.

Tabla 1. Lista de operaciones controladas en el mapa de procesos

Gate Operations	Pre-arrival operations	Gate pre-arrival operations
	Entrance / Exit	Gate entrance loaded
		Gate entrance empty
		Gate entrance twin
		Gate entrance reefer
		Gate exit loaded
		Gate exit empty
		Gate exit twin
		Gate exit reefer
		Gate Operations
		Gate entrance exit OOG

Fuente: Farre (2009)

MODELIZACIÓN

Sea cual fuere la dimensión de las puertas de un terminal marítimo, la capacidad de su servicio queda limitada a esa dimensión, y la aleatoriedad del proceso portuario hace aparecer durante ciertos intervalos de tiempo fenómenos de espera, que llevan asociados unos costes. Desde el punto de vista de la administración del terminal la explotación

financiera ideal del subsistema de entrada sería con una utilización total a lo largo del año, es decir, con ocupaciones del 100 por 100; sin embargo, es evidente que esto no se puede garantizar en ningún caso. No obstante, el operador del terminal tenderá a manejar porcentajes de ocupación elevados. Por otro lado, desde el punto de vista del transportista (camión) su explotación financiera ideal sería lograr que sus permanencias en la terminal fuesen las estrictamente necesarias para realizar la operación, y como en el caso anterior, esto resulta muy improbable. El transportista (en España normalmente un trabajador autónomo) evitará normalmente trabajar en terminales congestionados en los que no tenga garantía de tener demoras admisibles.

Los dos puntos de vista contrapuestos tienen un mismo origen en la mercancía, que es el objeto del transporte, y la que directa o indirectamente recibe los servicios prestados y paga por ellos. La mercancía es el elemento clave en la resolución del problema para encontrar el equilibrio entre las políticas financieras del operador de la terminal y las exigencias del cliente o transportista. Se debe llegar a un compromiso óptimo entre ambos aspectos, en el que el precio del transporte resulta mínimo para la mercancía (López (1997)).

Normalmente, las posturas antagónicas de operador y transportista no son tan radicales como tal vez se deduzca de la exposición anterior. En cada caso particular existen matices paliativos que condicionan, a veces fuertemente, las políticas financieras descritas. Desde la situación utópica de libre concurrencia de camión y mercancía en un terminal multi-cliente que respondería al planteamiento inicial dado, hasta el caso de una terminal dedicada en el que el operador interviene también en el transporte terrestre de la mercancía a través de su propia flota de camiones. Entre ambos extremos, existen una serie de posibilidades que incluyen todos los posibles casos prácticos. El dimensionamiento del sistema de entrada de la terminal para cada caso concreto dependería, pues, de estos factores apuntados, además de las correspondientes estructuras de costes y leyes de tráfico.

Hemos tenido presente en la elaboración del modelo que es prácticamente imposible tratar a la vez de forma detallada y simultánea todos los factores en los que se basa el proceso. Por ello, hay que remarcar que no se ha pretendido realizar un modelo que represente la compleja operativa de entrada, sino ofrecer un marco de conocimiento básico de los fenómenos de espera presentado en forma clara y precisa. El modelo de entrada que se propone, contempla a la terminal como un centro operacional constituido por: un centro de servicio integrado por varios puestos de atención idénticos y unas zonas de espera. A este sistema llegan una serie indefinida de unidades (camiones) según una ley aleatoria, solicitando un servicio (puestos de entrada) en los que se les presta una atención de duración también aleatoria; como vemos, la variable del proceso es el tiempo, respecto al que el sistema se puede considerar en régimen permanente.

El problema, por tanto, tiene como variables fundamentales la llegada de los camiones al puerto, el tiempo de atención en los canales de entrada y las colas generadas en la terminal. El modelo básico de colas que se propone es M/M/c (con la notación de Kendall (1953)) y constituye una aplicación simplificada de la realidad expuesta en el presente artículo, que es sin duda más compleja de aplicar. En cualquier caso, el modelo matemático es aplicable a cualquier entrada portuaria donde se forme una cola. El modelo considera que tanto las llegadas como el servicio son fenómenos aleatorios con una tasa media λ de llegadas y μ de servicio, y que existen c canales de entrada en paralelo que ejecutan la misma función con la misma eficiencia. Esta simplificación aplicada al modelo facilita considerablemente el planteamiento de escenarios.

Asumiendo que el sistema se comporta correctamente y el paso de camiones por puerta es relativamente elevado, la espera relativa (ε: definida como la relación existente entre el tiempo en cola y el tiempo de atención en puerta) es el indicador que llevado al límite, define la capacidad a través de su relación con la tasa de utilización de los canales de servicio. Por tanto, la clave está en conocer la relación existente entre la tasa de utilización de las puertas (ρ: expresa en porcentaje la relación entre el uso del recurso y su máxima utilización posible en un determinado periodo de tiempo) y la espera relativa

de los camiones. Esta relación depende únicamente de la función de densidad de las llegadas, de la función de densidad de los servicios y del número de canales de servicio (reales o equivalentes) que componen la puerta. Conocida la relación, es suficiente con llevar al límite la espera relativa para conocer cuál es el valor máximo de la tasa de utilización que se puede asumir. Este valor máximo determina la capacidad de los centros de atención. Las expresiones que definen la espera relativa de los camiones y la tasa de utilización de las puertas son las siguientes:

$$Espera \cdot relativa = \varepsilon = Wq/Ws \qquad [1]$$

$$Tasa \cdot de \cdot utilización = \rho = \lambda/n \cdot \mu \qquad [2]$$

Donde en la primera ecuación *Wq* y *Ws* representan el tiempo medio de espera y de servicio respectivamente, y en la segunda ecuación λ y μ representan la tasa media de llegadas y de servicio respectivamente, y *n* representa el número de puestos de atención o canales abiertos.

Un último parámetro a considerar asociado a la espera relativa es la eficiencia en la utilización del sistema, que se puede definir por la relación entre el tiempo medio que un camión se encuentra en el sistema *W* y el tiempo medio que el sistema tarda en procesar su servicio *Ws*. Para una espera relativa determinada la eficiencia representaría la capacidad del sistema para alcanzar los objetivos programados con el mínimo de recursos disponibles, logrando así su optimización.

$$\text{Eficiencia} = \frac{W}{W_S} = 1 + \varepsilon \qquad [3]$$

Estas ideas han sido la base para la elaboración del gráfico de la Figura 2, que no es más que la representación cartesiana *ρ-ε* de los lugares geométricos para cada estructura de entrada del terminal (número de puestos de servicio operativos). Se han desarrollado sobre el supuesto de que el tráfico sigue unas ley de Poisson en cuanto a llegadas de camiones por unidad de tiempo, y exponencial en cuanto a duración de la atención en puerta. El control de las esperas con este gráfico puede mejorar la capacidad de la propia terminal y al mismo tiempo facilitar el trabajo al conductor del camión.

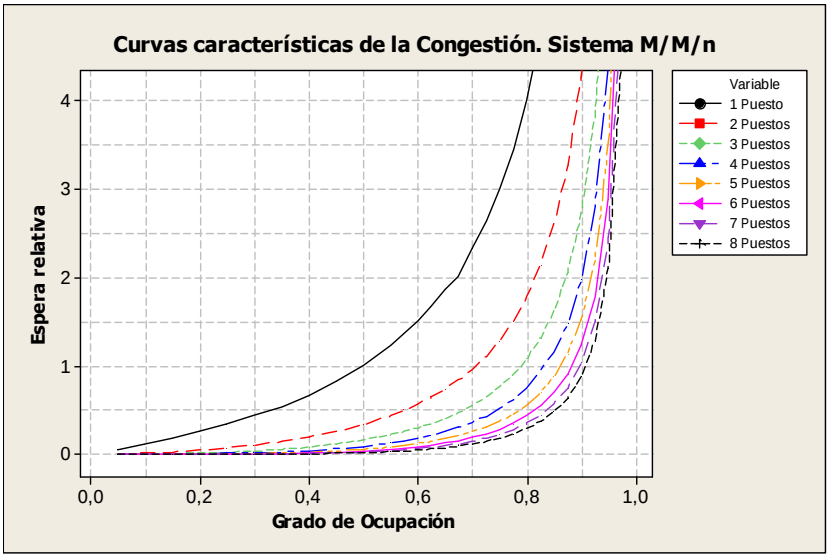


Figura 2. Curvas características de la congestión

APLICACIÓN DEL MODELO

El sistema de puertas ha sido simplificado con el fin de facilitar el proceso de cálculo, de tal forma que el modelo puede representar posibles escenarios de actividad en una terminal de contenedores. El primer paso consiste en identificar los principales elementos que explican el funcionamiento del sistema, es decir, las leyes de llegada-servicio y el

número de canales o centros de atención activos. Con respecto a los tiempos de servicio se pueden suponer valores habituales presentes en las terminales de contenedores. Liu (2002) o Huynh y Walton (2005), asumen que el tiempo de servicio para camiones que acceden a las terminales es de tres minutos y para los camiones que abandonan las terminales de dos minutos, González *et al*. (2004) cifran el tiempo de atención tanto para la entrada como para la salida en 1 - 2 minutos. En cualquier caso, éste parámetro es característico y diferente en cada terminal.

Una vez estimado el tiempo de servicio, la rutina realizada sobre el programa informático permite definir las matrices de *inputs* y *outputs* que representan hipotéticos escenarios. En primer lugar se construye una matriz con los parámetros de entrada de las distribuciones (forma y escala), para posteriormente agrupar los resultados en otra matriz de *outputs* que incluye las variables de salida del modelo. Como se ha comentado los *outputs* se obtienen a partir de datos de origen estocástico.

A modo de ejemplo, la Figura 3 muestra el comportamiento del modelo para una terminal con un acceso estándar formado por 5 puestos en paralelo. El escenario estudiado se corresponde con una tasa de llegadas de 6 camiones/min y con un servicio que procesa una tasa media de 2,5 camiones/min. La gráfica muestra la probabilidad de encontrar *n* camiones en el sistema en un instante determinado. Estos resultados junto con otros procedentes de escenarios alternativos de funcionamiento, deben ser interpretados con criterio y pueden ser de utilidad para estudiar la sensibilidad del sistema de entrada frente al volumen de llegadas y la capacidad de servicio de los puestos de acceso.

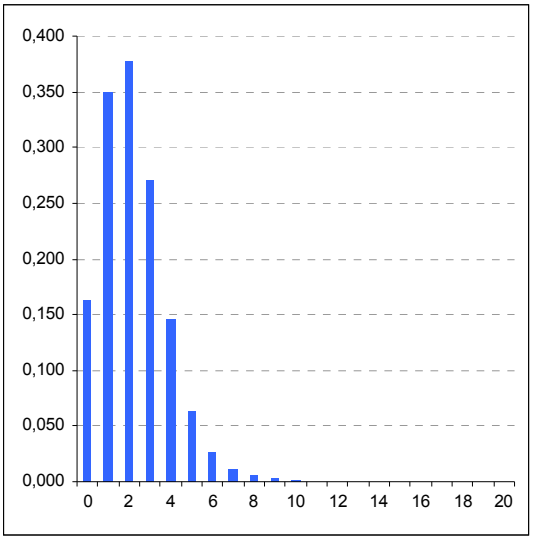


Figura 3. Comportamiento del modelo (escenario hipotético)

Por tanto, el modelo permite seguir la actividad en las puertas y asegurar un tiempo promedio de operación aceptable. Este tiempo es el que el conductor espera tener desde el instante en que el camión llega a la terminal, hasta que recibe o deja el contenedor en la zona asignada. Este tiempo promedio de operación es un indicador importante de la eficacia de las operaciones en las terminales, especialmente en las terminales con tráfico *import-export* predominante. Para la misma tasa media de llegadas (6 camiones/min) la siguiente Figura 4 muestra más resultados de la aplicación del modelo obtenidos usando la formulación de Little (1961). Se observa la relación existente entre las variables *W*, *Wq* (tiempos en sistema y en cola) y las variables *L* y *Lq* (número esperado de camiones en sistema y en cola respectivamente) mediante una gráfica de matriz que refleja diversos casos estudiados.

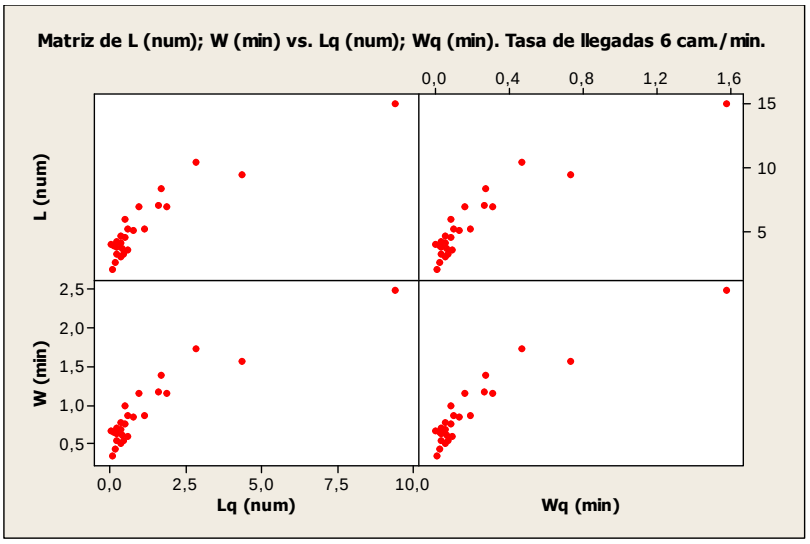


Figura 4. Gráfica de matriz de las variables: W, Wq, L y Lq (5 puertas)

Finalmente, se debe resaltar que los canales de servicio en el acceso, deberían ser los suficientes para atender el tráfico en horas punta. Asumiendo que la llegada de los camiones y los tiempos de servicio son aleatorios, se podría definir el número mínimo de puertas de entrada según la relación entre las respectivas tasas medias. El número mínimo de puertas se podría calcular, por tanto, mediante una inecuación que relaciona el ritmo medio del servicio con el ritmo de llegadas de los camiones ($\lambda/\mu<N$). El resultado que se obtiene puede ser una primera aproximación para dimensionar los accesos, si bien, se han de tener en cuenta otros factores como la congestión del subsistema. La Figura 5 muestra la variación de la espera con respecto a la utilización del sistema y las puertas disponibles, también puede servir como herramienta para la gestión eficaz de las operaciones.

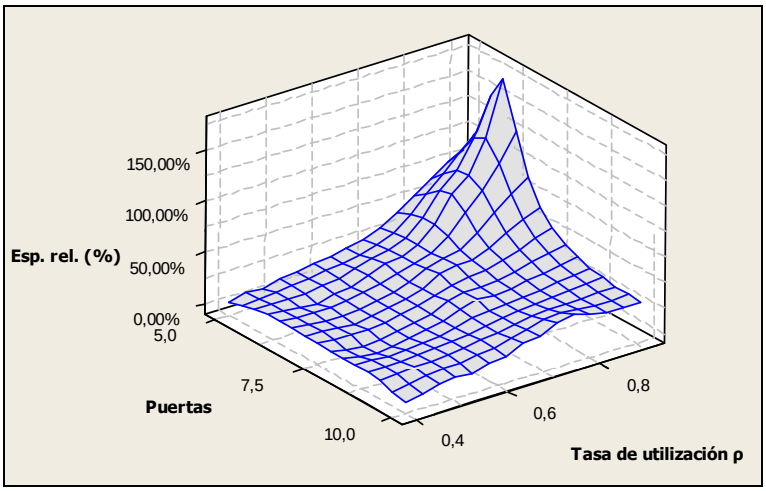


Figura 5. Espera relativa vs. utilización y número de puertas del sistema

El modelo descrito tiene un suficiente grado de aproximación, cuando menos para determinar las líneas generales de funcionamiento de una terminal. Como se ha visto, el comportamiento del sistema se analiza en el modelo mediante la teoría de colas y utilizando una serie de parámetros característicos del proceso. Con frecuencia las terminales tendrán una tendencia a adaptarse a los ritmos del transporte terrestre, aunque por otra parte intentarán optimizarlos por la vía de la mejora tecnológica, por ejemplo, estableciendo un sistema de cita previa. Es evidente que de esa manera la variable "*hora de llegada*" se hace más previsible, con lo que se simplifica el problema de entrada ligándolo únicamente a las demoras de la operación en la terminal.

CONCLUSIONES

La formación de líneas de espera en la entrada de una terminal portuaria es un fenómeno común que ocurre siempre que la demanda del servicio excede a la capacidad de proporcionarlo. Con frecuencia, en las entradas de las terminales portuarias se deben tomar decisiones respecto a la capacidad de servicio que debe facilitarse. Sin embargo, muchas veces, y pese al alto nivel de certidumbre que proporcionan las nuevas tecnologías, es imposible predecir con total exactitud cuándo llegarán los camiones que buscan el servicio y/o cuánto tiempo requerirá ese servicio; es por ésto que la gestión de la entrada de las terminales constituye un elemento muy importante en la explotación portuaria.

Proporcionar demasiadas instalaciones y operarios en el servicio implica costos excesivos. Además, no sería lógico sobredimensionar los accesos de la terminal si después se pueden generar otras colas en otros puntos del interior de la terminal. Por otro lado, carecer de la capacidad suficiente puede originar colas excesivamente largas en momentos punta, las colas generan costes ambientales (polución y ruido), posible pérdida de clientes, etc. En definitiva, el objetivo final sería lograr un balance o equilibrio entre el costo de servicio y el costo asociado a la espera por ese servicio. La teoría de colas en sí no resuelve directamente este problema, pero contribuye con la información vital que se requiere para tomar las decisiones concernientes, prediciendo algunas características de las líneas de espera como pueden ser el tiempo promedio de paso por los accesos, ocupación, etc.

Los elementos que más afectan al subsistema son: el tipo de tráfico de la terminal (si predomina el transbordo o el sentido del comercio exterior *import* o *export*), el número de puertas que están activas (tanto a la entrada como en la salida), el sistema de obtención e intercambio de información establecido en cada punto, el modo en que se realizan las inspecciones y el control de precinto del contenedor (físicamente o a través de CCTV), y evidentemente la demanda o ritmo de llegada de los camiones.

El modelo básico que se propone permite dimensionar y equilibrar el sistema a estudiar de acuerdo con las expectativas de tráfico. Además, el modelo permite resolver dos importantes problemas de planificación relativos al modo en que se debe atender a los vehículos que acceden o salen de la terminal: los problemas de análisis y los problemas de diseño. En relación con los primeros (problemas de análisis) el modelo puede ser utilizado para: identificar si un subsistema de entrada está funcionando satisfactoriamente, identificar el tiempo promedio que un camión tiene que esperar, el tiempo de servicio, etc. En relación con los segundos (problemas de diseño) el modelo puede ser utilizado para: determinar el número de canales de servicio a utilizar, determinar los espacios de espera necesarios para los camiones, etc.

BIBLIOGRAFÍA

Farré, J., (2009). Modelling processes in the operation of an automated container terminal. Ed. Universidad Politécnica de Cataluña.

Huynh N., and Walton C., (2005). Methodologies for reducing truck turn time at marine container terminals. Ed. Southwest Region University Transportation Center (U.S.), University of Texas at Austin. Center for Transportation Research, University Transportation Centers Program (U.S.).

Kendall, D. G., (1953). Stochastic Processes Occurring in the Theory of Queues and their Analysis by the Method of the Imbedded Markov Chain. The Annals of Mathematical Statistics 24 (3): 338.

Little, J. D. C., (1961). A Proof for the Queuing Formula: L = λW. Operations Research 9 (3): 383–320.

Liu, C., (2002). Design, simulation, and evaluation of automated container terminals. IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems, Vol. 3, Issue 1, p 12-26.

López, C., (1997). Planificación de puertos. Ed. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. Universidad Politécnica de Madrid.

Monfort, A., Monterde, N., Sapiña, R., Martín, A.M., Calduch, D., y Vieira, P., (2013). Innovaciones tecnológicas y de gestión en Terminales Portuarias de Contenedores. Ed. Fundación Valenciaport.

Tema 6

Obras y Estructuras Marinas

Tema: Obras y estructuras Marítimas

UTILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS COMPOSITES EN MEDIO PORTUARIO EL CASO DE MARINA PORT VELL EN BARCELONA

D. Gieulles , F. Sarrias Pedemonte

Marina System Ibérica S.L. - World Trade Cente, Este planta 2ª – 08039 Barcelona http://www.msicom.net
Twitter: @MSI_Barcelona – Facebook: https://www.facebook.com/MSI.Barcelona - *Email:* info@msicom.net

INTRODUCCION

El desarrollo contínuo de la investigación de nuevos materiales ha permitido avanzar enormemente la tipología de estructuras utilizadas en ingeniería civil, aeronáutica, naval, de telecomunicaciones, etc...
Gracias a la disponibilidad de materiales compuestos de diferentes fibras textiles, mezcladas con resinas y otros compuestos químicos podemos construir por ejemplo, aviones más ligeros, generadores eólicos más potentes y antenas de mayor rendimiento.
Otros campos se han beneficiado también de la disponibilidad de materiales estructurales avanzados como la náutica de competición donde los mástiles, las velas y los cascos de las embarcaciones se construyen con nuevas generaciones de composites para batir récords año tras año.
Desgraciadamente, la falta de una producción masiva de este tipo de materiales limita aún su disponibilidad a precios razonables, y por ello su utilización en entornos portuarios es aún muy escasa y no ha desplazado al acero galvanizado, al aluminio ni al hormigón en sus usos tradicionales.
Vamos a dar un vistazo a las ventajas y posibilidades que los composites tienen en ambiente marino y estudiar una aplicación en una obra ejecutada con los mismos.



Figura 1. Colocación de vigas.

EL CASO DE MARINA PORT VELL

El puerto deportivo está en el centro histórico de la ciudad de Barcelona, en una antigua dársena comercial transformada durante la era pre-olímpica (1991) en un centro turístico y náutico de primer orden.
Bajo el paseo donde se ubican los restaurantes y terrazas, justo en frente de la zona de pantalanes, se construyeron los pañoles y áreas de servicio (lavabos, duchas, etc..) para los usuarios de los barcos.
La estructura se construyó a base de vigas y losas de hormigón armado sustentadas por pilotes hincados en el fondo marino.
Debido a la mala calidad geotécnica del fondo y a los descalces que producen las olas que rompen al pie de la antigua muralla, los pies comenzaron a asentarse de manera errática, y como consecuencia de ello toda la estructura de hormigón se fisuró.

Esta fisuración abrió las puertas a la corrosión de las armaduras, sobre todo en la parte inferior de las losas, donde el agua de mar las remoja contínuamente durante los periodos de mayor

agitación y sobre todo durante la época en que se abrió la segunda bocana del Puerto de Barcelona.
El nuevo concesionario de la marina decidió retirar las losas y vigas de hormigón deterioradas respetando los pilotes que siguen sosteniendo el paseo turístico superior donde se ubican los mencionados restaurantes.

SOLUCION EMPLEADA
El objetivo era construir una nueva superficie de servicios útiles para el puerto deportivo pero lo más ligera posible para no sobrecargar los pilotes y provocar así nuevos asentamientos de los mismos.
Además de tratarse de una estructura ligera, la nueva solución debía ser totalmente resistente a la corrosión y disponer de una cierta flexibilidad en el caso de que la estabilidad de los pilotes volviese a deteriorarse con el paso del tiempo.
En un principio la ingeniería responsable del proyecto escogió un entramado a base de perfiles de aluminio con un piso de madera tropical similar al que se usa tradicionalmente como pantalán en los puertos deportivos.
Esta estructura finalmente fue descartada por la presencia de diferentes corrientes galvánicas de origen desconocido en el lugar y que planteaban serias dudas sobre la resistencia a medio plazo del aluminio a la corrosión.
Además, debido al uso parcial como zona de almacenamiento de pertrechos, habría un ir y venir de carretillas y similares, por ello la superficie de madera no parecía la más adecuada para minimizar los costes de mantenimiento.
Finalmente la propiedad aceptó nuestra propuesta a base de perfiles estructurales en material composite pultrusionado con una superficie a base de placas de resina reforzadas con fibra de vidrio.
Esta solución daba respuesta no solamente a los requerimientos técnicos de proyecto, si no que también solucionaba los retos de colocación ya que todo el trabajo se debía hacer por medios flotantes y bajo la estructura del paseo turístico.


Figura 3. Estructura de vigas


Figura 4. Fijación del piso.

CONCLUSIONES
Los materiales composites tienen grandes posibilidades en su utilización en los puertos, pero la falta de experiencia con ellos hace que aún sea raro encontrarlos en obras portuarias.
Tenemos una gran oportunidad para aprovecharnos profesionalemnte de sus ventajas tal y como ya han hecho profusamente nuestros colegas en otras industrias (química, aguas residuales, gas y petróleo).
Son materiales muy ligeros, inoxidables y con resistencias estructurales muy interesantes, hay que trabajar en la elaboración de códigos de cálculo y buenas prácticas para que sean más populares.

REFERENCIAS
PIANC REPORT Nº 105, Recreational Navigation Commission, The use of alternative materials in marine structure construction, 2009, 36 pp.

EL DIQUE DE ABRIGO DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE BLANES

Eloy Pita Olalla[1], Joan Pere Darbra Román[2], Alfredo Rodríguez Castilla[3], Oriol Negrell Vila[4] Francisco Rivero[5]

1. Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla 6, Portal 1, 1ºA, 28036 Madrid, España. Tlf.: +34 913785266 Fax +34 917305884 e-mail: epita@increa.eu
2. Ports de la Generalitat, C/ Dr. Roux, 59-61 Entresuelo, 08017 Barcelona, España. Tlf.: +34 932060930 Fax +932060931 e-mail: joanpere.darbra@gencat.cat
3. Scrinser, S.A., C/ Comte d'Urgell, 204-208, 6º B 08036 Barcelona, España. Tlf.: +34 934411360 Fax +34 934103610 e-mail: arcastilla@sacyr.com;
4. SACYR, S.A.U. Pº de la Castellana, 83-85, 28046 Madrid, España. Tlf.: +34 934441360 Fax +34 934103610 e-mail: onegrell@sacyr.com
5. Tecnocean Ingeniería. S.L. C/ Balmes 184, 3º 2º, 08006 Barcelona, España. Tlf.: +34 934519387 Fax: +34 934519387 e-mail: frivero@tecnocean.com

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El puerto pesquero de Blanes, situado en la provincia de Girona, presentaba una serie de problemas para sus usuarios (náutica deportiva, recreacional y uso pesquero). Los más acuciantes eran:

- Excesivo rebase por encima del dique de abrigo.
- Agitación interior.
- Falta de espacio, tanto en tierra como en mar.
- Necesidades de mejora y modernización de las instalaciones.

Estaba claro que era necesario ampliar el Puerto.

En esta comunicación se describirán las obras realizadas, insistiendo en los detalles del dique (en particular, del espaldón doble) junto con los ensayos realizados y reflexionando sobre el estado del arte en este tema.

PROYECTO CONSTRUCTIVO INICIAL

Fruto de un amplio diálogo entre las distintas administraciones y tras lograr el consenso con los diversos agentes sociales, se redacta un Proyecto Básico y, tras superar la tramitación ambiental, Ports de la Generalitat encarga a la empresa Prointec la redacción del "Proyecto Constructivo de la ampliación del Puerto de Blanes". Como actuación complementaria, se aportan 40.000 m3 de arena de cantera para alimentar la playa situada a poniente del Puerto.

En la siguiente imagen se ve el desarrollo de las obras, con el dique primitivo protegido por el nuevo dique. En recuadro superior derecho mostramos la situación inicial del Puerto.



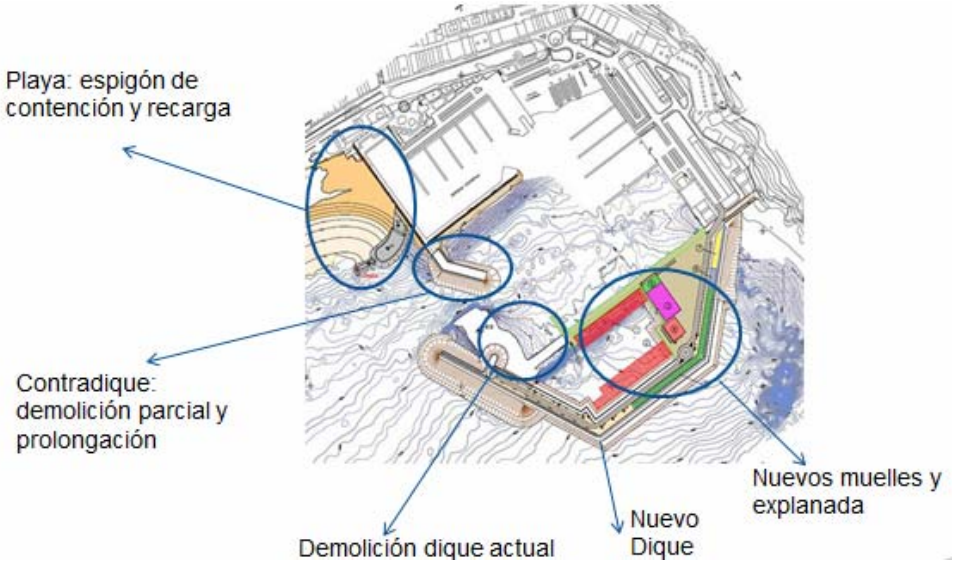
El elemento más singular es el dique de abrigo, que está formado por tres alineaciones, con una longitud total de 595 m. Presenta tres alineaciones, con tipología en talud (arranque y parte final) y tipología vertical:

-Tipología en talud: 15 t en tronco y 22,5 t en morro

-Tipología vertical: cajones de celdas cuadradas con ventanas para reducir rebase en parte central (alineación 2)

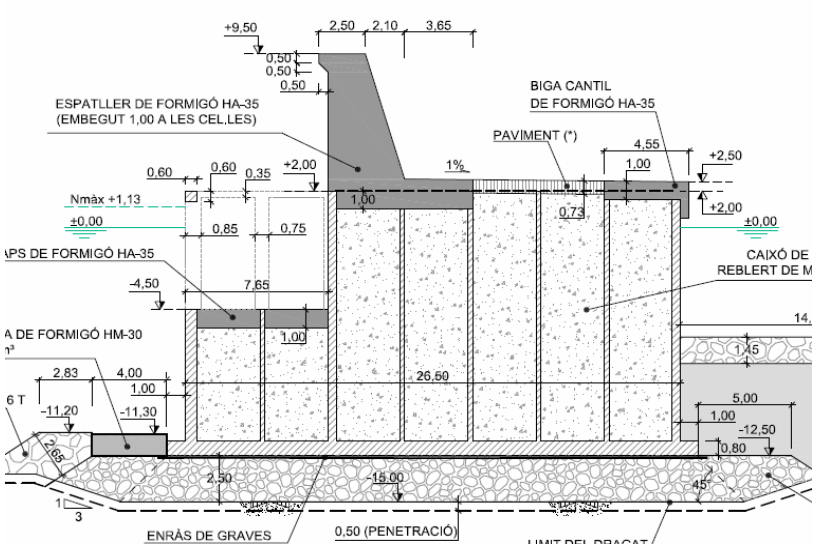
Su tipología es de talud en su arranque y tramo final. Sin embargo, en su tramo intermedio, el dique es vertical, formado por cajones. La cota de coronación del espaldón está limitada en altura (para reducir su impacto visual). Sin embargo, debe lograr una fuerte reducción del rebase que sufre tradicionalmente, lo cual resultaba complicado en la segunda alineación, por su tipología vertical y por la altura de ola de cálculo que incide contra ella.

A continuación pueden verse todos los elementos de la ampliación:



El entronque entre alineaciones se resuelve con hormigón sumergido. Para poder ejecutarlo, se diseñan unos bloques a modo de encofrado perdido que se colocan en su borde exterior, sobre los que se verterá el hormigón que tendrá que tener unas características adecuadas para su correcta puesta en obra. Se define el proceso constructivo y se dimensionan los bloques para asegurar su estabilidad para las tongadas previstas.

En el **Proyecto Constructivo** se plantea, como solución al espaldón en los tramos de dique vertical, el retranqueo del mismo. Sin embargo, en la alineación 2, este retranqueo no es suficiente, por lo que se proyecta una sección tipo en la que el espaldón está muy retranqueado y, además, la zona del cajón situada por delante del espaldón es demolida parcialmente, para generar un emparrillado tridimensional de vigas y pilares situados por delante de la parte baja del espaldón, que funciona como cámara disipativa de la energía del oleaje. A continuación podemos ver una imagen de la alineación 2 del Proyecto:

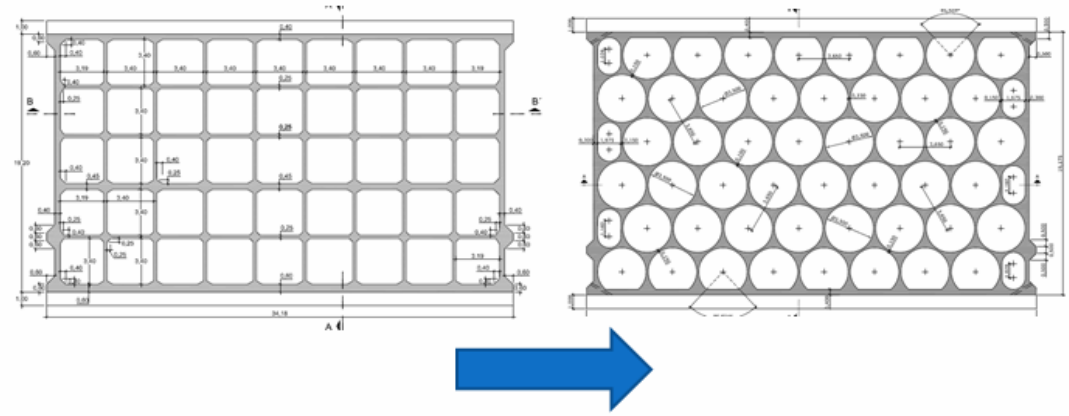


Ports de la Generalitat convocó un Concurso de Construcción que fue ganado por la UTE formada por Sacyr-Scrinser-Tau Icesa.

MEJORAS PRINCIPALES TRAS LA ADJUDICACIÓN

La UTE adjudicataria contrató a Increa y a Tecnocean como asesores técnicos durante la construcción. De este modo, se adaptó el Proyecto a los medios de la UTE, siendo las mejoras y adaptaciones realizadas las siguientes:

-**Recálculo de los cajones** pasando de celdas rectangulares a circulares incluido el cálculo del remolque de los cajones desde Sagunto a Blanes.



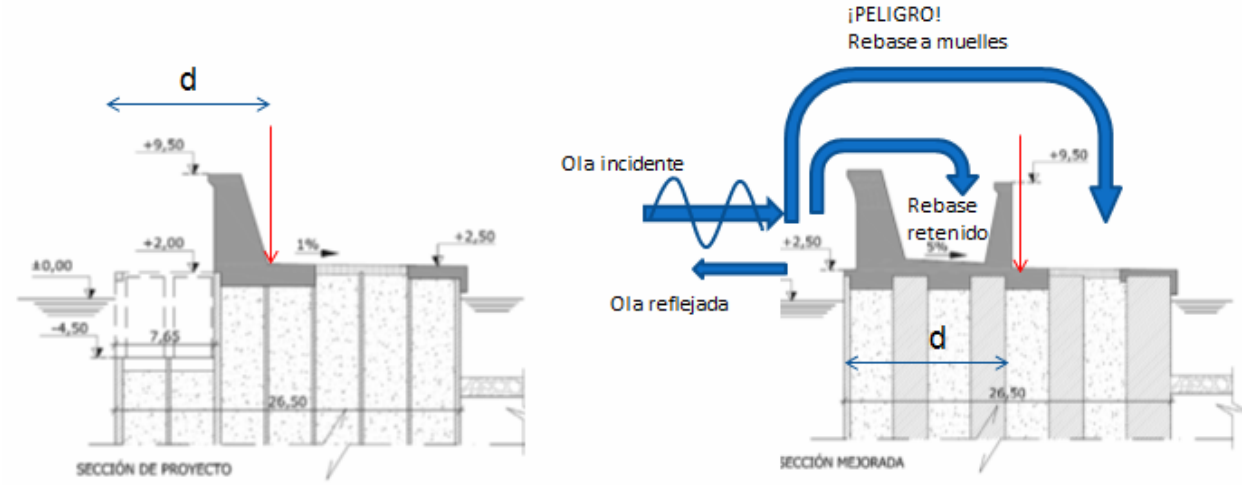
El objeto del estudio de remolque es determinar las necesidades, características y seguridades del remolque de los cajones fabricados para el Puerto de Blanes desde el puerto de fabricación en el Puerto de Sagunto hasta su destino. Para el cálculo de los requerimientos de remolque, se han empleado métodos de cálculo basados por una parte en formulas estadísticas (Lloyd's Register) y cálculos hidrodinámicos, para garantizar la fiabilidad de los resultados. En el estudio se calcula el efecto de remolcar los cajones, la seguridad y la viabilidad de dicho remolque.



Para realizar el remolque con seguridad se realiza el diseño de las tapas de las celdas.



-Cambio de la sección en la alineación 2, pasando de espaldón con demolición parcial de cajón a espaldón doble con cuenco intermedio. Estudios detallados y ensayos en modelo reducido.



-**Comprobación de estabilidad de los nuevos diseños.**

ESPALDÓN DOBLE

Se realizó un profundo estudio del fenómeno del rebase (tanto con modelos físicos como matemáticos), de su desagüe, así como de la estabilidad del dique. Las formas de cada uno de los dos espaldones fueron analizadas con sumo detalle.

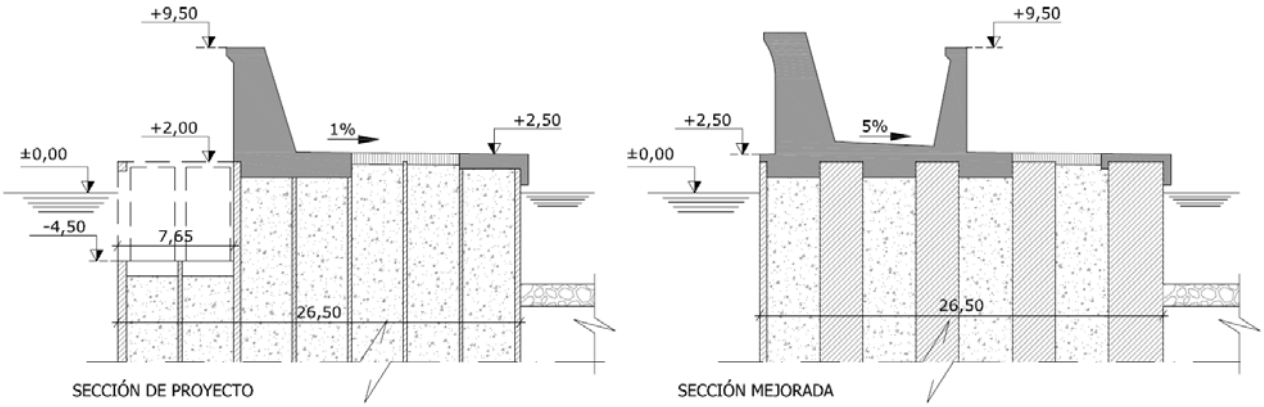
Las características del espaldón doble son:

-Aprovechamiento del retranqueo: no se reduce la superficie disponible.

-Eliminación de la demolición parcial de los cajones.

-Mantenimiento de la cota de coronación a la +9,5 en el espaldón trasero

En la siguiente imagen mostramos la sección tipo del Proyecto Constructivo y la sección propuesta (y finalmente, construida) por la UTE.



Se realizaron una serie de ensayos a modelo reducido para asegurar el correcto comportamiento del diseño frente a rebase:



A continuación pueden observarse una serie de imágenes de la ejecución del espaldón doble:



EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

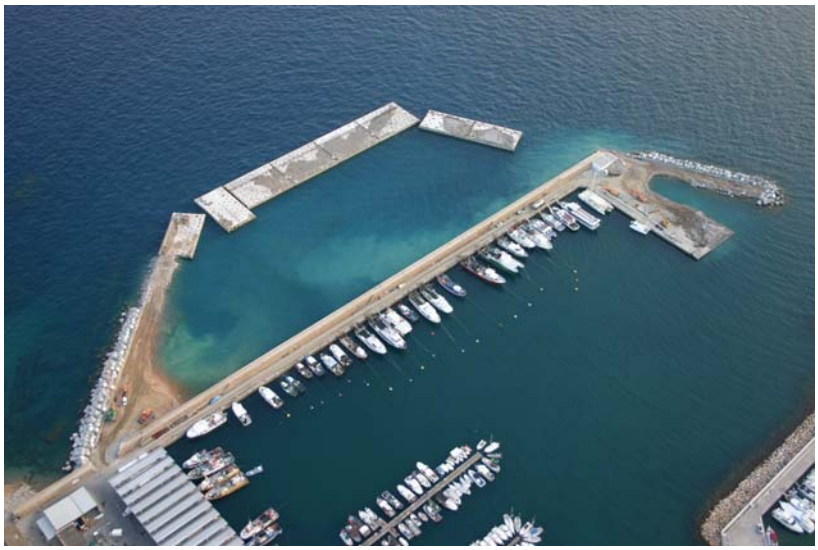
El primer punto en la construcción de las obras fue la ejecución de los cajones, que fueron fabricados en Sagunto y transportados a Blanes:



Tras la colocación de las tapas de remolque, los cajones son transportados a Blanes. Allí son acopiados y colocados sobre la banqueta de cimentación previamente ejecutada. Puede observarse el arranque de los diques en talud.



Simultáneamente se prosigue con el avance del dique en talud hasta entroncar con el dique vertical:



Una vez finalizada la estructura del dique, se procede a la ejecución de los rellenos y posteriormente de los espaldones:





El punto final es la ejecución de pavimentos, las instalaciones y elementos de atraque y amarre. A continuación podemos ver una imagen de la obra prácticamente finalizada, donde se observan todos los elementos.



COMPORTAMIENTO FRENTE A REBASE DE LA SEGUNDA ALINEACIÓN

Uno de los aspectos más innovadores del diseño realizado es la definición del espadón doble. Con su ejecución, se consigue reducir el rebase sin necesidad de incrementar en exceso la cota del espadón y sin tener que ejecutar la cámara disipativa que complicaba en gran manera la construcción.

Tras la llegada de los primeros temporales, se ha observado que el comportamiento de la segunda alineación, donde se ejecutó el espadón doble, ha sido un éxito



Durante los temporales acaecidos hasta la fecha, el rebase en la segunda alineación siempre ha sido despreciable, cumpliéndose con las previsiones teóricas.



ANÁLISIS PROBABILÍSTICO.“LA ESFINGE” DIQUE VERTICAL EN LAS PALMAS

J.M González Herrero[1], **A. Losada López**[1], ***S. Capella Hierro***[2]
[1] *Acciona Ingeniería, C/Anabel Segura, 11 28108, Alcobendas (Madrid)*
josemanuel.gonzalez.herrero@acciona,com, arrateana.losada.lopez@acciona.com
[2] *Autoridad Portuaria de Las Palmas, Calle de Tomás Quevedo Ramírez, 0 35008 Palmas de Gran Canaria scapella@palmasport.es*

INTRODUCCIÓN

Hasta ahora, los diques verticales han sido calculados siguiendo la metodología tradicional, en la que los parámetros se consideraran de forma determinista. El riesgo de fallo se tiene en cuenta aplicando coeficientes parciales y coeficientes de seguridad. Sin embargo, actualmente se está producido un cambio con la utilización de métodos probabilísticos, denominados de Nivel III en la ROM (Recomendaciones de Obras marítimas).
El objetivo del presente estudio es analizar el diseño final del Dique vertical de la Esfinge en Las Palmas de Gran Canaria con dicha metodología.

CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño principales, que se han utilizado en el presente estudios son los siguientes:

- Sección tipo:

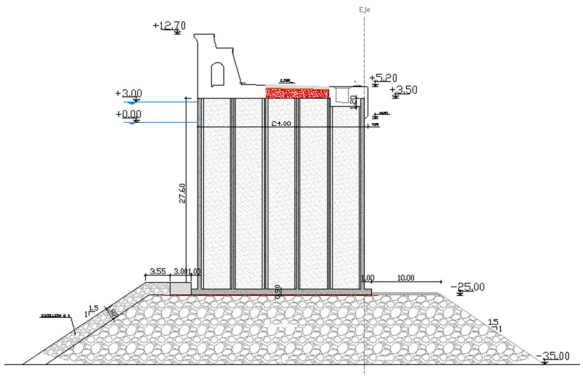


Figura 1. Sección tipo

- Tanto las características geotécnicas como los parámetros que definen los diferentes materiales se determinan a través de valores constantes, derivados de la información existente y de la experiencia.
- Acciones:
  - La acción principal que actúa sobre la estructura es el efecto del oleaje. En este caso, la base de datos existente es suficientemente larga como para poder analizar la acción desde un punto de vista probabilístico. Los parámetros que definen el oleaje son: la dirección (se adopta un valor fijo previamente definido) y la altura de ola significante y el periodo, dos parámetros con relación de dependencia.
  - El tiro de bolardo se considera como acción de valor constante.
  - Acción sísmica: de estudios previos se conoce su comportamiento frente al sismo, y ha observado que no es la acción que define el diseño, por lo que no se considera en el estudio de Nivel III.

METODOLOGÍA DEL DISEÑO PROBABILÍSTICO

La metodología probabilística requiere la resolución de la integral de probabilidad de fallo conjunta, siendo éste, el aspecto más difícil del análisis. Con el fin de solventar el problema, la ecuación a resolver se divide en tres importantes conceptos:

Vulnerabilidad = Probabilidad de fallo sujeta a las acciones. Se analizan los fallos típicos de un dique vertical (deslizamiento del cajón, hundimiento, vuelco plástico y estabilidad global). Para cada uno de ellos se establece una ecuación de verificación, que permite determinar si las condiciones de oleaje producen el fallo de la estructura. Con el fin de simplificar el diseño, se define para cada modo de fallo una matriz de fallo, en la que se presentan los resultados para un barrido de incrementos constantes de alturas de ola y periodos de pico en un rango susceptible de producirse en la zona de estudio.

Peligrosidad = Probabilidad de ocurrencia de la acción. Acciones con una base de datos suficientemente larga puede analizarse de forma probabilística. Para ello, es necesario analizar el modelo estadístico que define la acción.

Probabilidad de fallo: Es el resultado de la combinación de los dos conceptos anteriores. El procedimiento utilizado para determinar la probabilidad de fallo es la siguiente:

1) Simulación de m vidas útiles mediante método de Monte Carlo.
2) Determinación del número de temporales durante la vida útil, asumiendo que la ocurrencia de los mismos siguen una distribución de Poisson (λ) y que la presentación de los diferentes temporales viene definida por la ecuación exponencial también con parámetro (λ).
3) Se determina una altura de ola significante de forma aleatoria para cada temporal, a través de una distribución de Gumbel que caracteriza el modelo de oleaje extremal. Asimismo, el periodo de pico viene definido por una ecuación de distribución normal que se encuentra condicionada a la altura de ola significante anteriormente definida.
4) Determinación de los coeficientes de seguridad para cada uno de los modos de fallo, entrando en la matriz de vulnerabilidad previamente definida. Para ello se interpolan las condiciones de oleaje reales. La estabilidad de la estructura se analiza para cada modo de fallo con sus distintas situaciones.
5) Análisis de los siguientes aspectos:
    a. Probabilidad de fallo para cada uno de los modos de fallo (probabilidad de fallo = nºfallos/ nºvidas útiles)
    b. Probabilidad de fallo conjunta = nº vidas útiles con fallo / nº vidas útiles.

CONCLUSIONES

Del estudio realizado se obtienen las siguientes conclusiones:

1) Análisis de vulnerabilidad: se obtiene, en este caso que, la probabilidad de fallo conjunta coincide con la probabilidad de fallo correspondiente al hundimiento.
2) Los resultados han sido conseguidos con la simulación de 40 millones de temporales, representando un total de 3.5 millones de vidas útiles. Es importante destacar que, los resultados convergen después de un número determinado de vidas útiles. En este caso se requieren 100.000 simulaciones)
3) La probabilidad de fallo de hundimiento es de 0,013, menor que el valor recomendado en la ROM 1.0 para el caso analizado (p_f = 0,20).
4) No se aprecian problemas de estabilidad en la sección propuesta, teniendo en cuenta la información disponible.
5) La metodología definida para el análisis de la probabilidad de fallo conjunta es muy robusta:
    - Análisis independiente de estructura (vulnerabilidad) y acción (peligrosidad)
    - Reduce en número de simulaciones numéricas, que son desde un punto de vista computacional muy caras
    - Sensibilidad de la estructura frente a parámetros modelados con métodos estadísticos
    - En el futuro es posible avanzar en el modelo, aumentando su complejidad al incluir el número de parámetros considerados.

Tema: Obras y Estructuras Marítimas

AMPLIACIÓN DEL MUELLE DE LA QUÍMICA EN EL PUERTO DE TARRAGONA

R. García Rodríguez[1], J. Borràs Tous[2], O. Queraltó Domènech[3], M. Roset Ramos[4], D. Blanca Montero[5]

MOTIVACIÓN

La industria química de Tarragona es la más importante de España y del sur de Europa. Según datos de la AEQT, el valor de la producción química de Tarragona representa un 0,75% de la producción mundial con una producción que alcanza las 21.000 millones de toneladas anuales. Tarragona produce el 44% de plásticos de todo el Estado español y representa un 25% de la industria química española.

El sector químico es un cliente importante del Puerto de Tarragona. El puerto dispone de más de 71 ha destinadas al sector químico y de 15 puntos de atraque exclusivos para la carga y descarga de graneles, que representaron un total de 20 millones de toneladas en 2012.

Así pues, existe una simbiosis entre el Puerto de Tarragona y la industria química para favorecer su continuo desarrollo y expansión. Las inversiones privadas en el sector químico entre 1998 y 2008 incluyen: la planta de óxido de propileno y estireno monómero de Repsol Química, la ampliación de la refinería de Repsol Petróleo, la planta de propileno de BASF Sonatrach Propanchem, la planta de polipropileno de BASF, y las dos centrales de ciclo combinado de Eon y Tarragona Power. El Puerto de Tarragona corresponde a la inversión privada con la creación de nueva infraestructura de pública.

La Ampliación del Muelle de la Química permitirá al Puerto de Tarragona crecer 18 hectáreas, disponer de 1.200 m de nueva línea de atraque y 3 nuevos atraques de productos líquidos donde podrán operar barcos de gran de calado.



Figura 1. Muelle de la Química: Estado de partida, a la izquierda el atraque 4 que se deberá reubicar.

DISEÑO

La obra de Ampliación del Muelle de la Química permitirá al Puerto de Tarragona doblar la actual superficie del muelle, pasando de las actuales 18 ha de superficie a 36 ha.

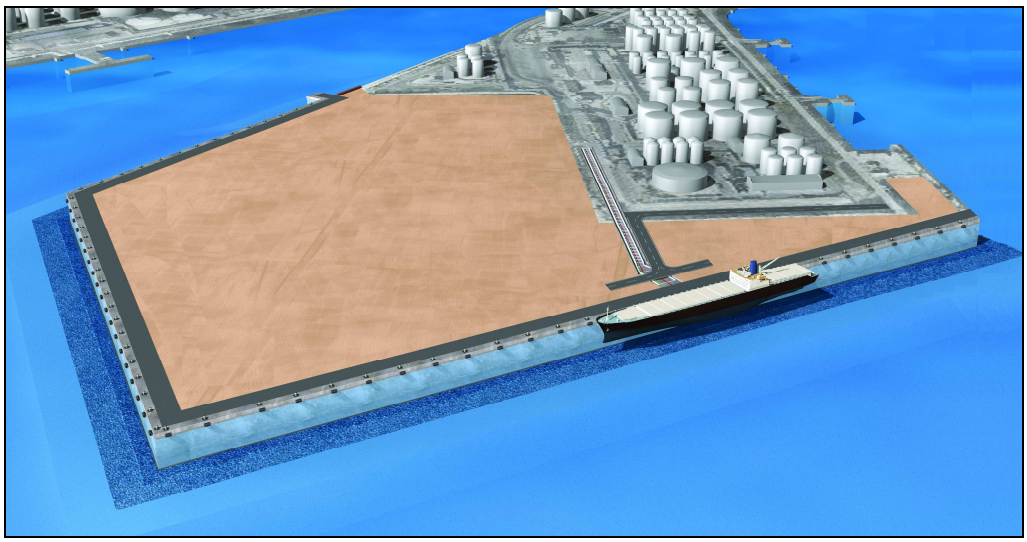


Figura 2. Simulación del estado final de las obras.

Para la ampliación del Muelle de la Química se ha diseñado una solución de muelle de cajones de hormigón armado. La ampliación consiste en la creación de tres nuevas alineaciones de cajones generando un recinto cerrado que permite el aumento de superficie

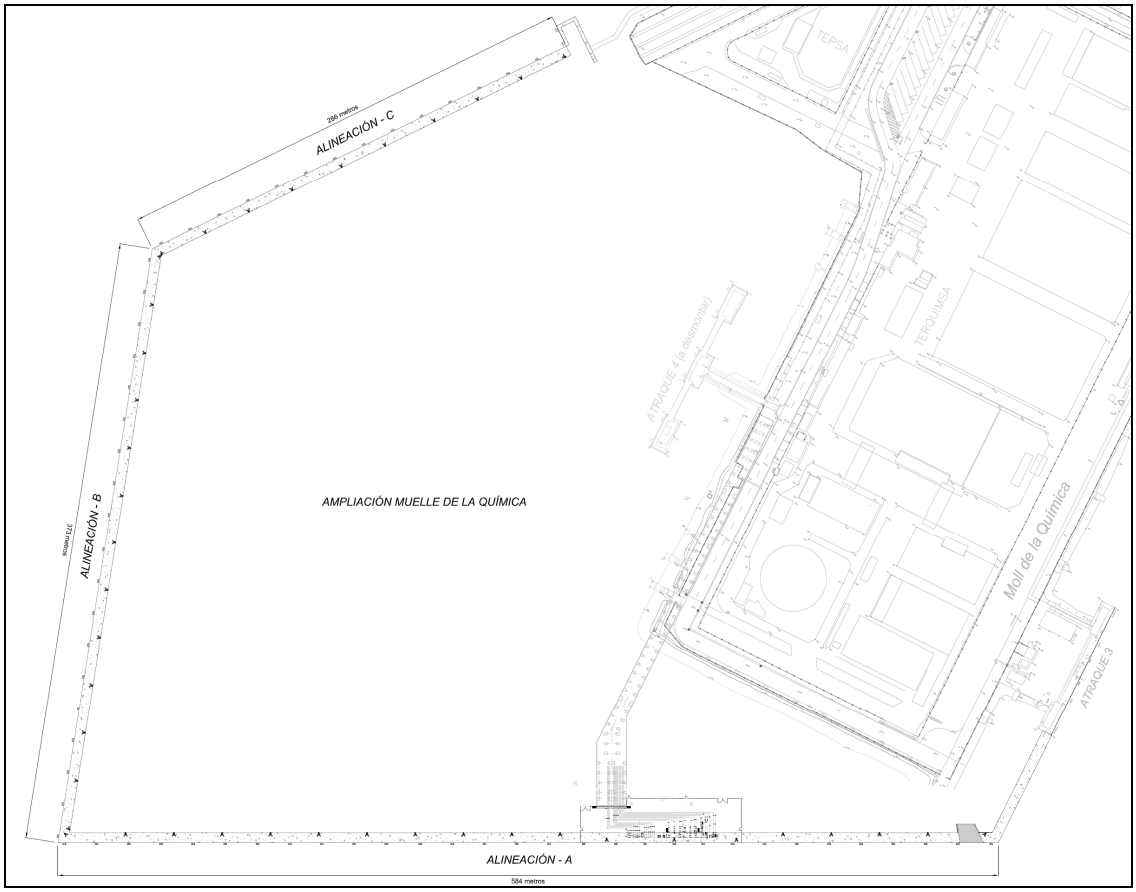


Figura 3. Planta de las obras.

Se han construido tres alineaciones. Para el encaje de las distintas alineaciones se ha optado por una combinación de muros de hormigón sumergido y cajones esviados, para lo que se modificaron los encofrados en la construcción de los últimos cajones. Las nuevas alineaciones son:

- Alineación A: Tiene una longitud total de 584 metros, un calado de -16,50 metros y está formada por 16 cajones de hormigón armado. En esta alineación se ha trasladado el actual atraque nº4, ya en servicio.

- Alineación B: Tiene una longitud de 373 metros, un calado de -16,50 metros y está formada por 11 cajones de hormigón armado.

- Alineación C: Es una prolongación del actual cerramiento que limita con el río Francolí. Tiene una longitud de 286 metros, un calado de -13,50 m y está formada por 8 cajones de hormigón armado.

Los cajones de hormigón armado de las alineaciones A y B tienen 33,75 metros de eslora por 16,75 metros de manga y 17,50 metros de puntal. Los cajones de la alineación C son de igual manga y eslora pero el puntal en este caso es de 14,50 metros debido a que el calado requerido en esta alineación es menor. La solera de los cajones tiene un espesor de 70 cm, las paredes exteriores de 40 cm y las interiores son de 25 cm. Todas las celdas interiores tienen las mismas dimensiones, con una distribución de 4 celdas en el sentido de la manga y 8 celdas en el sentido de la eslora. Se han rellenado las celdas con material granular.

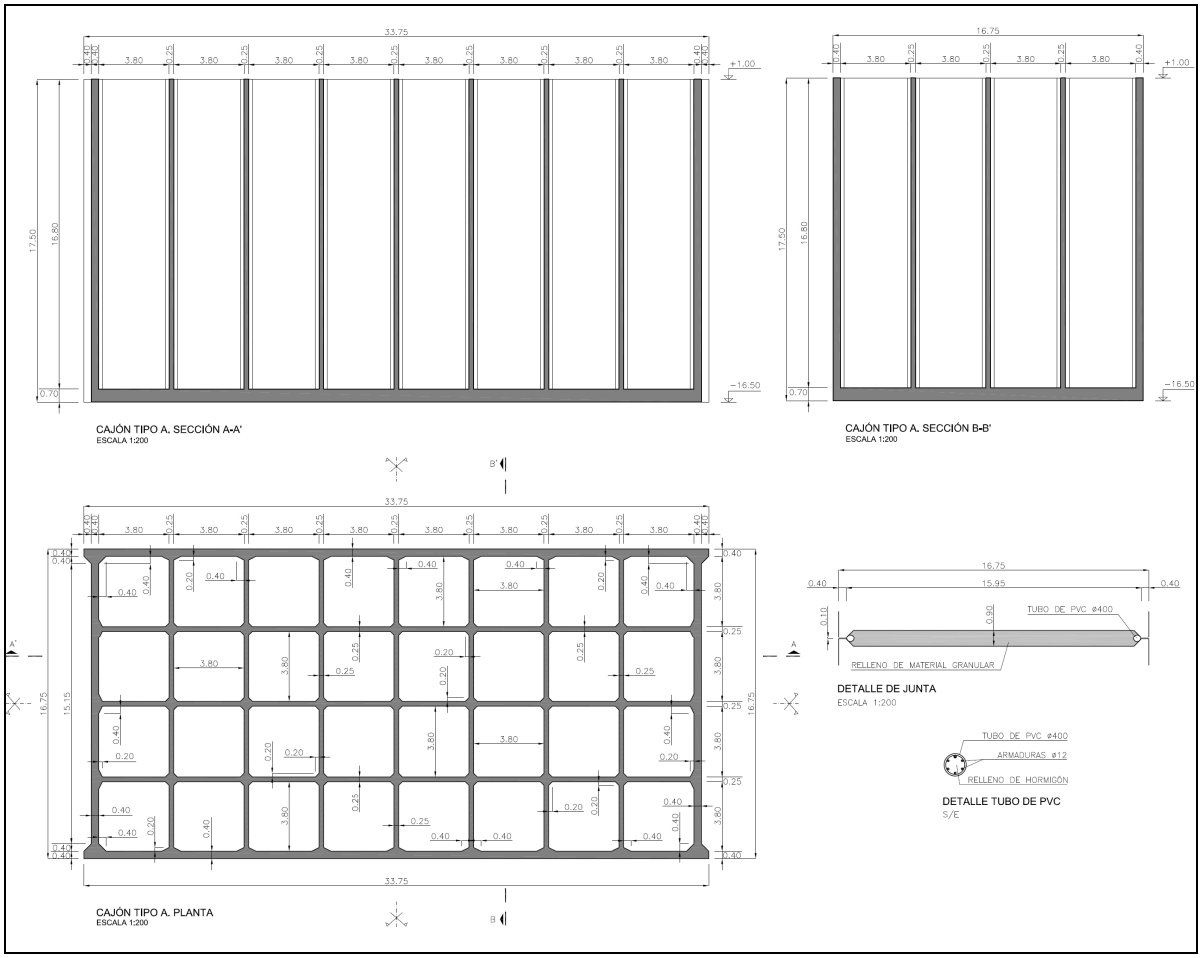


Figura 4. Definición geométrica de los cajones de las alineaciones A y B (los cajones de la lineación B difieren en el puntal, reduciendo 3 m el fuste).

La sección tipo de muelle diseñada contempla un dragado en zanja sobre el que se forma una banqueta de escollera de cimientos para crear la base de apoyo del cajón, enrasada con grava garantizando un apoyo uniforme del cajón encima de la banqueta.

La cota de fondeo de los cajones de la Alineación A y B está situada en los -16,50 metros por lo que, la coronación de los cajones está a la cota +0,80 metros.

La superestructura de los cajones está formada por una viga cantil de 6,20 metros de ancho que corona a la cota +2,70 metros, la cota del nuevo muelle. Sobre la viga cantil se han instalado Ganchos de Escape Rápido (GER) de doble uña y 150 t de tiro, mientras que las defensas escogidas, de goma con escudo, disipan una energía de 56,5 t m con una reacción de 111,8 t. La sección tipo se completa con un trasdós de pedraplén, libre de finos.

Los muelles obtenidos se han calculado para solicitaciones de depósitos de hasta 25 m de altura que contengan líquidos de 1,25 t/m^3 de densidad, situados a una distancia de 25 m del borde de muelle. Mientras que la armadura de cajones se ha podido optimizar hasta los 77,50 kg/m^3.

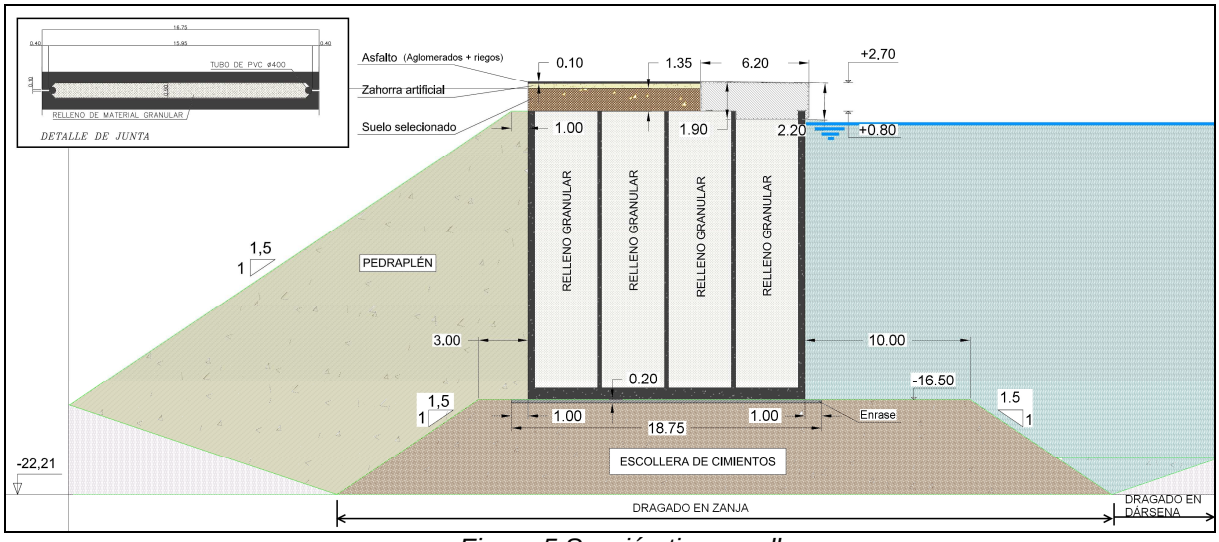


Figura 5.Sección tipo muelle

El relleno de la explanada, al igual que el dragado de las zanjas de cimientos, se ha realizado mediante dragas de succión en marcha con cutter de alto rendimiento.

El diseño de la obra contempla la construcción de todas las instalaciones de servicios necesarias para el correcto funcionamiento del Muelle:

- Iluminación de las zonas de atraque
- Canalización de agua para contraincendios
- Red de suministro de agua potable
- Red de drenaje para una correcta evacuación del agua de la explanada
- Canalizaciones preparadas para la instalación del sistema de comunicaciones.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La ejecución de la obra se ha realizado en dos fases para poder garantizar en todo momento mantener operativo el existente atraque nº 4.

Inicialmente se llevó a cabo el dragado de la zanja de cimientos mediante la draga cortadora de succión, ZHENG HE. Esta es una draga de última generación y alta capacidad que se utilizó por primera vez en el Puerto de Tarragona, sus características son:

Draga cortadora de succión ZHENG HE	
Eslora total	138,5 m
Manga	26,0 m
Calado	5,5 m
Profundidad de dragado	35,0 m
Diámetro tubo de aspiración	900 mm
Diámetro tubo de descarga	900 mm
Diámetro tubo para carga de barcazas	900 mm
Potencia bomba sumergida	4.250 kW
Potencia bomba interior	2 x 5.000 kW
Potencia del cortador	7.000 kW
Potencia de propulsión	2 x 3.500 kW
Potencia diesel total instalada	23.520 kW
Velocidad	13 kn
Alojamiento	46
Construida en	2010

Figura 6. Tabla con las características de la draga cortadora de succión Zheng he.

El material dragado de las zanjas se vertió en el Muelle de Andalucía, frente al Muelle de la Química y recientemente ampliado, de modo que el material se extraía de un muelle sirvió para el relleno del otro. El transporte de material se realizó con tubería flotante, no obstante para asegurar la operativa del Atraque P-20 de ASESA en ocasiones se debió recurrir a la solución de tubería sumergida, pasando por debajo de la quilla del buque y salvando la estructura pilotada del rack de ASESA.

Una vez finalizado el dragado en zanja de las tres alineaciones se realizó el vertido de la escollera de cimientos mediante el gánguil con casco reforzado “Acanto” de 800 m3 de capacidad de cantara y propiedad de FCC.



Figura 7. Gánguil Acanto

Paralelamente a las actividades de dragado de la zanja de cimientos y a la ejecución de la banqueta de apoyo de los cajones, se inició la construcción de los cajones de hormigón

armado. Los cajones de hormigón armado se construyeron todos el puerto de Tarragona, mediante el dique flotante Mar del Teide. Para la construcción de los cajones, se montaron una planta de hormigón y un parque de ferralla adyacentes al cajonero.

La construcción de las diferentes alineaciones de la obra se realizó en dos fases claramente diferenciadas por la interferencia del atraque nº 4 existente, mientras que la construcción de los cajones se llevó a cabo de forma ininterrumpida de manera que, una vez fabricados todos estos se acopiaron debidamente amarrados en los muelles anexos al cajonero.

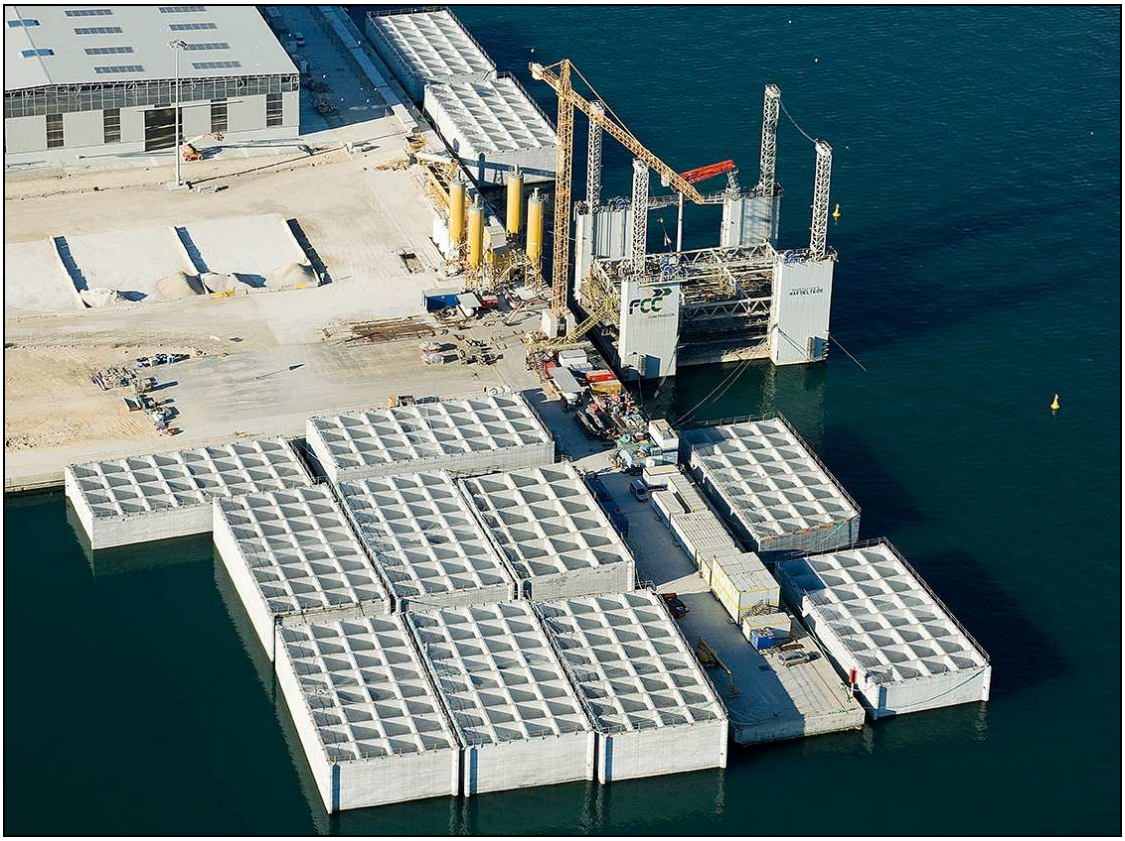


Figura 8. Dique flotante Mar del Teide y cajones acopiados.

Durante la ejecución de los cajones, se colocaron pasamuros a una altura determinada del fuste y en 6 celdas para posteriormente ubicar las válvulas que se usaban en el fondeo definitivo, dividiendo el cajón en 3 recintos independientes que permitían el control del llenado del cajón. Este sistema agiliza la maniobra, requiriendo menores recursos y menos tiempo.

Una vez finalizada la ejecución de la banqueta se llevó a cabo el fondeo de los cajones. En primer lugar se fondearon los cajones de la alineación A, ya que en esta alineación es donde se ha ubicado el nuevo atraque nº 4. Posteriormente y una vez finalizados los trabajos de traslado de atraque nº 4 se finalizó el fondeo del resto de los cajones dejando el recinto prácticamente cerrado a la espera de ejecutar las esquinas de unión entre alineaciones mediante hormigón sumergido in-situ.

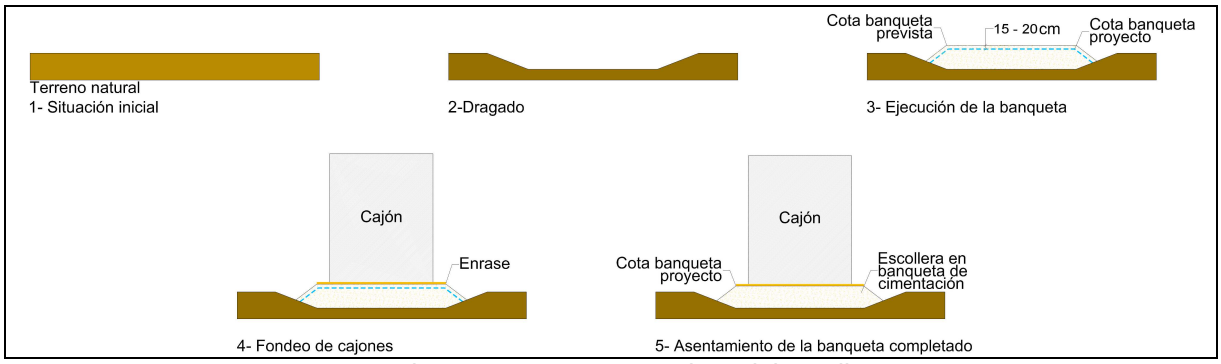


Figura 9.Fases constructivas del Muelle

Tras el fondeo de los cajones en su ubicación definitiva se procedió al relleno de las celdas. Este se realizó primeramente por medios marítimos, asegurando así el peso del cajón y su capacidad portante antes de aplicar cargas externas a la infraestructura. Se utilizó una draga de succión en marcha que mediante el sistema "rainbow" conseguía aprovechar todo el material dragado para rellenar las celdas uniformemente. Una vez se realizó el acceso terrestre a los cajones, el resto de cajones se fueron rellenando con camiones.



Figura 10. Fase constructiva en la que se aprecian el avance de la conexión terrestre a cajones ya rellenados con draga, cajones fondeados sin rellenar y el gánguil de apoyo a las tareas de enrase de las cimentaciones.

Finalizado el relleno de celdas se procedió al vertido del trasdós de los cajones con pedraplén procedente de cantera mediante medios terrestres.

Para la construcción de la viga cantil, se fabricó un carro de encofrado con el cual se pueden llevar a cabo puestas de longitud variable, siendo la máxima longitud de la puesta 11,40 m. Dicho carro ha sido diseñado de manera que se pueda ejecutar una puesta al día, dejando embebida dentro los pernos de anclaje de los GER's y las bocas de riego en sus posiciones definitivas.

Una vez finalizada la viga, se colocaron los elementos de atraque y amarre, es decir, las defensas de goma con escudo y los Ganchos de Escape Rápido (GER) de doble uña, y los

servicios del muelle. El muelle final estará provisto de iluminación en todo su cantil para permitir las maniobras de atraque nocturno, y agua potable para abastecer a los buques.



Figura 11.Detalle del carro de encofrado empleado para la construcción de la viga cantil

Con todas las alineaciones construidas y el perímetro acabado, y posterior a la ejecución del trasdós y la viga de cantil, se ha llevado a cabo el relleno del nuevo recinto. Este material se obtiene del dragado de diferentes puntos del puerto con una draga de succión con cúter. Para ello se diseña una planta de dragados ajustando al máximo el volumen dragado con las necesidades de obra. Se plantearon diferentes zonas del puerto de atendiendo a las necesidades de calado y dejando un fondo marítimo los más uniforme posible.

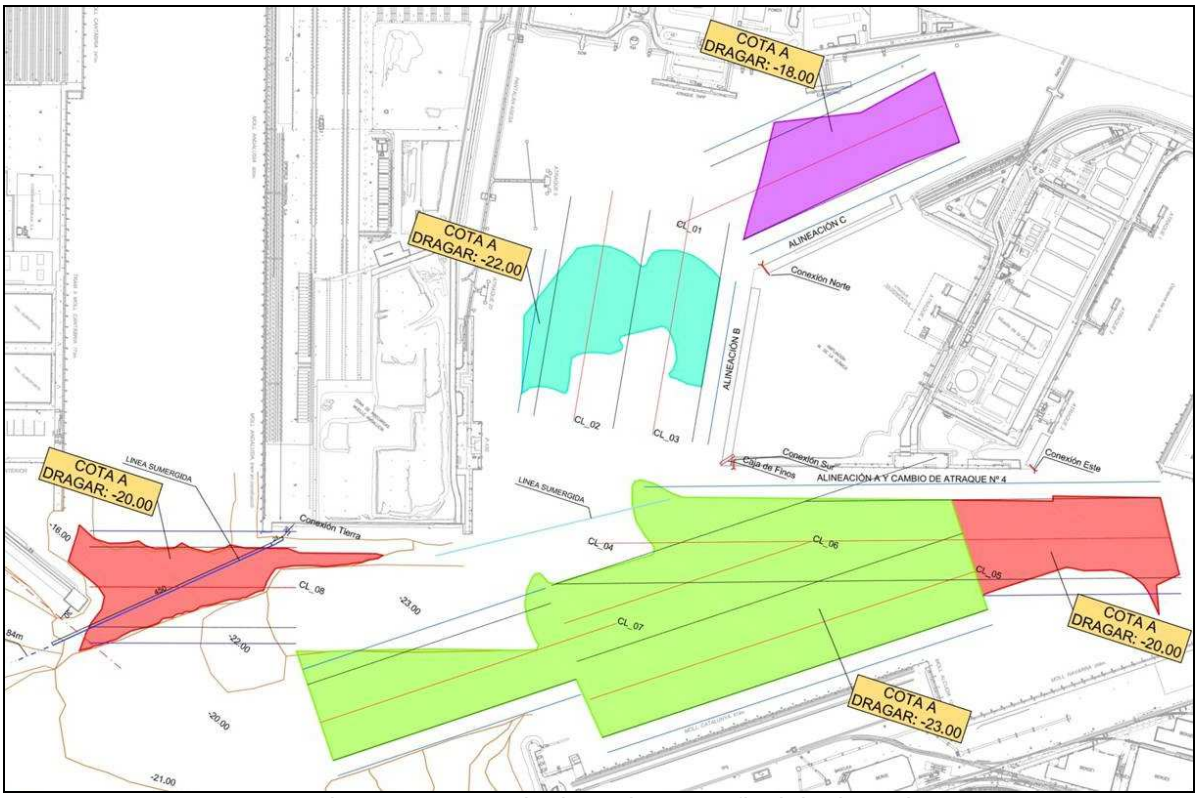


Figura 12.Zonas de dragado y cota final de dragado

El dragado y relleno se llevó a cabo mediante una draga de cortador, impulsando el material directamente dentro del recinto a rellenar mediante una combinación de tuberías

flotantes y tuberías sumergidas, llegando a impulsar el material dragado en distancias superiores a los 800 m. Fue vital el uso de tuberías sumergidas y la buena comunicación con la Corporación de Prácticos de Tarragona a fin de no interrumpir el tráfico portuario, al existir fases de dragado en las que se afectaba el canal de entrada o el acceso a la dársena del río Francolí que alberga 5 atraques en servicio. La draga empleada en esta ocasión fue la draga Marco Polo.

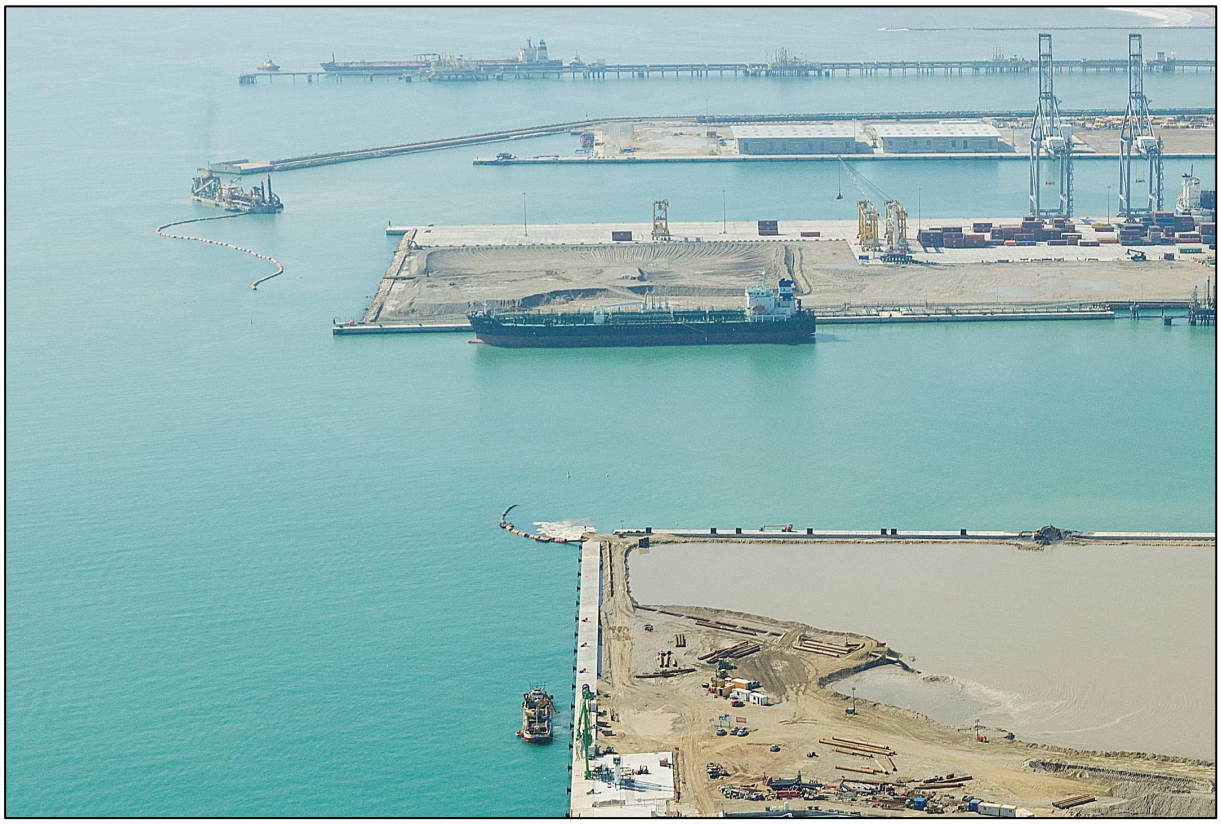


Figura 13. Dragado para relleno general. Se pueden observar la tubería flotante y los extremos de la tubería sumergida que permitió la operativa de los atraques de ASESA, TAPP y Euroenergo.

Una vez finalizado el dragado, se lleva a cabo la precarga del terreno para forzar los asientos primarios del terreno y minimizar los asientos secundarios que se puedan generar en un futuro. Las precargas se realizan hasta la cota +7,50 m, dejando distancias de seguridad a las estructuras existentes.

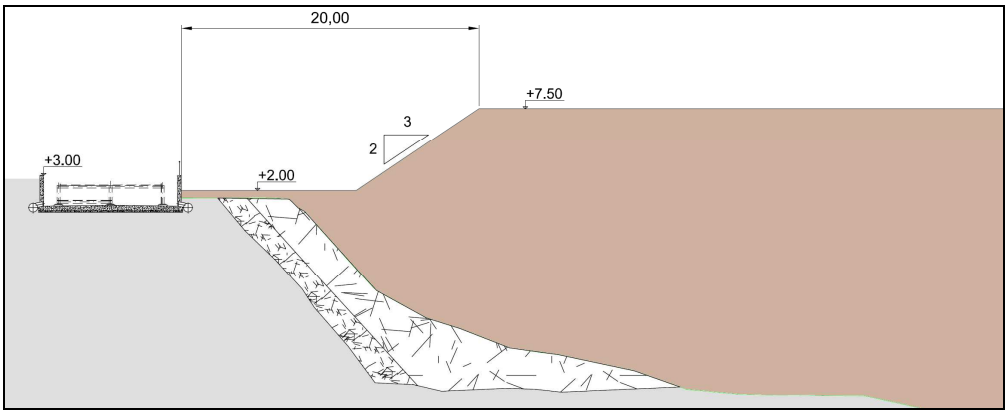


Figura 14.Sección de la precarga

Se ha desarrollado un plan de precarga en varias fases, de modo que precargando zonas cada vez menores de terreno y rebajando la explanada hasta la cota +1,00 m, se pueda

precargar toda la explanada para finalmente repartir el material sobrante por toda la superficie, dejando la explanada a la cota definitiva de +2,00 m. De este modo se evita un sobrante de material que se debería haber transportado a un vertedero autorizado.



Figura 15. 1ª Fase precarga

PRINCIPALES DIFICULTADES

La máxima dificultad de la obra ha sido mantener siempre en explotación el Atraque nº 4, con niveles de ocupación muy altos, hasta su total reposición en la nueva alineación A.

La construcción de la obra se ha realizado por fases, y ha sido clave la coordinación y total implicación de las empresas concesionarias que operan en dicho atraque, puesto que son las que disponen del detalle de sus instalaciones y operaciones de carga y descarga. Y todo ello manteniendo la total seguridad de la operativa, sobre todo por lo que se refiere a las instalaciones contra incendios, otro de los elementos a reponer en la nueva situación.

Para el traslado de las instalaciones del Atraque nº 4 se construyó un nuevo rack de dos alturas conectando las treinta tuberías existentes con el nuevo atraque de la alineación A. Por estas tuberías circulan múltiples productos, como por ejemplo acido acético, queroseno y benceno.

El rack de tuberías discurre por el interior de un foso de hormigón armado y 2,05 m de profundidad que se construyó por fases, compatibilizando la puesta en servicio del nuevo atraque con el corte de antiguas líneas y la instalación de nuevas. Este foso se ha excavado primero en terrenos existentes y paralelos a los viales del puerto, para finalmente discurrir por terrenos ganados al mar y precargados hasta la llegada a los cajones. La sección del foso de 9,00 m se ensancha a 18,00 m en el tramo final para reducir la altura del rack y permitir su cruce por encima con un puente que conecta el muelle en ambos lados del foso.

El rack está formado por 26 pórticos estándar de dos pisos, 2 pórticos fijos que sujetan una lira y 6 pórticos de menor altura que permiten el paso bajo el puente. Los pórticos se han construido con perfiles normalizados de acero A-42b, y van anclados a la losa del foso mediante placas soldadas a los pilares y los correspondientes anclajes.

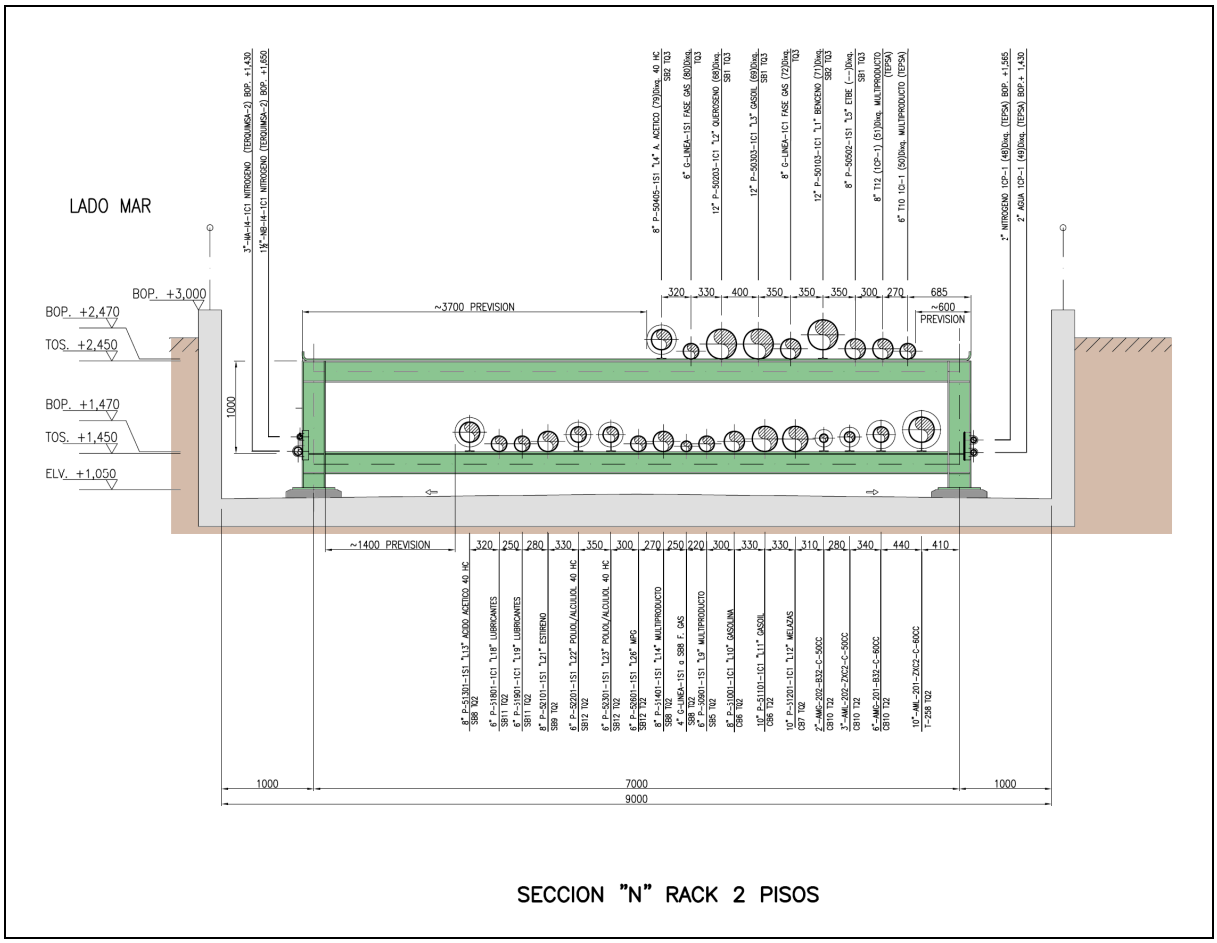


Figura 16. Sección del foso y del rack en el que se apoyan las treinta tuberías. Se deja una previsión de 4.600 mm para la instalación de futuras tuberías.

El traslado del atraque antiguo implicó el transporte por mar de 6 brazos de carga con accionamiento hidráulico, instrumentación, comunicación y video vigilancia, además de la incorporación de receptoras/lanzadoras de PIG para la limpieza de las líneas y las cargas con mangueras en las líneas que no disponen de brazos de carga. También se ejecuto una nueva instalación contra incendios, el alumbrado de la terminal y se reforzó el sistema de vigilancia. Así pues se ha equipado el atraque con monitores contra incendios e hidrantes, un sistema de espumógeno y hidroshields en la línea de cantil para independizar el barco de las instalaciones terrestres en caso de incendio. También se equipó el nuevo atraque con un sistema de contención de derrames que impide la contaminación del mar, recogiendo y almacenando productos derramados para que se puedan recuperar por medio de un camión cisterna.

Finalmente se trasladaron las bombas de captación de agua de mar para el sistema contra incendios, pues estando la captación cercana al antiguo Atraque nº 4 estas quedaban inservibles en el momento de cerrar y rellenar el muelle. Se decidió ubicar las bombas en los extremos de las alineaciones A y C, utilizando celdas parcialmente vacías como depósitos de agua conectados al mar mediante la perforación de las paredes del cajón.

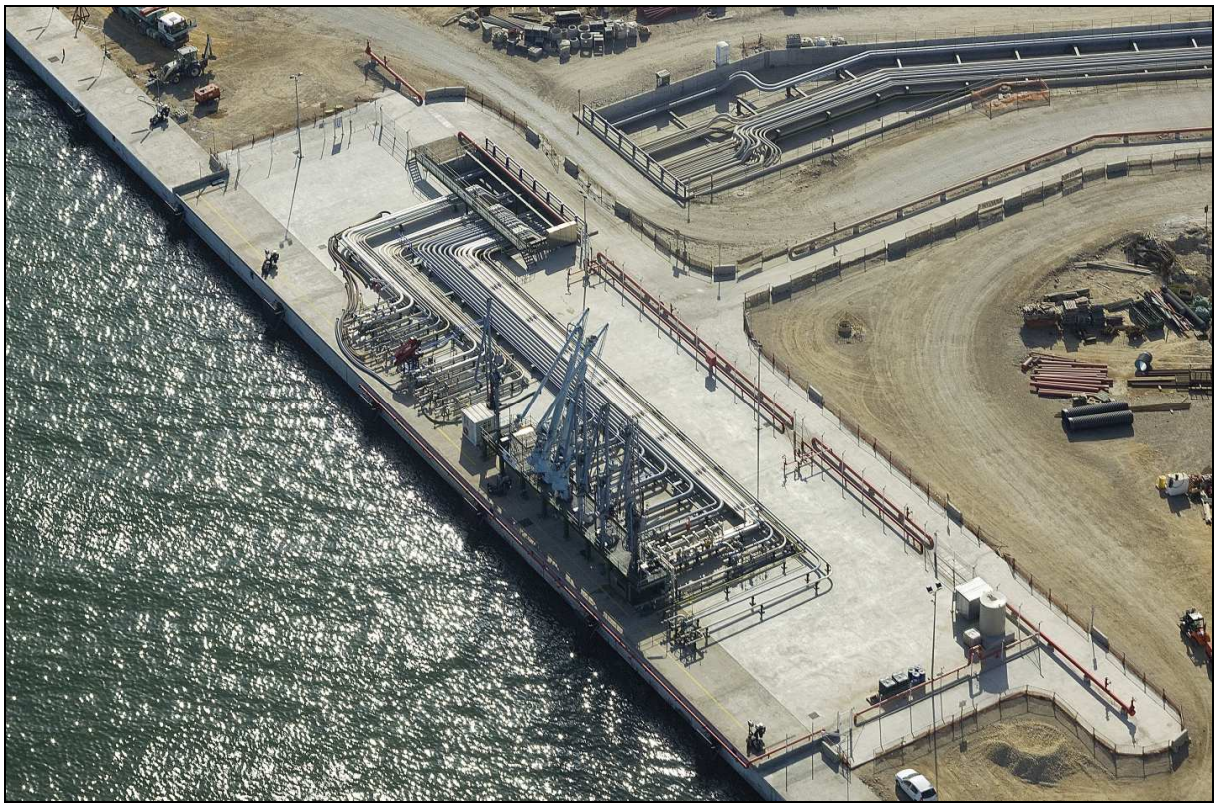


Figura 17. Nuevo Atraque nº 4.

ESTIMULACIÓN DE LA INVERSIÓN

En pocas ocasiones existe una demanda tan clara del sector privado para acometer unas obras de interés general. Antes de finalizar dichas obras, Repsol Butano, S.A., concesionario del atraque nº 3 ya amplió su atraque, aumentando la operatividad y tamaño de buques admitidos, con una inversión de 3 M €; habiendo hecho una recepción parcial de las obras, Euroenergo España, S.L., instaló un nuevo punto de atraque en la alineación A para poder operar buques de mayor capacidad que en su otro atraque de Tarragona, con una inversión de 1 M €. Mientras que las empresas Terminales Químicos, S.A., Compañía Logística de Hidrocarburos, S.A. y Terminales Portuarios, S.L. ya han tramitado concesiones de ocupación para recepción y almacenaje con inversiones que ascienden a los 20 M €.

[1] Director de Infraestructuras, Autoridad Portuaria de Tarragona, c/Paseo de la escollera s/n, 43004 Tarragona, ramon.garcia@porttarragona.cat

[2] Director de Planificación Portuaria, Autoridad Portuaria de Tarragona, c/Paseo de la escollera s/n, 43004 Tarragona, joan.borras@porttarragona.cat

[3] Dirección de Infraestructuras, Autoridad Portuaria de Tarragona, c/Paseo de la escollera s/n, 43004 Tarragona, oriol.queralto@porttarragona.cat

[4] Gerente UTE Muelle Química, FCC Construcción, S.A. Avda. Tarradellas, 123 7ª Planta, 08029 Barcelona, mrosetr@fcc.es

[5] Jefe de Obra UTE Muelle Química, FCC Construcción S.A. Muelle Reus s/n, 43004 Tarragona, dblancam@fcc.es

TERMINAL DE EXPORTACIÓN DE FOSFATOS PARA JORDAN PHOSPHATE MINES CO. (JPMC) EN EL GOLFO DE AQABA (JORDANIA, COSTAS DEL MAR ROJO)

J. M. García Muiña[1], A. Mayor Vadillo[2], R. Pillado González[3]

[1,2,3] *Proes Consultores, S.A., C/ General Yagüe 39. 28020, Madrid. jgarcia@proes.es; amayor@proes.es, rpillado@proes.es*

INTRODUCCIÓN

En junio de 2009 Proes Consultores desarrolla la ingeniería de licitación para el concurso EPC de la nueva terminal de fosfatos en el Puerto Sur de Aqaba. El proyecto surge asociado al nuevo desarrollo urbano de la ciudad de Aqaba que se disputa con los terminales industriales del puerto y zonas de alto valor ambiental y turístico por la presencia de arrecifes coralinos en los escasos 25 kilómetros de costa de que dispone Jordania. En abril de 2010 tras resultar el equipo Afcons-FLSmidth-Proes ganador del mencionado concurso se inicia el desarrollo de los trabajos de ingeniería de detalle de la citada planta, que comprenden además del terminal marítimo, todas las infraestructuras civiles de la misma.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto redactado por Proes comprende el desarrollo de la totalidad de la ingeniería civil para la segunda terminal en capacidad de almacenaje y exportación de fosfatos a nivel mundial (con una exportación de unos siete millones de toneladas anuales) siendo responsabilidad de FLSmidth el desarrollo de la ingeniería mecánica y suministro de equipos y de Afcons la ejecución de las obras civiles como contratista principal.

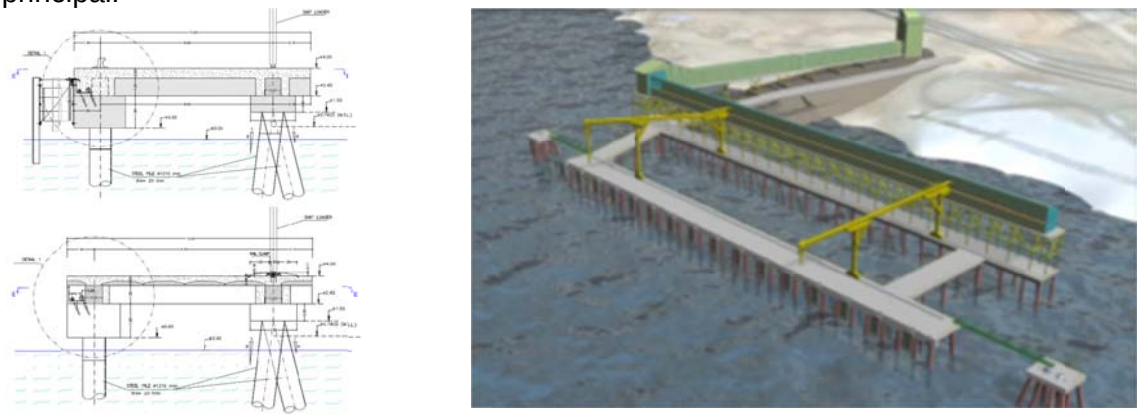


Figura 1. Sección del pantalán principal (exterior) del frente de atraque e infografía desarrollada durante las fases preliminares del proyecto

Como aspectos singulares del proyecto cabe destacar las severas condiciones sísmicas imperantes en la región así como las complejas condiciones geotécnicas del emplazamiento al encontrarse la terminal ubicada sobre un conjunto de formaciones de calizas coralíferas de baja capacidad portante y de significativa potencia.

La estructura marítima se ha desarrollado combinando cimentaciones profundas (pilotes metálicos hincados ejecutados desde pontona de patas, de diámetros en el rango comprendido entre 914 y 1219mm.) dando soporte a un conjunto de elementos prefabricados de hormigón armado siguiendo el esquema de capitel – vigas - prelosas coronados por losas ejecutadas in situ.

La obra se proyecta contemplando dos estructuras tipo pantalán pilotado que corren paralelas a la línea de costa para dar soporte a los carretones de dos cargadores de una capacidad de carga aproximada de 2000 t/h cada uno, con la posibilidad de operación simultánea, quedando el frente de atraque sobre la cota

correspondiente a 23 metros de calado proporcionando 200 metros de línea de atraque continua para recibir buques graneleros de hasta 100.000 TPM sin ningún tipo de restricción. Las estructuras anteriores de soporte de equipos de carga se conectan mediante sendos puentes de acceso rodado para mantenimiento y un elemento intermedio de arriostramiento adicional que garantiza la integridad estructural y condiciones de servicio de la obra, especialmente las tolerancias asociadas a deflexiones verticales y horizontales de los carriles de soporte de los cargaderos así como las relativas al acortamiento / hundimiento de los pilotes de soporte.

El plazo de ejecución de la obra ha sido de dos años y medio y el presupuesto aproximado de la inversión para el terminal completo de unos ciento cincuenta millones de dólares.



Figura 2. Imágenes representativas del grado de avance durante la ejecución de las obras

CONCLUSIONES

La feliz culminación del proyecto ha puesto de manifiesto la capacidad para integrar equipos internacionales multidisciplinares de primer nivel mundial familiarizados con diferentes filosofías de trabajo (España, India, Alemania y Jordania) resolviendo con solvencia muy exigentes condiciones, en particular de cimentación (pilotes sobre calizas de origen coralino) y de cargas ambientales (sismo) para la terminal que exporta la materia prima constituyente de la primera fuente de ingresos del país.



Figura 3. Vista general de la terminal marítima (carga del primer buque)

ASPECTOS PRÁCTICOS Y LECCIONES APRENDIDAS EN 10 AÑOS DE XBLOC®

J. Gutiérrez Martínez, P. Bakker, J.S. Reedijk.

Delta Marine Consultants, H. J. Nederhorststraat 1, P.O. Box 268, 2800 AG Gouda, The Netherlands.

j.gutierrez.martinez@dmc.nl, p.bakker@dmc.nl, b.reedijk@dmc.nl

INTRODUCCIÓN

Desde el año 2001, Delta Marine Consultants ha venido desarrollando un innovador bloque de hormigón diseñado para la protección a largo plazo y en condiciones extremas de diques rompeolas y de la línea de costa.

El bloque, denominado Xbloc®, es un elemento sencillo, robusto y fiable para constituir el manto principal del dique.

El Xbloc® fue introducido en el mercado en 2003 y su primera aplicación se realizó en 2003-04 en Indonesia. Desde entonces, el Xbloc® ha sido empleado en multitud de rompeolas y protecciones costeras en todo el mundo.

Tras diez años en el mercado global, el Xbloc® ha demostrado su alto rendimiento frente a diferentes condiciones climáticas en más de 20 proyectos en multitud de países, tales como Polonia, EAU, Australia, Panamá, Indonesia e Irlanda. Los proyectos con Xbloc® han sido ensayados en multitud de laboratorios de hidráulica en todo el mundo y en el propio canal de ensayos 2D de DMC.

La eficiencia de Xbloc® se basa en su diseño, posee una gran estabilidad hidráulica en el manto de protección y suficiente robustez como elemento individual. Además, la alta porosidad del manto de protección de Xbloc® minimiza el rebase y redunda en una importante reducción en la necesidad de hormigón y por tanto en la producción y colocación de menor número de unidades en el manto.

OBJETIVO

Durante las últimas décadas, Delta Marine Consultants (DMC) ha adquirido una extensa experiencia en el diseño de diques rompeolas y protecciones costeras. Tras el desarrollo del Xbloc®, DMC ha estado implicado en el diseño, ensayos en modelo físico y la construcción de multitud de proyectos en todo el mundo.

El objetivo de este documento es compartir las experiencias adquiridas en los proyectos de Xbloc® que han sido construidos en los últimos 10 años y proveer una visión general e información sobre la aplicación y construcción de estas unidades para mantos monocapa. Los bloques Xbloc® han sido aplicados en todos los continentes con resultados satisfactorios en situaciones climáticas extremas

En el presente documento, se integran algunos de los proyectos de aplicación de Xbloc®, incluyendo aspectos prácticos como la fabricación, manipulación y acopio de las unidades y aspectos sobre la colocación de estos elementos y la relación costes-beneficios que puede ser alcanzada con el uso del Xbloc®.

Las bases de diseño, la estabilidad hidráulica y la integridad estructural será brevemente tratada, pues sería objeto de otra extensa exposición.

En resumen, se realizará una revisión de la última década de los proyectos realizados con Xbloc® centrándonos en la experiencia adquirida en la fabricación y la colocación de estos innovadores bloques de protección para mantos monocapa.

ASPECTOS PRÁCTICOS Y BASES DE DISEÑO

Bases de diseño

Entre las bases de diseño, la más importante es el diseño de la unidad en sí mismo. El aspecto geométrico y las formas de los bloques caracterizarán el rendimiento del elemento estructural, tanto de forma individual como en conjunto en el manto de protección.

Guía de diseño con Xbloc

Como resultado de estos años de experiencia, Delta Marine Consultants, ha elaborado la Guía de Diseño con Xbloc. Esta guía de diseño es un compendio de todas las experiencias adquiridas durante los ensayos en modelos a escala, tanto 2D como 3D, así como durante la ejecución y dirección de los proyectos ejecutados con Xbloc. El objetivo de dicho documento es compartir dichas experiencias con los ingenieros que trabajan en la realización de los diseños con los bloques Xbloc. Aunque el tamaño del bloque se determina fundamentalmente por las condiciones de diseño de oleaje, existe un número de fenómenos que pueden requerir la aplicación de un tamaño mayor de bloque, estos fenómenos fueron estudiados durante estos años y vienen recogidos en esta guía. Así mismo, se incluyen detalles típicos tales como la protección de pie de talud, la cresta, las transiciones entre distintos tamaños de bloques y el morro de los diques.

Estabilidad Hidráulica

El manto de protección de Xbloc® presenta una gran estabilidad hidráulica. Para el diseño con estos bloques se debe aplicar un valor de K_D (coeficiente de estabilidad en la fórmula de Hudson) de 16 (sección del tronco) y 13 (en la sección del morro). El coeficiente de estabilidad del Xbloc® es el mismo para olas en rotura y no rotura; además, el Xbloc® tiene un margen de seguridad del 20% como mínimo sin daño sobre el manto de protección.

Los bloques Xbloc® encuentran de forma natural una posición estable en el talud debido a su geometría y su auto-reparación sobre el manto, tras sufrir daños, se ve reforzada por su trabazón automática (interlocking). Igualmente, la alta porosidad del manto de protección del Xbloc® minimiza el rebase y conduce a una significante reducción en la necesidad de hormigón y en una menor cantidad de unidades a producir y colocar.

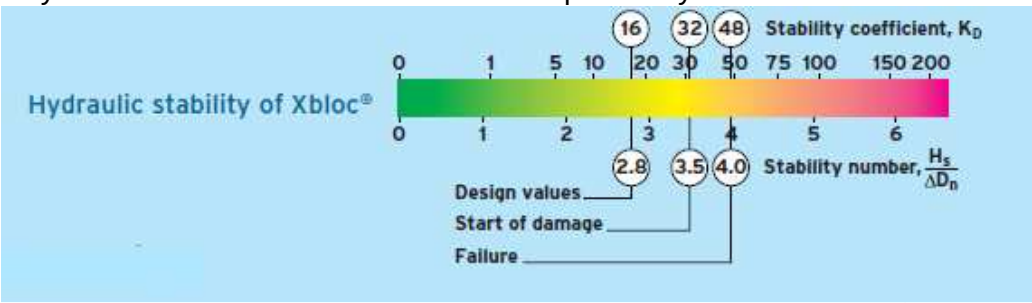


Figura 1. Valores de diseño para el manto de protección con Xbloc®.

Xbase®

Uno de los factores más críticos en relación al diseño y construcción de diques en talud es la berma de protección de pie de talud. En general, se ejecuta una berma convencional de roca o bloques de hormigón. Sin embargo, bajo condiciones extremas, tales como una profundidad limitada o un mar de fondo constante, la construcción de una berma de protección fiable puede ser difícil y costosa económicamente. Para estas condiciones, se desarrolló una unidad especial para su uso conjunto con el Xbloc® tras el desarrollo del mismo, la Xbase®. La Xbase® puede ser colocada plana sobre los filtros de escollera, lo cual hace que la colocación de esta primera fila de bloques sea más sencilla y precisa.

La Xbase® se deriva de la unidad Xbloc® (por eliminación de una de las narices) lo que resulta en una base plana, un centro de gravedad bajo y un peso que equivale al 88% del correspondiente a una unidad del manto. Debido a su forma, la unidad tiene bajos coeficientes de arrastre y de inercia.

En 2005 y 2006 se llevaron a cabo ensayos hidráulicos en modelo 2D y 3D en varios laboratorios y se comprobó el rendimiento de la Xbase®: tiene gran estabilidad y se coloca fácilmente.



Figura 2. Encofrado y unidades Xbase® en Bar Beach Lagos, Nigeria.

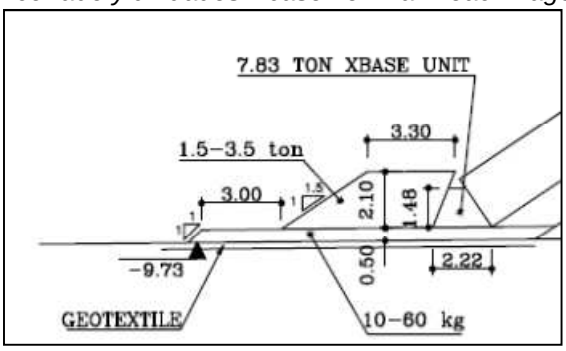


Figura 3. Ejemplo de diseño con Xbase®.

Integridad estructural.

La integridad estructural del Xbloc® se evaluó usando:

- Ensayos de caída con prototipos (Países Bajos, Irlanda y Georgia)
- Cálculos con elementos finitos (FE)



Figura 4. Xbloc® modelado en 3D y Test de caída libre.

Todos los estudios y las experiencias en ejecución de proyectos muestran que el Xbloc® es una unidad estructuralmente fuerte, capaz de resistir las cargas esperadas durante su vida útil desde la producción hasta su operatividad. Para la fabricación de los bloques se puede emplear un hormigón ordinario 25/30 para bloques de hasta 9m^3, 30/37 para bloques entre 10 y 14m^3 y 38/45 para bloques más grandes que 15m^3.

Parámetros de Diseño.

El tamaño de unidades varía entre volúmenes de 0.75 a 20m^3, en función del estado extremal de mar.

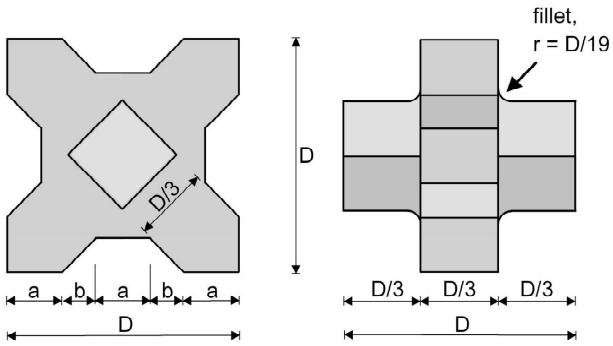


Figura 5. Alzado y perfil

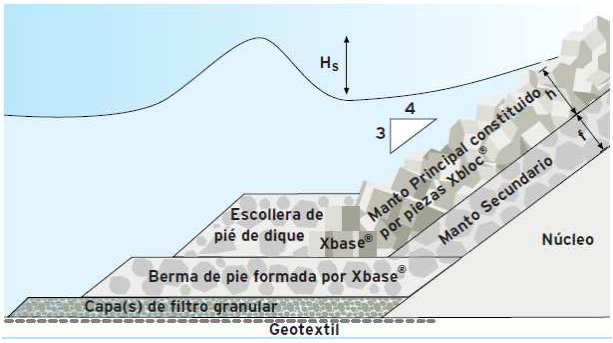


Figura 6. Sección típica de dique en talud con Xbloc®

Las ecuaciones y la tabla de diseño están basadas en:

Talud	3V : 4H
$\rho_{hormigón}$	2400 kg/m³
$\rho_{agua\ mar}$	1030 kg/m³
K_D	16 para la sección de tronco, 13 para la sección de cabeza [las piezas en la sección de cabeza son un 25% más pesadas que en la sección de tronco]

Volumen por unidad Xbloc® :

$$V = \left[\frac{H_S}{2.77\Delta}\right]^3 ; \Delta = \left[\frac{\rho_c}{\rho_w} - 1\right]$$

Altura de la unidad Xbloc®: $D = \sqrt[3]{3 \cdot V}$

Espesor del manto: $h = 0.97 \cdot D$

En la siguiente tabla se muestran los parámetros de diseño para las diferentes dimensiones y volúmenes de unidades de Xbloc® relacionados con la ola de diseño.

Volumen de la pieza	Altura de ola de diseño	Altura de la pieza	Peso de la pieza	Espesor del manto principal constituido por Xbloc®	Densidad [número de piezas	Volumen de hormigón por m²	Incremento de malla de aconsejado horizontales pendiente		Porosidad del manto principal constituido con Xbloc®	Gradación Standard del manto secundario	Espesor del manto secundario
V [m³]	H_s [m]	D [m]	W [t]	h [m]	N [1/100m²]	[m³/m²]	D_x [m]	D_y [m]	[%]	[t]	f [m]
0.75	3.35	1.31	1.8	1.3	70.03	0.53	1.73	0.83	58.7	0.06-0.3	0.8
1	3.69	1.44	2.4	1.4	57.81	0.58	1.90	0.91	58.7	0.06-0.3	0.8
1.5	4.22	1.65	3.6	1.6	44.12	0.66	2.18	1.04	58.7	0.3-1.0	1.3
2	4.65	1.82	4.8	1.8	36.42	0.73	2.40	1.14	58.7	0.3-1.0	1.3
2.5	5.01	1.96	6.0	1.9	31.38	0.78	2.58	1.23	58.7	0.3-1.0	1.3
3	5.32	2.08	7.2	2.0	27.79	0.83	2.75	1.31	58.7	0.3-1.0	1.3
4	5.86	2.29	9.6	2.2	22.94	0.92	3.02	1.44	58.7	0.3-1.0	1.3
5	6.31	2.47	12.0	2.4	19.77	0.99	3.26	1.55	58.7	1.0-3.0	1.8
6	6.70	2.62	14.4	2.5	17.51	1.05	3.46	1.65	58.7	1.0-3.0	1.8
7	7.06	2.76	16.8	2.7	15.80	1.11	3.64	1.74	58.7	1.0-3.0	1.8
8	7.38	2.88	19.2	2.8	14.45	1.16	3.81	1.82	58.7	1.0-3.0	1.8
9	7.67	3.00	21.6	2.9	13.36	1.20	3.96	1.89	58.7	1.0-3.0	1.8
10	7.95	3.11	24.0	3.0	12.45	1.25	4.10	1.96	58.7	1.0-3.0	1.8
12	8.44	3.30	28.8	3.2	11.03	1.32	4.36	2.08	58.7	1.0-3.0	1.8
14	8.89	3.48	33.6	3.4	9.95	1.39	4.59	2.19	58.7	3.0-6.0	2.4
16	9.29	3.63	38.4	3.5	9.10	1.46	4.80	2.29	58.7	3.0-6.0	2.4
18	9.67	3.78	43.2	3.7	8.42	1.52	4.99	2.38	58.7	3.0-6.0	2.4
20	10.01	3.91	48.0	3.8	7.85	1.57	5.17	2.47	58.7	3.0-6.0	2.4

Tabla 1. Parámetros de diseño calculados para Xbloc® .

Aspectos prácticos.

Producción

Se pueden emplear encofrados de acero para la fabricación en serie de grandes cantidades de bloques. Se han desarrollado varios diseños de encofrados, los cuales consisten en dos secciones de acero con formas angulares. Los encofrados son ensamblados vertical u horizontalmente y pueden ejecutarse sobre ruedas o sobre raíles.



Figura 7. Encofrados de Xbloc® verticales y horizontales en Dunquerque, Francia y Das Island, EAU.



Figura 8. Encofrados verticales de Xbloc® sobre ruedas en Sri Lanka.

El hormigonado es fácil debido a la existencia de grandes aperturas en la parte superior y trampillas en las narices de los moldes para vibrar el hormigón. Se puede hormigonar con cubas, por bombeo con trompas, directamente desde camión desde un nivel superior o con pequeñas cintas transportadoras portátiles. La mezcla recomendada, que es supervisada por el equipo de DMC, varía de 25/30 para bloques de hasta 9m^3, 30/37 para bloques entre 10 y 14m^3 y 38/45 para bloques más grandes que 15m^3. Tras el desencofrado, se debe realizar el curado del hormigón para evitar las grietas debidas a la retracción.



Figura 9 Hormigonado de Xbloc® en Dunquerque, Francia y en Swinoujscie, Polonia.



Figura 10. Hormigonado de Xbloc® en Swinoujscie, Polonia y vibración de la nariz del Xbloc®.

En la zona del parque de fabricación, los bloques pueden ser manipulados con la ayuda de una carretilla elevadora, un cargador frontal sobre neumáticos, una retroexcavadora con pinzas, una grúa telescópica sobre neumáticos, una grúa de celosía o una grúa torre con pinzas o eslinga. Los bloques se pueden acopiar de distintas maneras, como por ejemplo lado con lado como en un muro de ladrillos a media caña. El acopio de unidades se puede realizar en una, dos e incluso tres alturas, dependiendo de la capacidad portante del terreno y del peso de los bloques. Usando este modelo, el área necesaria para el acopio de unidades es de $0.72D^2$ por unidad para una altura y de $0.36D^2$ por unidad para el acopio en dos alturas (D= altura del bloque).



Figura 11. Manejo y acopio de unidades con una grúa torre en Swinousjcie, Polonia y con carretilla elevadora en Dunquerque, Francia.

Durante la fabricación de los Xbloc®, el equipo de DMC lleva a cabo visitas de obra para supervisar el proceso de producción y asesorar sobre las posibles dudas surgidas o los defectos en la fabricación (hormigonado, curado, daños, fisuras por retracción, exceso de poros, etc)



Figura 12 Acopio en tres alturas en Panamá y parque de fabricación y acopio en Indonesia.



Figura 13. Zona de acopio en Poti, Georgia.

Como ejemplo, en Pointe Noire (Congo), se fabricaron y colocaron un total de 2172 unidades de $3m^3$ y 422 unidades de $4m^3$. Los bloques se hormigonaron “in situ” mediante el empleo de 15 encofrados Xbloc® de acero, los cuales fueron fabricados en los Países Bajos y transportados a Congo.

Tras encontrar algunas dificultades durante el desencofrado se llegó a la conclusión de que los encofrados se deben situar sobre una superficie plana y horizontal, pues en caso contrario el encofrado no se puede abrir de forma gradual y se pueden causar daños a los bloques.

Durante las primeras series de fabricación de bloques, se encontraron algunas fisuras en la parte baja del pliegue interior de las patas. En función de la mezcla de diseño dichas fisuras pueden desarrollarse cerca de los ángulos del encofrado, tales como en la parte alta de la pata inferior del Xbloc®. Para reducir el desarrollo de estas fisuras, se taladraron una serie de perforaciones en el encofrado alrededor de la parte baja del ángulo inferior. Con estas perforaciones el agua no quedaba atrapada en la esquina y podía fluir hacia el exterior. Tras la ejecución de estos taladros, se comprobó que no se produjeron más fisuras. Las perforaciones tenían un diámetro de 6mm y se taladraron de acuerdo a un patrón tal y como se muestra en la figura inferior. Es esperable que esta solución pueda ser también aplicada satisfactoriamente en la reducción de fisuras en los ángulos de bloques con similar geometría.

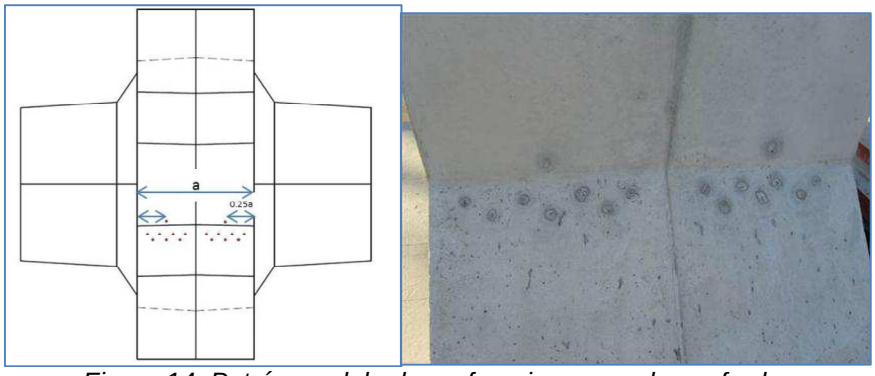


Figura 14. Patrón modelo de perforaciones en el encofrado.

Transporte

El transporte usual de los bloques se realiza por medio de camiones plataforma o góndolas. No obstante, para optimizar los costes del transporte, se puede realizar el transporte marítimo de los Xbloc® para cubrir largas distancias o para evitar congestionar zonas de operación o almacenamiento en zonas portuarias.



Figura 15. Transporte mediante pala cargadora de neumáticos y con camión plataforma desde la zona de acopio hasta la zona de obras del dique.

En función de los tamaños de Xbloc®, la capacidad de las barcazas o pontonas y las condiciones de oleaje del agua, el uso de medios marítimos puede ser más rentable en relación con otras alternativas (tales como fabricación “in situ” y transporte por carretera, debido a los grandes gastos en recursos energéticos y en mano de obra). Por ejemplo en Gorgon, Australia los bloques se fabricaron en Indonesia y se transportaron hasta las obras en pontonas y barcazas.

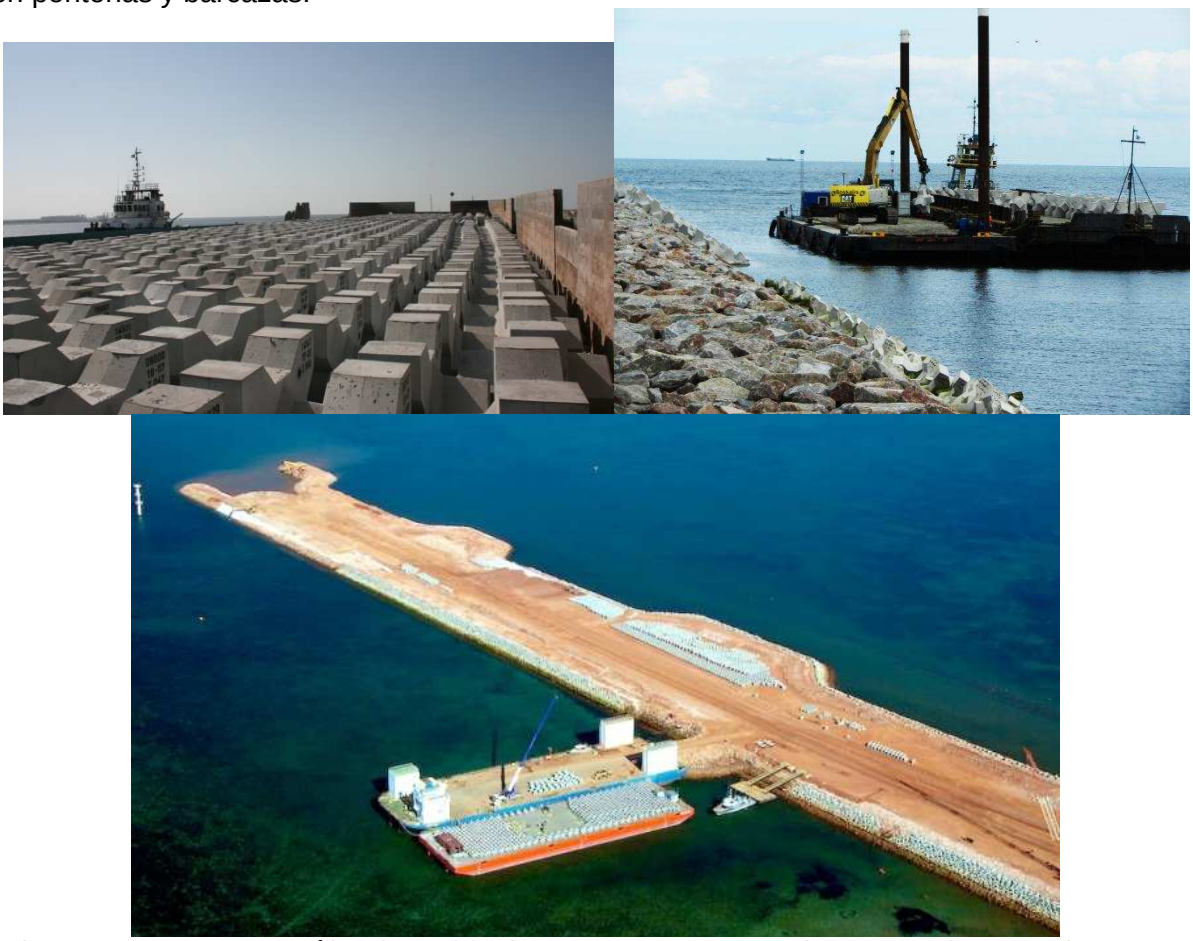


Figura 16. Transporte marítimo hasta las obras con pontonas en Zakum, EAU, descarga de pontona para colocación directa desde plataforma en el agua en Swinouscje, Polonia y pontona con Xblocs en en Gorgon (Australia).

En proyectos recientes como Swinoujscie en Polonia, Zakum y Das Island en la zona del Golfo Arábigo, Poti en Georgia y Gorgon en Australia se han empleado barcazas y pontonas para el transporte de los bloques desde la zona de acopio hasta la zona de obras.

Colocación

La colocación de las unidades Xbloc® y Xbase® se puede realizar de diferentes maneras. Xbloc® es sencillo de colocar en comparación con la primera generación de bloques para mantos monocapa pues no necesita una orientación específica para cada elemento individual. El principal objetivo es conseguir una malla correctamente colocada de acuerdo a las especificaciones. Cada unidad debe ser elevada de tal forma que una de las patas esté señalando hacia abajo como se observa en la Figura 18 y debe ser posible que rote sobre su eje para alcanzar una posición estable. Las unidades Xbloc® y Xbase® pueden ser colocadas mediante una retroexcavadora o una grúa de celosía ambas equipadas con eslingas, pinzas o grapas. También es posible perforar la nariz de la Xbase® y pasar una eslinga a través de ella para elevarla (ver Figura 21).

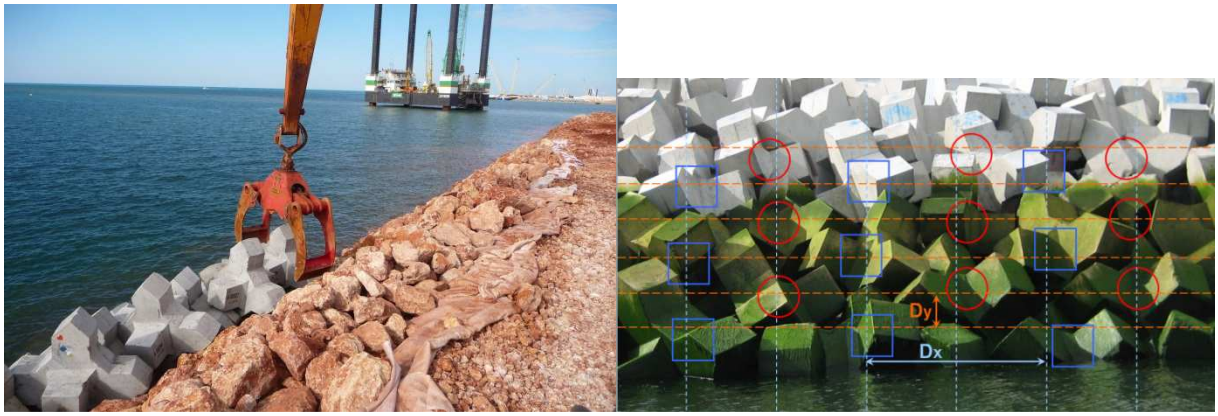


Figura 17. Colocación con retroexcavadora con grapa en Gorgon (Australia) y ejemplo de malla de colocación.

Es preferible y aconsejable acompañar el uso de eslinga con un gancho de liberación rápida, de tal forma que se habilite al gruísta a liberar de forma fácil y rápida la eslinga sin necesidad de la ayuda de buzos bajo el agua o de peones en la colocación fuera del agua.



Figura 18. Eslinga para la colocación, gancho de liberación rápida y bloque eslingado.

Donde sea posible, es preferible la colocación de los bloques por medio de retroexcavadora, pues se consigue una colocación más precisa y minimiza los movimientos incontrolados en el plano horizontal. No obstante, se debe comprobar si se cumple la normativa de seguridad específica que permita el uso de la retroexcavadora con fines de elevar carga. En el extremo del brazo, pude ser instalado un sistema de rotación para rotar el bloque y conseguir con facilidad la orientación correcta que permita al operador orientar la unidad antes de su colocación definitiva.

Para conseguir la correcta “packing density” se requiere una orientación aleatoria. La posición individual de cada unidad será proporcionada por DMC en los planos de colocación. Aunque no es necesaria una orientación individual de los bloques en el talud, sí es aconsejable variar la orientación de dichas unidades, pues ello facilita alcanzar la necesaria “packing density”.

Es aconsejable la construcción de triángulos durante la colocación. Cuando se construye el triángulo se coloca un número determinado de unidades en la primera fila que depende del alcance de la grúa y de la cantidad de posiciones diferentes que puede conseguir la

propia grúa. Luego, tras la construcción de dicho triángulo se coloca un número determinado de unidades en la primera fila de la sección y tras ello el mismo número de unidades se coloca en la siguiente fila. Esto puede continuar hasta la cresta del dique. Entonces la grúa se moverá hacia la siguiente posición y se puede construir otra sección (sección 2). Esto está esquematizado en la figura inferior.

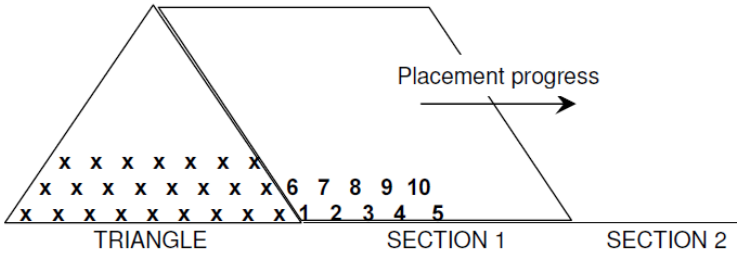


Figura 19. Esquema de colocación.

En base a la experiencia de los proyectos ejecutados, los rendimientos que se alcanzan oscilan entre 2-8 unidades/ hora para las dos primeras filas y 8-25 unidades/ hora para el resto de filas

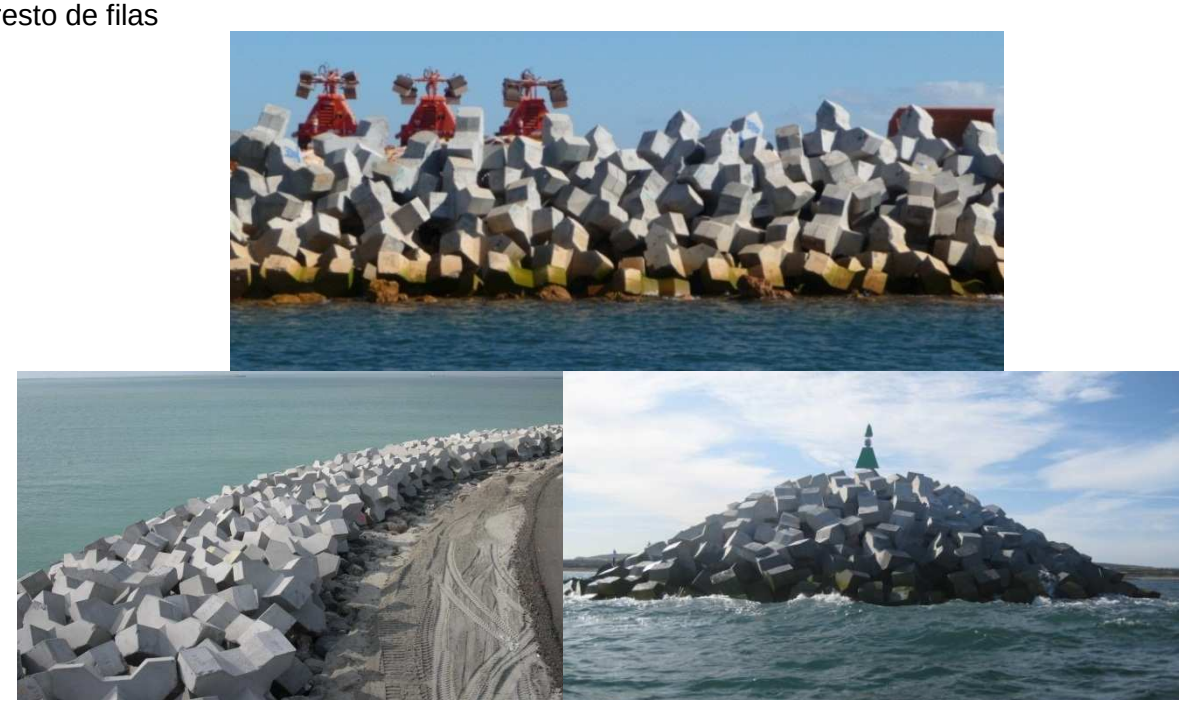


Figura 20. Manto de Xbloc® colocados aleatoriamente en una sección de tronco en Gorgon, Australia, en sección curva en Dunquerque, Francia y en sección de morro en Caladh Mor, Irlanda.



Figura 21. Colocación con grúa telescópica con eslinga en Swinouscje, Polonia (izda.) y con grúa de celosía también con eslinga en Abu Dhabi (dcha.).

Por otra parte, cabe mencionar que en cada proyecto se realizan periódicas visitas a las obras para supervisar y aconsejar sobre la colocación de las unidades realizando el seguimiento del progreso de los trabajos. Así mismo, se realizan reuniones de formación inicial con el personal implicado en la producción, manejo y colocación de los bloques. Como punto de partida, durante la visita inicial se ejecuta una colocación “en seco”, en tierra sobre un talud para evaluar la precisión y aconsejar sobre el procedimiento de colocación de los Xblocs®.



Figura 22. Colocación de Xbloc® con retroexcavadora equipada con eslinga, rotor y Echoscope(izda.). Pantalla en el interior de la cabina con imágenes en tiempo real en 3D proporcionadas por el Echoscope de la colocación bajo el agua de los bloques(dcha.)

Antes cualquier operación de colocación de los bloques, se deben comprobar los perfiles tanto de la berma de protección del pie de talud como de la capa de filtro y en la siguiente etapa se debe realizar el seguimiento de la colocación bajo el agua. La colocación de las Xbases® y de la primera fila de bloques es crucial para la estabilidad del manto de protección. Las opciones más aconsejables para realizar este seguimiento son a través de buzos o mediante Echoscope, dependiendo siempre del estado de mar.

El Echoscope se ha revelado como una herramienta muy útil y práctica para los contratistas, pues mejora los rendimientos y la colocación de los bloques. No obstante, si el estado de mar es bueno y los buzos entienden el objetivo de su supervisión durante la colocación, esta opción es las más indicada. Finalmente, es aconsejable comprobar de forma regular las unidades colocadas para comprobar la trabazón entre unidades y el apoyo sobre la capa inferior.

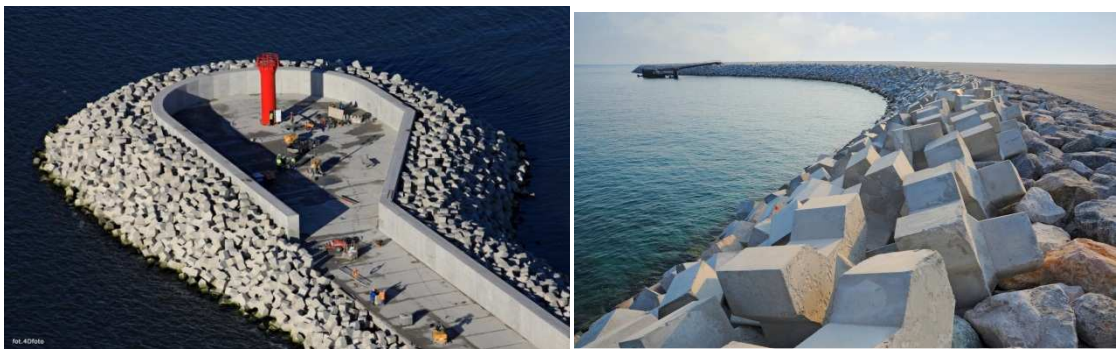


Figura 23. Unidades Xbloc® en Swinouscje, Polonia(izda., D4DFoto) y Upper Zakum EAU (dcha.)



Figura 24. Xbloc® en defensa costera en Bar Beach, Nigeria (izda.)



Figura 25. Xbloc en el morro y tronco del dique de Gorgon en Australia.

Relación costes-beneficios

El Xbloc® es la unidad más económica disponible para mantos monocapa. El promedio de ahorro producido por la aplicación de mantos de bloques Xbloc® (se necesita menos hormigón) es de hasta un 15% en comparación con otros bloques para mantos monocapa. La diferencia estriba en las formas angulares de los bloques Xbloc® en comparación con otras unidades de formas más afiladas. Esta forma angular da como resultado distancias más grandes entre las unidades del manto y por tanto conduce a una “packing density” baja. Además, como no existen unos requerimientos específicos sobre la orientación individual de las unidades para conseguir una buena trabazón (interlocking), la colocación de los bloques es sencilla, reduciendo los tiempos y costes de construcción.

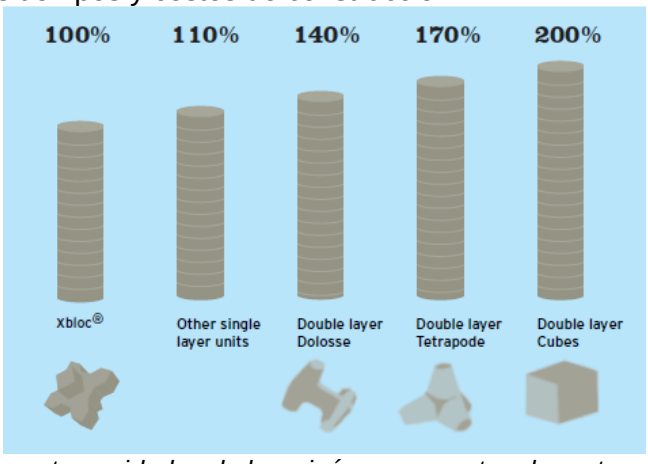


Figura 26. Costes de las diferentes unidades de hormigón para mantos de protección en porcentajes.

CONCLUSIONES

El desarrollo del Xbloc® surgió ante los problemas que encontraban las compañías contratistas en la colocación de los bloques artificiales y los rendimientos o vida útil que proporcionaban dichas unidades en los mantos monocapa. Tras una extensa investigación consistente en ensayos hidráulicos 2D y 3D en modelo físico, ensayos destructivos con unidades prototipo de $4m^3$, análisis de integridad estructural de los bloques mediante el uso de cálculos por elementos finitos, estudios de logística, estudios de fabricación, de acopio y de colocación de las unidades, así como comparativas con los bloques existentes en proyectos actuales, en el año 2003 el Xbloc® se convirtió en una realidad.

Durante los últimos diez años el Xbloc® ha sido aplicado en gran variedad de condiciones climáticas en los distintos continentes del mundo, que han probado el rendimiento de los bloques colocados en el mar, llevando al equipo de DMC a emplear las experiencias adquiridas en cada proyecto para incluir mejoras en los campos de diseño, fabricación y colocación de los bloques Xbloc®.

La colocación aleatoria en los mantos monocapa, el menor uso de hormigón en comparación con otras unidades para mantos monocapa y los altos rendimientos durante dicha colocación (pues no hay requerimientos especiales para las unidades de forma individual para alcanzar una buena trabazón) lo convierten en una solución económica. Además, la estabilidad del manto de protección, la integridad estructural de las unidades y la estabilidad hidráulica de este bloque de protección han sido probados en todo el mundo durante la última década. Igualmente, estos proyectos han llevado a mejoras en la producción y la colocación, resultando en una unidad de fácil uso, con un encofrado sencillo, que puede ser fabricada por un contratista local y que puede alcanzar grandes tasas de producción debido a la facilidad de hormigonado gracias a las grandes aperturas que poseen los moldes y a que necesita un área limitada de acopio, puesto que se puede realizar una configuración de acopio de diseño compacto en varias alturas.

En conclusión, la exitosa aplicación del Xbloc® durante los últimos diez años ratifica este bloque de hormigón para mantos monocapa como una innovadora, fiable y eficiente solución para la protección de diques rompeolas y de la línea costera.

REFERENCIAS

- Guidelines for Xbloc® Concept Design (2011), DMC (Delta Marine Consultants, Gouda, the Netherlands).
- Van Zwicht, B., Bakker, P., van den Boes, J., Pol, B. (2013) The extension of the Pointe Noire breakwater-Congo.
- Van Gelderen, P., Auld, S. Innovative technique for single armour layer unit placement.
- Xbloc® development. Xbloc® modified toe unit, 2005-2006, DMC (Delta Marine Consultants, Gouda, the Netherlands).
- Van den Berge, A., Canto, R., van Tonder, A. Placement of a modified Xbloc® toe under extreme swell conditions at Swakopmund, Namibia. 30th ICCE 2006 California, USA
- Xbloc® toe unit information, DMC (Delta Marine Consultants, Gouda, the Netherlands).

"PROYECTO Y OBRAS DE CAPTACIÓN Y VERTIDO DE AGUA DE MAR PLANTA DE REGASIFICACIÓN DE EL MUSEL - ENAGÁS"

J. A. Cerezo Macías, A. Bravo Blanco, M. Gómez Irigaray, J.M. García Muiña y A. C. Flores Farías

PROES Consultores, S.A. C/ General Yagüe 39, 28020 Madrid
acerezo@proes.es , abravo@proes.es , mgomez@proes.es , jgarcia@proes.es , aflores@proes.es

INTRODUCCIÓN

ENAGÁS contrató la ejecución de la ingeniería, suministro y construcción, bajo la modalidad de "llave en mano", de la Obra Civil de Captación y Vertido de Agua de Mar para la Planta de Regasificación de GNL de Gijón (Puerto de El Musel) Enagás, S.A., a la UTE VIAS – PROES. Dentro de este alcance, PROES desarrolló los correspondientes proyectos constructivos, la asistencia técnica y la supervisión del control de calidad durante la realización de las obras, y la dirección facultativa de las mismas.

Entre los aspectos destacables de este proyecto, se pueden citar la optimización lograda en la etapa de diseño de las obras y la singularidad de haber resuelto de forma totalmente satisfactoria la ejecución de la cántara de bombeo mediante un recinto de pantallas ejecutado en suelos arenosos totalmente saturados de agua. Otro reto exitosamente completado durante las obras fue el tendido de tuberías a través del dique existente, cumpliendo con los estrictos requerimientos de fiabilidad, funcionalidad y operación del dique durante la instalación de los tubos y la posterior reconstrucción del mismo.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Básicamente, el sistema de captación está constituido por una doble canalización de tubería de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) de 2.400mm de diámetro que conduce el agua del mar a través del dique existente hasta un recinto denominado cántara de bombeo. Este recinto, compuesto perimetralmente por muros pantalla de 24,50metros de altura conforma una cántara de dimensiones en planta de 45,0m por 21,34m y una profundidad de 12,31m. La función de esta cámara es la de retener el agua en cuantía suficiente para alimentar las bombas de proceso y del sistema anti-incendios necesarias para el correcto funcionamiento de la planta regasificadora. Asimismo, dicho recinto, está equipado con rejas manuales y automáticas para el desbaste del agua entrante, así como de un sistema de compuertas que permiten el vaciado de la cántara y el aislamiento de las conducciones, permitiendo la captación de agua a través de una única tubería en situaciones de mantenimiento sin necesidad de parar la producción de gas.

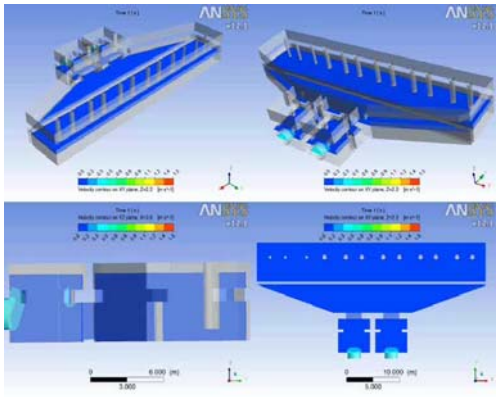


Figura 1. Gráficos del Modelo CFD de la Cántara de Bombas optimizado.

En la fase de proyecto, y mediante un detallado análisis de la cántara utilizando modelos CFD (Computational Fluid Dynamics, software comercial Ansys Fluent), se realizó, una optimización hidráulica mejorando el flujo hidráulico desde la entrada hasta la alimentación de las bombas y reduciendo considerablemente sus dimensiones, lo que permitió una mejora tanto desde el punto de vista funcional como constructivo.

El alcance de los trabajos incluía también el sistema de vertido, cuya finalidad era el retorno del agua proveniente de las actividades de proceso al mar. Éste sistema está dividido en dos tramos; el primero para la parte terrestre, que consiste en una doble conducción de tubería de hormigón armado de 2.500mm de diámetro; y el segundo para la parte marina, que consiste en una conducción doble de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) de 2.400mm de diámetro. Para el cambio de materiales del emisario, se ejecutó una arqueta submarina de hormigón armado de 400tn de peso, con dimensiones en planta de 10,20m por 5,75m y una altura de 6,90 m. Esta arqueta fue parcialmente prefabricada y posteriormente finalizada “in situ”.



Figuras 2 y 3. Construcción de la Cámara de Bombas.



Figuras 3 y 4. Colocación de tuberías de captación y vertido de agua de mar.

CONCLUSIONES

La ejecución de ciertas obras marinas lleva asociado la consideración de severos condicionantes constructivos. Esta obra constituye un ejemplo claro sobre la premisa de que una cuidadosa optimización del diseño unido a la viabilidad de los procesos constructivos propuestos, constituyen una base solida para el éxito del proyecto.

FILTROS EN ESTRUCTURAS MARÍTIMAS: DEFINICIÓN, CONTROL, FALLOS Y MEDIOS PARA SU DETECCIÓN

M.L. Magallanes Fernández[1], J. Casanueva Arpide[2]

1. CMC Ingenieros, Urb. Arcoiris, nº42,39100 Bezana, Cantabria mmagallanes@cmcingenieros.es
2. CMC Ingenieros, Urb. Arcoiris, nº42,39100 Bezana, Cantabria. jca@cmcingenieros.es

INTRODUCCIÓN

El diseño de filtros entre capas de materiales de diferente granulometría tiene una formulación sencilla. Sin embargo, un mal diseño, un error en la selección del material, una reducción en el control de su espesor, la falta de continuidad o el incorrecto diseño en puntos singulares pueden provocar fallos durante la vida útil de la obra, que, si bien, no provocan la ruina de la misma sí pueden interferir en la explotación y uso, siendo habitual que la reparación no corrija el problema sino su efecto, pudiendo sucederse las patologías de fallo, en el mismo punto o en áreas adyacentes.



Figura 1. Socavón en el Pavimento por fallo en Filtro

DISEÑO

Las formulaciones habituales de diseño de los materiales granulares actuando como capas de filtro son sencillas.

Es habitual la redundancia en el diseño de los filtros, de forma que para que exista una fuga generalizada de material deben producirse fallos sucesivos. Este ejemplo suele darse en las juntas entre cajones de muelle, en los que además de colocar un material grueso en la junta, se disponen tubos - obturador en los extremos de la misma pudiendo añadirse geotextil en el lado del relleno de trasdós.

El uso de geotextiles en las obras marítimas, está supeditados a: el tamaño del material a utilizar bajo y sobre el geotextil; el método de colocación del material granular (normalmente por vertido), y el método de colocación y protección del propio geotextil.

Por otra parte, resulta imprescindible analizar el problema que es tridimensional, y detectar aquéllas zonas que más allá de las 2 dimensiones de una sección tipo, también deben ser protegidas de fuga de material, como extremos de muelle, zona superior de cajones (zona sobre la propia junta o contenciones laterales), etc.

CONTROL

Durante la construcción, es obligatorio que la Dirección de Obra rediseñe el material o capa de filtro en función de los materiales realmente empleados y no los definidos en el Proyecto ya que es práctica habitual admitir cambios en sus características de granulometrías y tamaños máximos y mínimos por disponibilidad real de las canteras locales.

Por otra parte, también resulta recomendable realizar pruebas de colocación, especialmente en el caso de uso de geotextiles para comprobar la resistencia del mismo a punzonamiento y decidir cómo actuar si se observan desgarros en las pruebas, incluyendo la protección del propio geotextil.

Resulta obligado esmerar la ejecución en la zona de mayor gradiente hidráulico afectada por la influencia de la marea, en donde el agua, al menos una vez al día, realiza la labor de intentar mover el material por cualquier junta o hueco que no haya sido correctamente sellado. Es por esto, que en el proceso de ejecución, los responsables de la calidad de la Obra deben ser conscientes de este problema, ya que un bajo incremento de coste (selección de material con granulometría adecuada, colocación de un geotextil, control geométrico) puede reducir costes de mantenimiento y mejorar la explotación del muelle.

FALLO DE FILTRO. TIPOS DE RECONOCIMIENTOS PARA SU DETECCIÓN

Una vez que se ha producido el fallo, normalmente local, del filtro, la localización de la zona por la que se está produciendo la fuga del material es, con los medios actuales, prácticamente imposible, con la excepción de algunos casos muy puntuales como puede ser la coincidencia con las juntas entre cajones. Sin embargo, en función de los materiales que conforman la explanada, la consecuencia de este fallo puede ser progresivo, detectándose un hundimiento continuado en el tiempo, o instantáneo como el que refleja la Figura 1. Estos últimos provocan una mayor inseguridad y obligan al gestor a estudiar con detalle la explanada para detectar posibles cuevas bajo el pavimento que puedan crear condiciones de riesgo en el uso de la misma. El análisis puede plantearse mediante combinación de técnicas no destructivas como el georradar 3D y la tomografía eléctrica y/o reconocimientos directos como los penetrómetros dinámicos y las calicatas. En todos los reconocimientos que se proponen existe el límite de la profundidad de detección, con excepción de los penetrómetros.

Georradar 3D

Esta técnica reconoce el terreno de una manera prácticamente continua (cuadrículas con mallas de 7 x 3 cm) y alcanzan profundidades de hasta 3 metros (rango de frecuencias entre 100 y 2.000 Mhz). La resolución de este método permite detectar huecos y otro tipo de anomalías (cambios bruscos en la naturaleza y densidad de los materiales, posibles zonas con lavado de finos, etc.) con tamaños (~ Ø) mayores o iguales a los 10-15 centímetros.

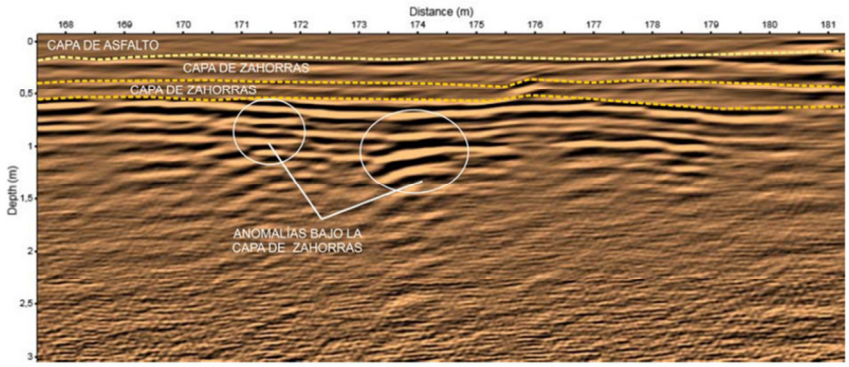


Figura 2. Reconocimiento con Georradar 3D

Tomografía Eléctrica

Los perfiles de tomografía eléctrica reconocen solamente el terreno existente bajo el plano vertical de su trazado (reconocimiento en 2D). La ventaja de la tomografía eléctrica es que permite reconocer el terreno por debajo del alcance máxima del georradar, aunque depende del nivel de saturación del relleno (el agua salada es muy conductora). La resolución de este método permite detectar anomalías (cambios de material, material más flojo o sifonado/removido, etc.) con tamaños – diámetros comprendido entre los 0,4 y 1,0 metros, pudiendo ser menor si el contraste de resistividad es muy brusco.

DIQUES DE ABRIGO EN LOS PUERTOS DE INTERÉS GENERAL DEL ESTADO. AÑOS 1986-2011

A. Lope Carvajal[1], J.I. Grau Albert[1], J.C.Carretero Albiach[1], G. Gómez Barquín[1], P. Molinero Guillén[2]

[1] *Puertos del Estado, C/ Avda. del Partenón, nº 10, 28042 Madrid, Madrid, alope@puertos.es*
[2] *pmolinero9@gmail.com*

En el año 1988 la Dirección General de Puertos y Costas del MOPU publicó un Atlas con los diques de abrigo construidos en España hasta el año 1986 con el objetivo de divulgar los datos relativos a su diseño, construcción, comportamiento, averías y reparaciones.

La publicación, ha sido de gran utilidad tanto para las Autoridades Portuarias como para las Ingenierías o Empresas Constructoras al abordar el diseño de nuevos diques, ya que, para tales menesteres, se ha demostrado que resulta de enorme interés conocer los criterios empleados en el diseño de obras anteriores y la solución estructural finalmente adoptada.

Desde 1986 hasta ahora los puertos españoles han experimentado una gran expansión, aumentando de forma considerable el número de nuevos diques construidos. Además, las técnicas empleadas en su diseño son cada vez más complejas, debiendo utilizarse nuevas ramas de conocimiento. Los diques están expuestos a mayores solicitaciones, al construirse en profundidades mayores y en condiciones de mayor exposición al medio marino.

Puertos del Estado considera por tanto de gran interés editar un nuevo inventario de diques que complemente al ya existente, contribuyendo así a la difusión de los avances recientes de la ingeniería portuaria española. En el Atlas de 1988 se inventariaron todos los diques construidos en España hasta el año 1986. En esta ocasión el Atlas incluye los diques construidos desde esa fecha hasta el año 2011 en los Puertos de Interés General del Estado.

El Inventario, proporciona información de los diferentes tramos de los diques considerados reproduciendo su geometría, acompañada de unas fichas donde se recogen los principales parámetros considerados en su diseño.

En la ponencia se expondrá el alcance de los trabajos y la metodología seguida durante la recopilación y procesamiento de la información y se presentarán datos estadísticos de los diques analizados.

L-20.1 PUERTO DE CARTAGENA

PUERTO DE CARTAGENA

CARACTERÍSTICAS	
Longitud	0°59'O
Latitud	37°35'N
Viento reinante	S-SO
Viento dominante	S-SE
Máxima carrera de mares	0,65m

DIQUE	Nº	TRAMOS	CONSTRUCCIÓN	
			FIN	INICIO
Dique Sur	1	2	2005	2000
Dique Perimetral	2	1	2005	2000
Dique Suroeste	3	2	2005	2000





PUERTO DE CARTAGENA

L-20.1.3.2V DIQUE SUROESTE. TRAMO 2

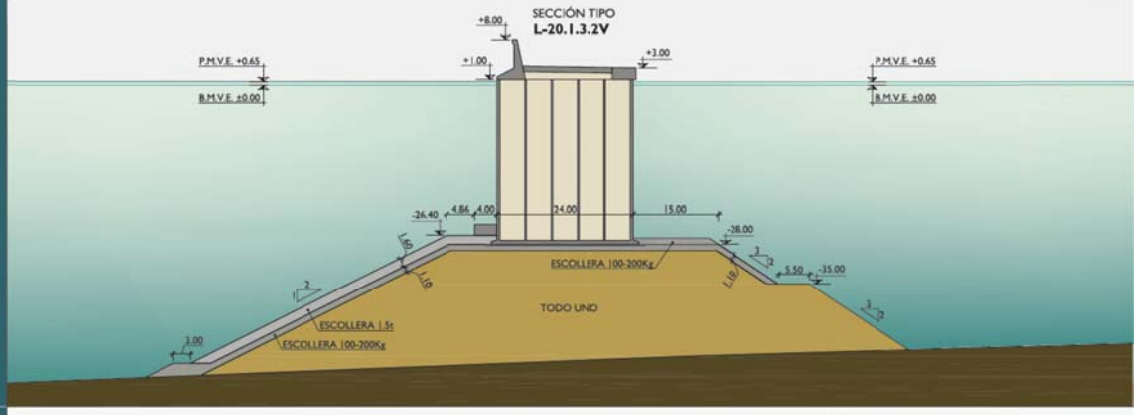
SITUACIÓN DEL TRAMO



DATOS GEOMÉTRICOS	
Longitud del tramo correspondiente a la sección tipo (m)	781
Profundidad máxima del fondo marino respecto a la BMVE (m)	48
Profundidad mínima del fondo marino respecto a la BMVE (m)	45
DATOS GEOTÉCNICOS	
Naturaleza del fondo marino	Arenas medias y compactas
CRITERIOS DE DISEÑO	
Vida útil (años)	50
Periodo de retorno T (años)	308
Altura de ola significante H_{m0} (m)	8,10
Periodo de pico T_p (s)	13
Incidencia de oleaje	Normal
Altura de ola de diseño H_d (m)	14,56
MÉTODOS DE VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN	
Fórmulas matemáticas	X
Modelos numéricos	
Ensayos en modelo físico	X

DATOS DE LA SECCIÓN	
Elementos estructurales	Cajones
Dimensiones lxbxh (m)	66,85x24,0x29,0
Vuelo de las zapatas (m)	1,00
Cota de cimentación del dique (m)	-28,00
Cota de la berma lado mar (m)	-26,40
Ancho de la berma lado mar (m)	8,86
Tipo de las piezas del manto	Escollera
Peso (t)	1,50
Nº de capas	2
Peso del bloque de guarda (t)	46,00
Dimensiones lxbxh (m)	4,0x2,0x2,5
DATOS DEL ESPALDÓN	
Cota de coronación (m)	8,00
Cota de cimentación (m)	1,00
Experiencia de rebasabilidad rebasable, poco o irrebasable	Poco

SECCIÓN TIPO
L-20.1.3.2V



ESCALA GRÁFICA
0 5 10 20 30 40 50m

"PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA PARA EL AUMENTO DE CALADO DEL MUELLE ARAGÓN MEDIANTE INYECCIONES"

J.A. Cerezo Macías, R. Pillado González, G. Aivar Mateo, J. Íñigo Mallol, J. Martínez Arigita

PROES Consultores, S.A., C/ General Yagüe, 39, 28020 Madrid. acerezo@proes.es , rpillado@proes.es , gaivar@proes.es , jinigo@proes.es , jmartinez@proes.es

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con el nuevo Plan Estratégico del Puerto de Tarragona y en base a sus nuevas necesidades de explotación, surgió la necesidad de realizar una actuación en el Muelle Aragón que permitiera operar buques con calados superiores a los que originalmente usaban la instalación.

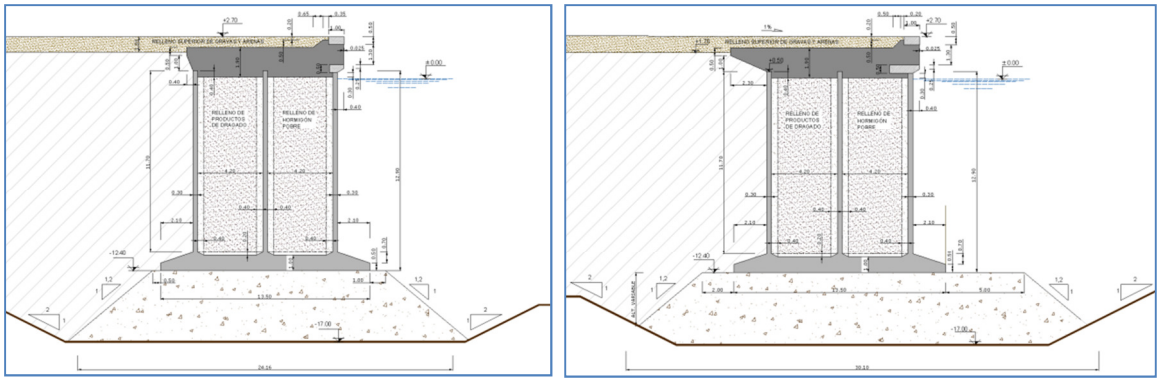
Para dar satisfacción a estas demandas, la Autoridad Portuaria de Tarragona contactó con PROES Consultores para desarrollar el proyecto constructivo de aumento de calado. Asimismo PROES fue asignada como la consultora para la asistencia técnica durante la ejecución de los trabajos.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El muelle Aragón presenta una longitud de 1.072m y tenía un calado en torno a los 12,40m. Está constituido por cajones de hormigón armado, cimentados sobre dos tipos de banquetas de escollera (diferente ancho), dando lugar a dos zonas diferenciadas en el muelle. En la actualidad el muelle se destina al tráfico de graneles sólidos (agroalimentario) y mercancía general pesada (siderúrgico, pasta de papel).

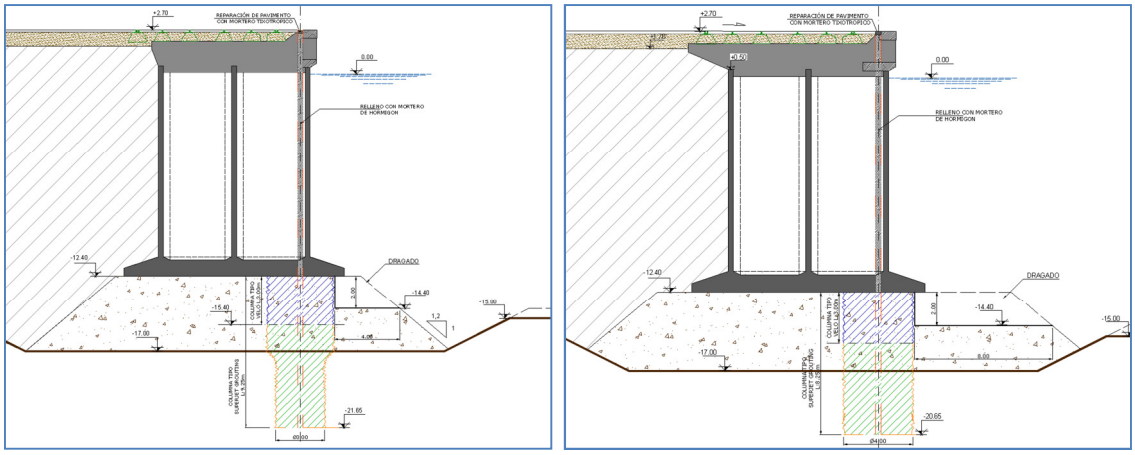
El objetivo del proyecto fue obtener un muelle con un calado final de 14,40m, lo que suponía un aumento de 2m respecto al calado original. Adicionalmente las obras de aumento de calado tenían que realizarse minimizando su repercusión en las operaciones en el muelle, que debía continuar en operación durante el desarrollo de las obras.

Para conseguir los objetivos planteados, se estudiaron diferentes alternativas para dicho aumento. Finalmente se consideró que la ejecución de columnas de superjet-grouting a lo largo del muelle era la mejor solución en términos de ejecución, plazo y coste. Esta solución incluía la inyección de lechada de cemento mediante una pantalla de columnas de superjet, última generación de Jet Grouting, capaz de ejecutar columnas de entre 3 y 4m de diámetro en función de los dos tipos de sección de muelle. Estas inyecciones se realizaron a través del propio cajón hasta un nivel bajo la banqueta que vino establecido por el cálculo.



Figuras 1 y 2. Esquema original del muelle Aragón (zonas I y II).

Una vez garantizada la compacidad del tratamiento, se procedió al dragado de la banqueta por medios mecánicos de apoyo en tierra hasta rebajar la cota de -12,40m original a la -14,40m final con un talud 2H:1V a lo largo de la línea de atraque. Para la zona de la dársena el dragado se realizó con medios marinos hasta la cota -15,00m, con un talud 5H:1V.



Figuras 3 y 4. Esquema final del muelle Aragón (zonas I y II).

La ejecución de las obras se llevo a cabo entre noviembre de 2009 y mayo de 2011.



Figuras 5 y 6. Vistas de la ejecución de las obras

CONCLUSIONES

En esta obra se ha puesto de manifiesto la consolidación e idoneidad en el uso de una tecnología de última generación que permite la realización de una ejecución sencilla con garantía estructural y compatible en todo momento durante las obras con la explotación del muelle.

ESTIMACIÓN DEL REBASE DE DIQUES EN TALUD DE CUBOS Y CUBÍPODOS MEDIANTE LA RED NEURONAL DE CLASH

J. Molines[1] y J.R. Medina[2]

Laboratorio de Puertos y Costas, Univ. Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia.
[1]jormollo@cam.upv.es, [2]jrmedina@tra.upv.es

INTRODUCCIÓN

Van Gent et al. (2007) utilizaron 10.532 ensayos de rebase incluidos en la base de datos del proyecto europeo CLASH (ver Verhaege et al., 2003) para entrenar una red neuronal (en los sucesivo CLNN) capaz de predecir el rebase de una gran variedad de diques. La red neuronal CLNN utiliza 15 parámetros de entrada para definir las condiciones de oleaje a pie de dique y la sección de la estructura, siendo el factor de rugosidad (γ_f) el que considera el tipo de elemento del manto principal, su porosidad y la permeabilidad del conjunto.

EurOtop (2007) propone una formulación simple y robusta para estimar el rebase de diques en talud, basada solamente en el francobordo adimensional, R_c/H_{m0} (donde H_{m0} es la altura de ola significante correspondiente al momento de orden cero a pie de dique). Esta formulación considera la influencia del manto a través de los factores de rugosidad de Bruce et al. (2006). Posteriormente, Smolka et al. (2009) determinaron el valor de los factores de rugosidad para el manto bicapa de cubos (γ_f = 0.50) el monocapa Cubípodos (γ_f = 0.46) y bicapa de Cubípodos (γ_f = 0.44) analizando rebases de secciones tipo como las de la Figura 1. En el presente artículo se analizan y contrastan los factores de rugosidad γ_f propuestos por Smolka y otros (2009) con los de la CLNN para cubos y Cubípodos.

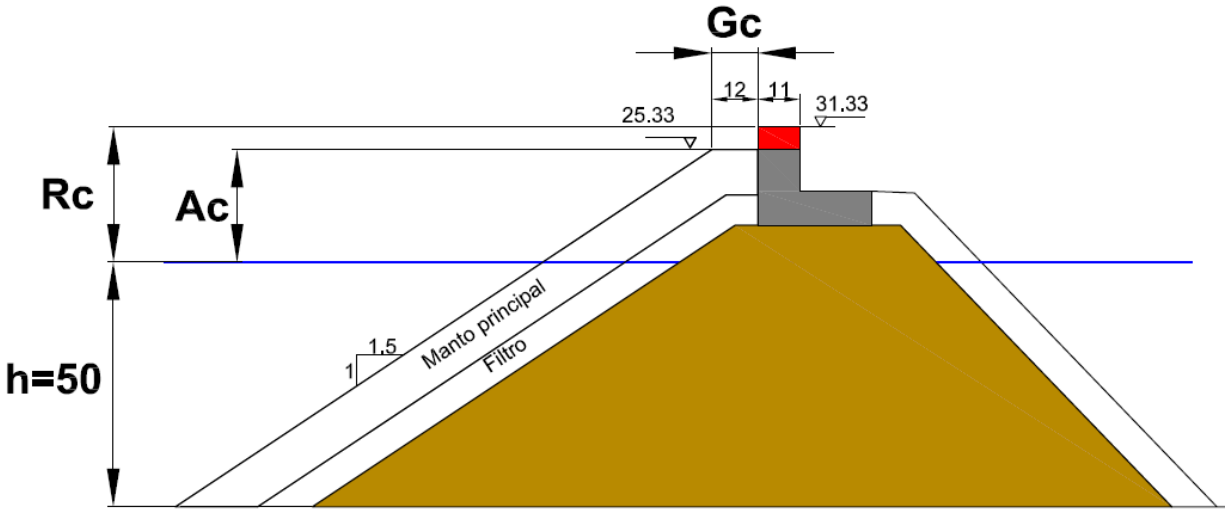


Figura 1. Sección de dique en talud ensayada por Smolka y otros (2009). Cotas en cm.

ANTECEDENTES

El proyecto europeo CLASH (2001-2003) reunió en una única base de datos los resultados de 10.532 ensayos de rebase de diversas estructuras marítimas realizados en diferentes laboratorios. Basándose en la base de datos de CLASH, Van Gent et al. (2007) desarrollaron mediante *bootstrapping* la denominada "red neuronal de CLASH" (CLNN), una herramienta potente y sofisticada que permite estimar el rebase de manera probabilística para una gran variedad de estructuras y condiciones marítimas. La CLNN proporciona la tasa de rebase medio y los intervalos de confianza considerando el resultado de las 500 redes neuronales obtenidas por *bootstrapping.* Para estimar el rebase con CNN, el usuario debe introducir 15 parámetros de entrada: 3 parámetros correspondientes al clima marítimo (H_{m0}, $T_{0,-1}$ y β) y 12 para definir la geometría de la estructura. Uno de los parámetros es el

factor de rugosidad definido por Coeveld et al. (2005). Internamente la red sólo emplea 14 inputs, ya que todas las variables son escaladas por la altura de ola significante a pie de dique (semejanza de Froude).

Por su parte, Smolka y otros (2009) analizaron el rebase para mantos de cubos y Cubípodos (monocapa y bicapa) en diques en talud convencionales como el definido por la sección tipo especificada en la Fig. 1. Smolka y otros (2009) propusieron la Ecuación 3 similar a la de Medina et al. (2002), usando las variables explicativas R_c/H_{m0}, $Irp= T_p/cot\alpha(2\pi H_{m0}/g)^{0.5}$ y A_c/R_c. Los valores óptimos de γ_f propuestos por Smolka y otros (2009) para su fórmula fueron: γ_f [cubos bicapa]=0.5, γ_f [Cubípodos monocapa]=0.46 y γ_f [Cubípodos bicapa]=0.44.

$$Q_{SZM} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(0.53 \cdot Irp - 3.27 \cdot \frac{A_c}{R_c} - 2.16 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f} \right) \quad (3)$$

Como regla general, en las distintas formulaciones de remonte y rebase, el efecto del tipo de elemento del manto principal sobre el remonte y rebase se considera aplicando un factor de rugosidad, γ_f. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que éste no depende tan sólo del tipo de elemento y la permeabilidad del conjunto, sino también de la formulación que vaya a emplearse. La Tabla 1 detalla los valores de γ_f para el empleo de la CLNN.

Manto principal	**γ_f propuesto por Coeveld et al. (2005) para la CLNN**
Impermeable	1.00
Escollera (2capas; núcleo permeable)	0.50
Cubos (2 capas; aleatorios)	0.50
Cubos (1 capa, aleatorios)	0.52
Antifer	0.50
Haro	0.47
Tetrapod	0.40
Accropode	0.44
Core-Loc™	0.47
Xbloc™	0.49
Dolosse	0.43

Tabla 1. Valores del factor de rugosidad de CLNN (red neuronal de CLASH).

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Para analizar los valores del factor de rugosidad de cubos y Cubípodos, Smolka y otros (2009) realizaron ensayos físicos 2D en el canal de oleaje y viento (30x1.2x1.2m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la *Universitat Politècnica de València (LPC-UPV)*. El modelo estudiado representa una sección tipo de dique en talud sin berma y con espaldón, con mantos monocapa de Cubípodos, bicapa de Cubípodos y bicapa de cubos (ver Smolka y otros, 2009). Se ensayaron dos cotas de espaldón gracias a un recrecido de hormigón (rectángulo rojo en Fig. 1).

Se ensayaron dos calados (h_{PMVE}[cm]=55 y h_{BMVE}[cm]=50), atacando al dique en cada

uno de ellos con oleajes regulares (de calibración) e irregulares (espectro JONSWAP, γ=3.3, 1000 olas) hasta que se produjo un rebase masivo. Los ensayos se realizaron variando Hs y Tp para mantener el número de Iribarren aproximadamente constante (Irp=3, 4 y 5). Durante los ensayos se emplearon ocho sensores de nivel capacitivos, 7 sensores de presión en el espaldón y una báscula en el trasdós del dique para registrar el rebase. La separación de oleaje en incidente y reflejado se realizó utilizando el método LASA-V (ver Figueres y Medina, 2004), capaz de separar oleaje no estacionario y con ondas no lineales muy asimétricas (tipo Stokes V).

ANÁLISIS Y RESULTADOS

En los siguientes epígrafes se compara la Ecuación (3) de Smolka y otros (2009) frente a la CLNN para estimar el rebase de diques en talud protegidos con bicapa de cubos, monocapa de Cubípodos y bicapa de Cubípodos. Para la CLNN se analiza qué valor de γ_f proporciona un error mínimo y el rango donde una variación en el factor de rugosidad supone incrementos en el error muy pequeños.

En este estudio, para comparar los γ_f, se utiliza el error cuadrático medio relativo según la expresión:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)} \tag{4}$$

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable, N es el número de datos, o_i es el valor observado de la variable y e_i es el valor estimado de la variable. Además de analizar el valor de γ_f que minimiza el rMSE, se proporciona para cada elemento el intervalo de γ_f donde rMSE varía menos del 1%. Los ensayos con rebase $Q=q/(\sqrt{g}H_{m0}^3)<10^{-6}$ han sido eliminados en el estudio por considerarse no significativos para estimar el factor de rugosidad. Además, para cada tipo de elemento, se ha comparado la estimación de rebase proporcionada por la formulación de Smolka y otros (2009) con la de la CLNN.

- **Manto bicapa de cubos**

La Figura 2a muestra la estimación de rebase proporcionado por la CLNN para manto bicapa de cubos con el factor de rugosidad óptimo (γ_f =0.51). En este caso, γ_f =0.51 es el valor que minimiza el rMSE de la estimación de la CLNN, muy similar a γ_f =0.50 propuesto por Coeveld et al. (2005) y Smolka y otros. (2009). La CLNN presenta para su γ_f óptimo un rMSE=45%, algo mejor que el de Smolka y otros (2009) empleando γ_f =0.50 (rMSE=51%) pero utilizando muchas más variables (14 en lugar de 4).

Como la formulación de Smolka y otros (2009) ha sido desarrollada empleando estos ensayos, presenta muy buenos resultados en la predicción de sus datos de entrenamiento. La Fig. 2b compara la estimación de rebase de la Ecuación (3) con la de la CLNN, donde se comprueba que ambos estimadores se comportan de manera casi idéntica en su predicción para los datos estudiados.

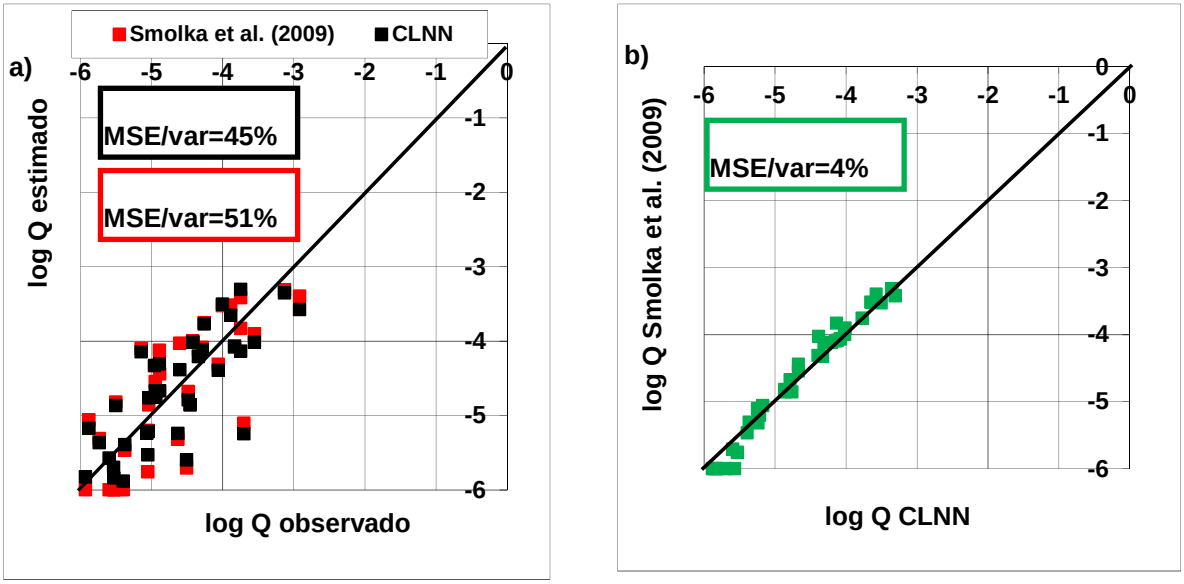


Figura 2. Cubos bicapa: (a) Rebase estimado por Ecuación 3 y CLNN comparado con el observado y (b) Estimación de la Ecuación 3 de Smolka et al. (2009) comparado con lo estimado por CLNN.

En el entorno de 0.49< γ_f <0.52 la variación de rMSE es menor del 1% para la CLNN (Fig. 3). Esto significa que entre estos valores, la CLNN proporciona unos resultados muy similares, consecuencia de la aleatoriedad del fenómeno y no de la variación de rugosidad del manto. La Fig. 3 muestra la evolución del rMSE en función del factor de rugosidad que se considere tras diferentes simulaciones con la CLNN.

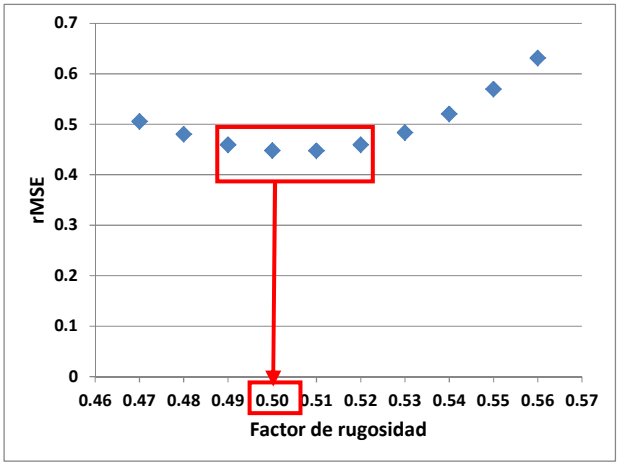


Figura 3. Rebase del manto bicapa de cubos. Factor de rugosidad propuesto por Smolka y otros (2009) y rango con variación de rMSE menor del 1%.

- **Manto monocapa de Cubípodos**

La Fig. 4a muestra la estimación de rebase de la CLNN para manto monocapa de Cubípodos que muestra un factor de rugosidad óptimo de γ_f =0.48. En este caso, γ_f =0.48 es el valor que minimiza el rMSE de la estimación de la CLNN, muy similar al γ_f =0.46 propuesto Smolka et al. (2009). La CLNN presenta para su γ_f óptimo un rMSE=15%, muy similar al de Smolka et al. (2009) empleando γ_f =0.46 (rMSE=17%). Como la formulación de Smolka et al. (2009) ha sido desarrollada empleando estos ensayos, presenta muy buenos resultados en la predicción de sus datos de entrenamiento. La Figura 4b compara la estimación de la Ecuación (3) con la de la CLNN, donde se comprueba que ambos estimadores se comportan de manera casi idéntica en su predicción para los datos estudiados.

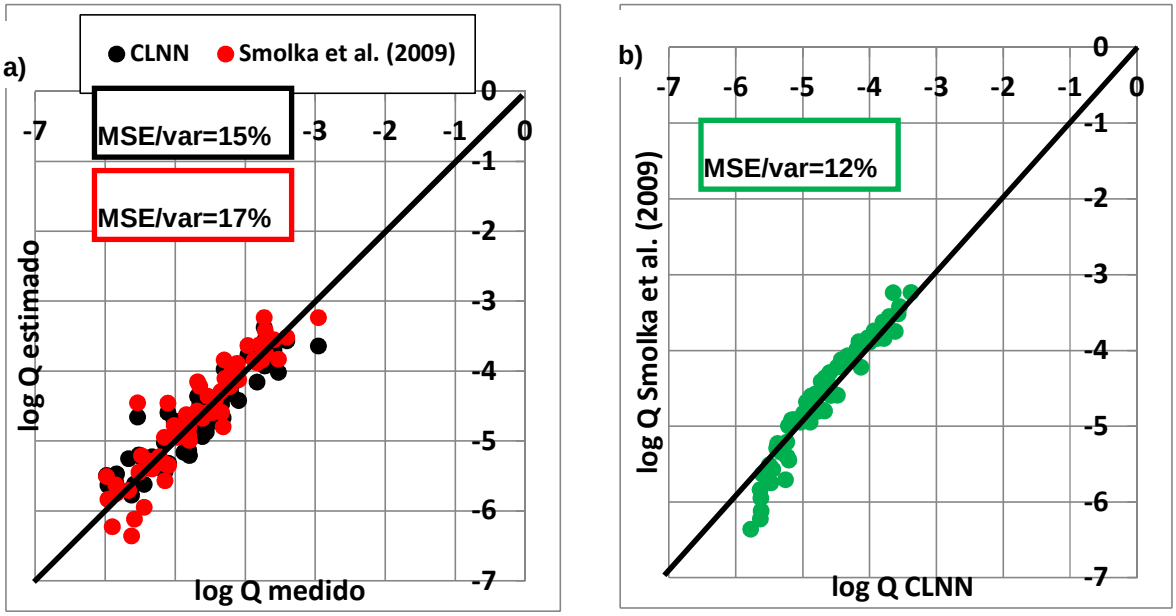


Figura 4. Manto monocapa de Cubípodos: (a) Rebase estimado con Ecuación (3) y la CLNN comparado con las observaciones y (b) estimación de la Ec. (3) comparado con la de CLNN.

En el entorno de $0.46 < \gamma_f < 0.50$ la variación de rMSE es inferior al 1% para la CLNN (Fig. 5). Esto significa que entre estos valores, la CLNN proporciona unos resultados muy similares, consecuencia de la aleatoriedad del fenómeno de rebase. La Figura 5 muestra la evolución del rMSE en función del factor de rugosidad tras diferentes simulaciones con la CLNN.

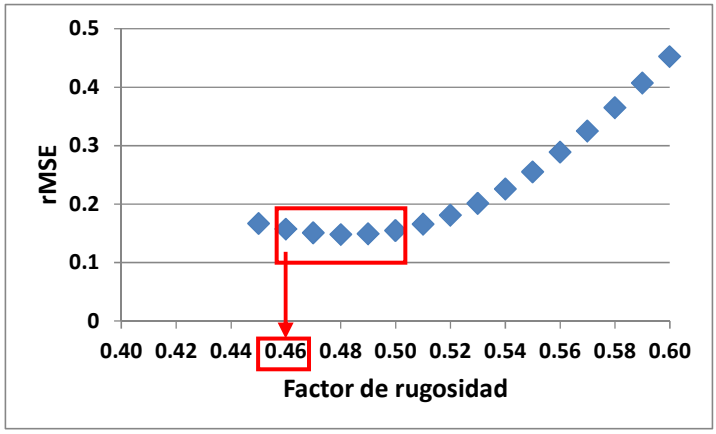


Figura 5. Manto monocapa de Cubípodos: Factor de rugosidad propuesto por Smolka y otros (2009) y rango donde la variación de rMSE es inferior al 1%.

- **Manto bicapa de Cubípodos**

La Figura 6a muestra la estimación de la CLNN para manto bicapa de Cubípodos con el factor de rugosidad óptimo γ_f =0.45. En este caso, γ_f =0.45 es el valor que minimiza el rMSE de la estimación de la CLNN, muy similar al γ_f =0.44 propuesto por Smolka et al. (2009). La CLNN presenta para su γ_f óptimo un rMSE=18%, algo mejor que el de Smolka et al. (2009) empleando γ_f =0.44 (rMSE=26%). Como la formulación de Smolka et al. (2009) ha sido desarrollada empleando estos ensayos, presenta muy buenos resultados en la predicción de sus datos de entrenamiento. La Figura 6b compara la estimación de la Ecuación (3) con la de la CLNN, donde se comprueba que ambos estimadores se comportan de manera casi idéntica en su predicción de rebase para los datos estudiados.

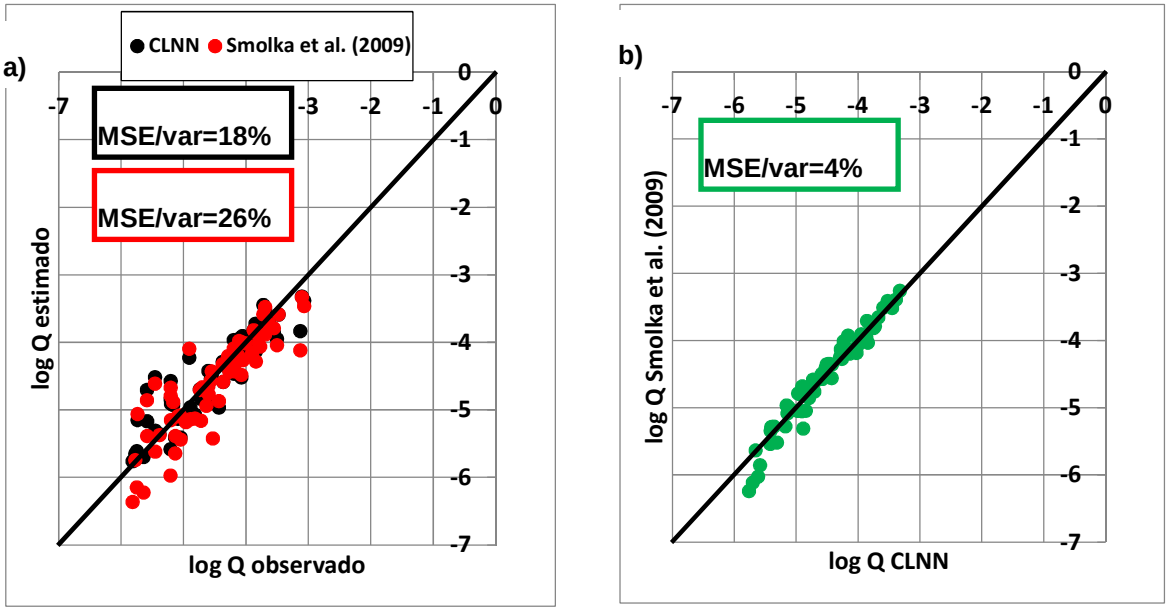


Figura 6. Manto bocapa de Cubípodos: a) Valores observados frente a estimados mediante Smolka y otros (2009) y la CLNN. b) Smolka y otros (2009) frente a la CLNN.

En el entorno de $0.44< \gamma_f <0.47$ la variación de rMSE es inferior al 1% para la CLNN (Fig. 7). Esto significa que entre estos valores, la CLNN proporciona unos resultados muy similares, consecuencia de la aleatoriedad del fenómeno. La Fig. 7 muestra la evolución del rMSE en función del factor de rugosidad tras diferentes simulaciones con la CLNN.

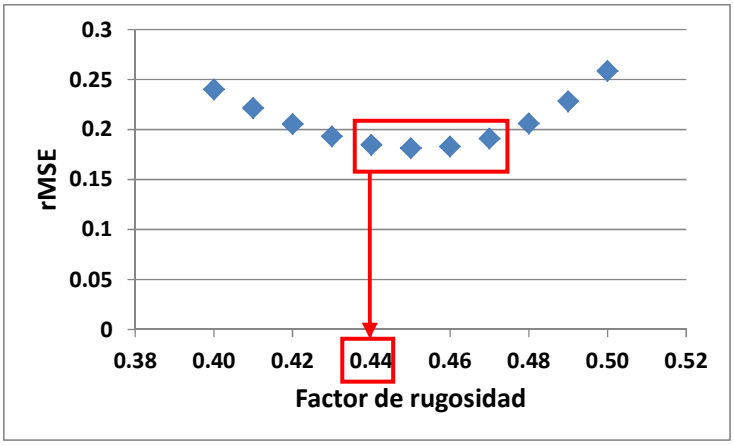


Figura 7. Manto bicapa de Cubípodos: Factor de rugosidad propuesto por Smolka y otros (2009) y rango donde la variación de rMSE es inferior al 1%.

CONCLUSIONES

El factor de rugosidad utilizado en una fórmula no depende tan sólo del tipo de elemento, sino también del tipo de formulación que se vaya a emplear y otros factores (permeabilidad de la estructura, etc.). Debe extremarse el cuidado al emplear el factor de rugosidad correcto para cada fórmula, ya que una desviación en el mismo puede conducir a errores significativos en la estimación de los caudales de rebase de las estructuras.

Tras analizar los caudales de rebase y el factor de rugosidad γ_f de los ensayos con cubos y Cubípodos, se observa que el rebase en un dique de cubos es mayor que en un dique de Cubípodos monocapa o bicapa. Para un prediseño de un dique de Cubípodos se recomienda emplear los factores de rugosidad propuestos por Smolka et al. (2009) junto con la fórmula de Smolka et al. (2009) o la red neuronal CLNN.

La fórmula de Smolka y otros (2009) proporciona unos errores (rMSE) en la estimación

muy bajos, similares a los de la CLNN para los datos analizados en este estudio, siendo de sencilla aplicación. La fórmula es explícita y utiliza solamente, además del facto de rugosidad, el número de Iribarren, el francobordo adimensional y la relación entre francobordos (berma y coronación).

AGRADECMIENTOS

Los autores agradecen el soporte financiero de SATO y del CDTI (Proyectos CUBIPOD y CLIOMAR) y la colaboración de la Oficina Técnica de SATO en el desarrollo de los experimentos. También se agradece la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad y del FEDER (BIA2012-33967) y el apoyo del programa FPU (Formación del Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte.

REFERENCIAS

Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L., Pearson, J.M., 2006. A comparison of overtopping performance of different rubble mound breakwater armour. Proceedings 30th International Conference on Coastal Engineering. World Scientific, Vol. 5, pp. 4567-4579.

Coeveld, E.M., Van Gent, M.R.A., Pozueta, B., 2005. Neural Network, Manual NN_OVERTOPPING 2.0, CLASH: Workpackage 8, http://nn-overtopping.deltares.nl/ (Accessed: April, 2013).

EurOtop, 2007. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual (EurOtop Manual). Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J.W. Environment Agency, UK/ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany, http:// www.overtopping-manual.com (Accessed: March, 2013).

Figueres, M., Medina, J.R., 2004. Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model. Proceedings 29th International Conference on Coastal Engineering. World Scientific, Vol. 1, pp. 594-603.

Medina, J.R., González-Escrivá, J.A., Garrido, J.M., de Rouk, J., 2002. Overtopping analysis using neural networks. Proceedings 28th International Conference on Coastal Engineering. World Scientific, Vol. 2, pp. 2165-2177.

Pearson, J., Bruce, T., Franco, L., Van der Meer, J., Falzacappa, M., Molino, R., 2004. Report on additional tests, part B: Standard tests for roughness factor, CLASH WP4 report, University of Edinburgh, UK.

Smolka, E., Zarranz, G., Medina, J.R. 2009. Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos. Libro de Ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, 803-809.

Van Gent, M.R.A., van den Boogaard, H.F.P., Pozueta, B., Medina, J.R., 2007. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. Coastal Engineering 54 (8), 586–593.

Verhaeghe, H., van der Meer, J.W., Steendam, G.-J., Besley, P., Franco, L., van Gent, M.R.A., 2003. Wave overtopping database as the starting point for a neural network prediction method. ASCE, Proc. Coastal Structures 2003, Portland, pp. 418–430.

DISEÑO Y ENSAYOS FÍSICOS 2D y 3D DEL DIQUE DE SAN ANDRÉS, PUERTO DE MÁLAGA

M.E. Gómez-Martín[1], J.R. Medina[2], A. Corredor[3], M. Santos[3]

[1]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicent del Raspeig s/n, 03690 Alicante, esther.gomez@ua.es*
[2]*Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia, jrmedina@upv.es*
[3]*SATO (Grupo OHL), Pº Castellana 259-D-8º, 28046 Madrid, acorred@ohl.es, mosantos@ohl.es*

INTRODUCCIÓN

El dique de San Andrés forma parte del Proyecto constructivo de habilitación y mejora de la dársena exterior y abrigo exterior de San Andrés, uno de cuyos objetivos es el abrigo de la zona de poniente del Puerto de Málaga para la disposición de las nuevas instalaciones pesqueras y de recreo. En la margen izquierda del río Guadalmedina, adosado a los diques existentes de la terminal de contenedores, se ha construido el muelle al que se trasladarán las instalaciones pesqueras del puerto de Málaga. La construcción del dique de protección sureste de la dársena de San Andrés ha sido ejecutada por la UTE SATO-OHL (adjudicación en 06/2011) en una zona que se caracteriza por la baja capacidad portante del terreno.

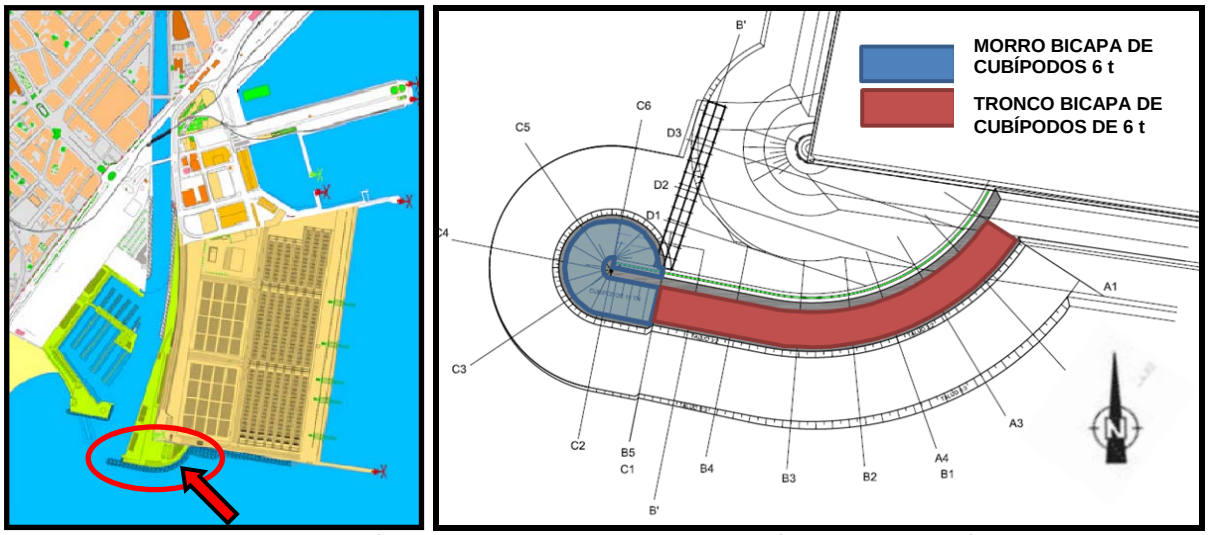


Figura 1. Ubicación y planta del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

El objetivo principal del proyecto es el diseño y construcción de un dique en talud de respuesta flexible que evite los modos de fallo geotécnicos ocasionados por la baja capacidad portante del terreno y los grandes asientos esperados. Además, el diseño del dique debe propiciar una alta estabilidad hidráulica, rebases admisibles y bajo coste de construcción. El dique tiene una longitud de 258 m, siendo la traza curva en los primeros 157 m y recta en el resto.

En este artículo, se analiza el diseño preliminar del dique de San Andrés con distintos elementos prefabricados de hormigón y soluciones monocapa o bicapa para el manto principal. Finalmente, se presentan los ensayos físicos 2D y 3D para estudiar la estabilidad hidráulica y el rebase de las soluciones monocapa y bicapa con Cubípodos, realizados en el canal de ensayos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) y en el tanque de oleaje unidireccional del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), respectivamente.

ANTECEDENTES

Condicionantes geotécnicos

El proyecto constructivo de INECO (2010), en el que se definían las obras a licitación, describía un fondo marino areno-limoso-arcilloso hasta los 15-20 metros de profundidad, caracterizado por la baja capacidad portante a corto plazo y los procesos de consolidación esperados a largo plazo. La berma frontal de 40 metros en el dique, las columnas de gravas en el muelle y las precargas y construcción por fases señalaban con claridad la preocupación del proyectista respecto de los mecanismos de fallo geotécnicos (círculos de deslizamiento, hundimiento, asientos, etc.).

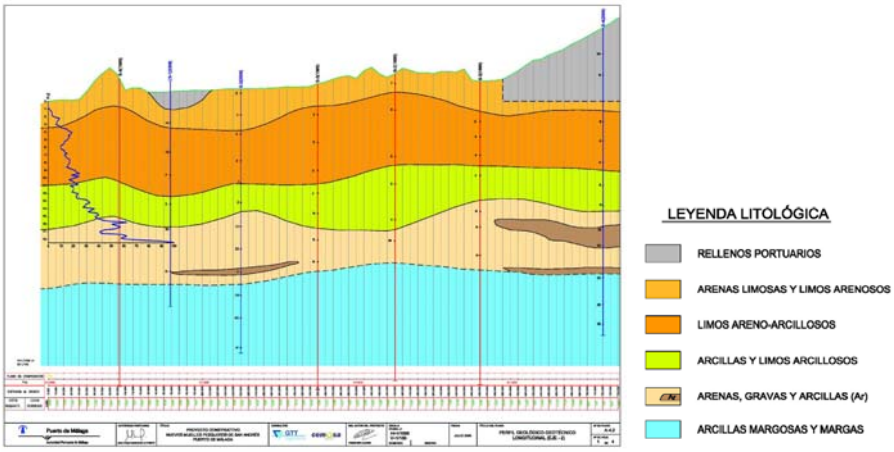


Figura 2. Perfil estratigráfico del lecho marino a lo largo de un corte longitudinal por la margen izquierda del río Guadalmedina (Fuente: UTE GTT Ingeniería-Cemosa, 2008).

La principal problemática geotécnica asociada al diseño del dique en talud fue la seguridad frente a la rotura del terreno (círculo de deslizamiento). Por un lado, debido a la baja capacidad portante del terreno a corto plazo, se esperaban problemas de rotura por círculo de deslizamiento profundo en caso de ejecutar el dique en talud en una sola fase. Por ello, se recomendó la construcción del dique por fases, con una ejecución inicial de bermas de escollera sobre las que apoyar un primer relleno del núcleo que actuase a modo de precarga, acelerando la consolidación de los estratos subyacentes antes de finalizar la ejecución del dique completo. Por otro lado, la anchura (40 m) y peso de la berma frontal de resistencia pasiva proyectada, fue el segundo factor determinante en la estabilidad global del dique, con objeto de interceptar los círculos de deslizamiento someros y forzar una rotura profunda que movilizase una amplia superficie de deslizamiento.

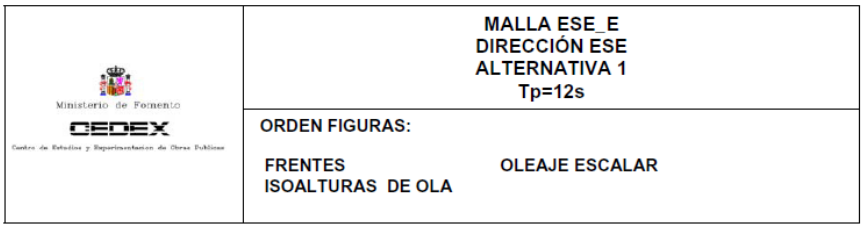
Estos dos aspectos (ganancia resistente por consolidación y dimensiones de la berma de resistencia pasiva) han condicionado el diseño global del dique en talud.

Temporal de cálculo

El proyecto de INECO (2010) incluye diversos estudios de clima y propagación de oleaje con diferentes métodos. Sin embargo, las principales características que condicionan la situación más crítica de estabilidad hidráulica y rebase del dique de San Andrés, son las siguientes:

1. La batimetría general de Málaga es una bahía con una pendiente de fondo aproximada del 2% que en la zona del puerto tiene la máxima pendiente en la dirección SE. Esto induce al oleaje a refractarse hacia la dirección SE en la zona del dique.
2. El oleaje exterior (boya de Málaga) es más intenso para las direcciones E (K_α=1.00) y ESE (K_α=0.95) y menos intenso para el resto de direcciones SE, SSE y S con K_α=0.60. Además, el dique de abrigo principal del puerto genera un cierto abrigo por difracción frente a los oleajes de componente Este.
3. El oleaje más desfavorable resulta el del ESE en aguas profundas, que cambia ligeramente hacia el SE (S59ºE) a pie de dique, considerando la refracción y difracción correspondientes.

4. El Proyecto de INECO (2010) establece como temporal de cálculo Hs[m]=5.1 y Tp[s]=12. La dirección a pie de dique está en el rango SE-ESE. La incidencia es casi normal en el arranque del dique y oblicua (45-65º) en el tramo recto.



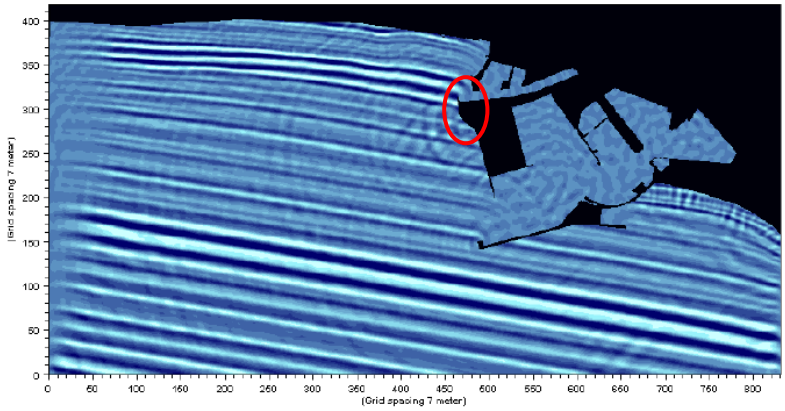


Figura 3. Propagación de oleaje: dirección ESE y Tp[s]=12 (Fuente: CEDEX, 2010).

Proyecto base

El proyecto base de INECO (2010) considera el temporal de cálculo a pie de dique definido por Hs[m]=5.1, Tp[s]=12, y dirección S59ºE; aplicando la formulación de Berenguer y Baonza (1999) se diseña un dique en talud de 260 m de longitud con manto bicapa de cubos de W[t]=21 en el morro y de W[t]=10 y 21 en el tronco. La Figura 4 muestra la sección tipo del proyecto base, correspondiente al dique de abrigo, cuyo francobordo es Rc[m]=+6.50, coronando la berma superior del manto principal de cubos bicapa a la cota Ac[m]=+5.60. La sección incluye una berma de resistencia pasiva con escollera de W[t]=1 y 40 m de anchura, a la profundidad h[m]=-6.75.

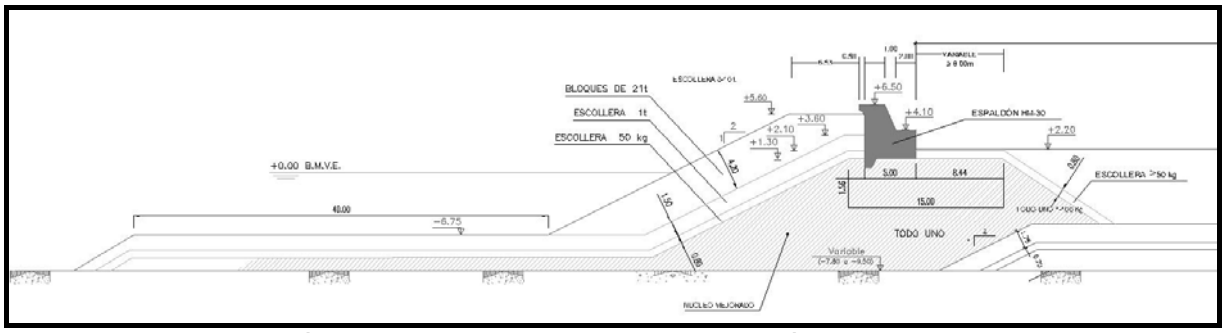


Figura 4. Sección tipo Proyecto base dique de San Andrés (Fuente: INECO, 2010).

Considerando una carrera de marea de 0.8 m, la cota de coronación (+6.50) tiene un francobordo relativo C=(6.5-0.8)/5.1=1.12<<1.5 correspondiente a un dique muy rebasable (ver Grau, 2008) si no tuviera limitación por fondo. Sin embargo, la berma de 40 metros a la profundidad h[m]=6.75 limita el oleaje que puede alcanzar el talud del dique; aproximadamente, la altura de ola máxima que puede alcanzar el pie de dique es Hmax[m]≈0.8x(6.75+0.8)=6.0, mucho menor que la máxima que alcanzaría el dique con oleaje sin limitación de fondo (Hmax[m]]≈1.8xHs=9).

ESTUDIO DE SOLUCIONES: MANTOS MONOCAPA Y BICAPA

Se ha realizado un estudio de soluciones con distintos tipos de piezas prefabricadas de hormigón en una o dos capas para resistir el temporal de cálculo H_s[m]=5.1 y T_p[s]=12, con direcciones de oleaje en el sector SE-ESE.

La Figura 5 muestra las piezas seleccionadas por Dupray y Roberts (2009) para describir la evolución del diseño de elementos de hormigón en masa para los mantos de los diques en talud. Las variables para clasificar las piezas son: (1) la robustez de la forma geométrica (masiva y esbelta) que condiciona la resistencia estructural y el tamaño máximo de pieza sin armar que se puede usar en la práctica, (2) la colocación en el talud (aleatoria, orientada, uniforme, etc.) que condiciona los medios constructivos, las tolerancias y los rendimientos en obra y (3) el número de capas (monocapa, bicapa ó multicapa) y la porosidad del manto, que afecta directamente el volumen de hormigón necesario para construir la obra e indirectamente las tolerancias de puesta en obra y otros aspectos constructivos. Además, hay que considerar otras variables como fiabilidad constructiva, tipo y densidad del hormigón, tipo de cemento, dosificación, áridos utilizados, aspecto, proceso de fraguado, protocolo de fabricación, etc.

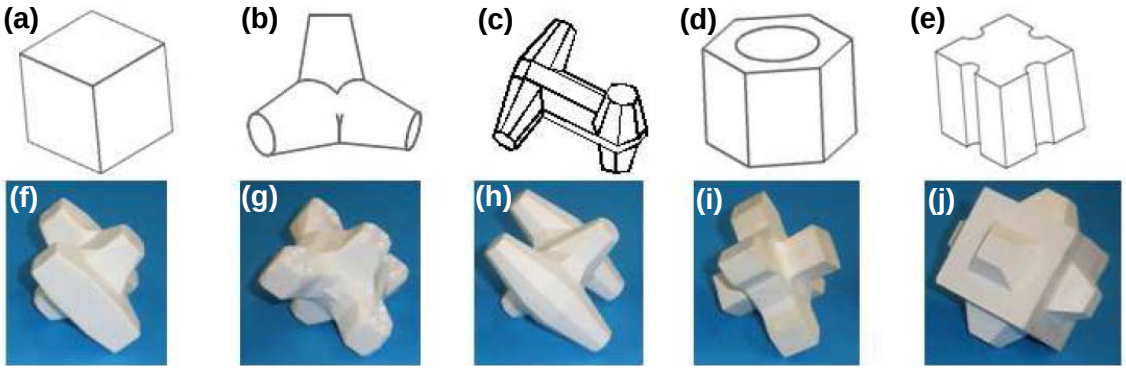


Figura 5. Piezas prefabricadas de hormigón para el manto principal: (a) cubo, (b) Tetrápodo, (c) Dolo, (d) Seabee, (e) cubo Antifer, (f)Accropode, (g)Accropode II, (h) Core-Loc, (i) Xbloc y (j) Cubipod

La Solución Base de proyecto (manto bicapa de bloques cúbicos con colocación aleatoria y talud 2/1) define la solución convencional española de referencia, pero plantea problemas como el adoquinamiento a largo plazo y un elevado consumo de hormigón, con el correspondiente sobrecoste y las grandes huellas energética y del carbono asociadas.

Para definir la mejor alternativa para el Dique de San Andrés, se identificaron las características principales de la obra. En este caso, las condiciones geotécnicas fueron fundamentales y la berma ancha de 40 metros y el talud tendido H/V=2/1 son el reflejo de la componente de limos y arcillas de las capas del terreno bajo el dique. La precarga y la berma ancha tenían como objeto reducir los asientos a medio y largo plazo y mejorar la estabilidad frente a círculos de deslizamiento. La estabilidad hidráulica y el consumo de hormigón fue otro factor importante a considerar. Por otro lado, en la Solución Base, la relación (Rc-PMVE)/Hs<<1.5, por lo que cabía esperar rebases de consideración (ver Grau, 2008).

Así pues, los objetivos del diseño del manto principal de la Solución Variante fueron: (1) mantener o mejorar las condiciones de estabilidad geotécnica de la Solución Base, (2) ser poco sensible a los asientos globales y diferenciales a largo plazo, (3) ser estable con poco consumo hormigón y (4) mantener o mejorar las condiciones de rebase.

Justificación de la Variante

Las malas condiciones geotécnicas del terreno fueron el factor condicionante principal de los parámetros de diseño. La pendiente del talud H/V=2/1 favorece la estabilidad del terreno y un incremento de la pendiente del talud habría supuesto salir del marco de las hipótesis de

cálculo definidas en el proyecto, por lo que en la Solución Variante se decidió mantener el talud 2/1.

Si las condiciones del terreno son malas e impredecibles a largo plazo, las piezas que resisten por trabazón (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) no son adecuadas ya que los asientos diferenciales pueden provocar roturas y desacoplamientos fatales en disposición monocapa. Las piezas que resisten por gravedad (cubo, cubo Antifer, Cubípodo, etc.) son las adecuadas dado que permiten con los asientos reordenaciones de piezas en el manto sin que la integridad de la pieza se vea comprometida con tensiones por trabazón. Además, la solución bicapa con piezas masivas (cubo, Cubípodo, etc.) dota al manto de una gran reserva de estabilidad adecuada para neutralizar grandes asientos diferenciales en el terreno a largo plazo. Por otro lado, hay que considerar que, si las piezas pueden resistir por gravedad las acciones hidráulicas del oleaje, un menor peso de las piezas del manto reduce las cargas sobre el terreno y es favorable para la estabilidad geotécnica de la sección.

La estabilidad hidráulica del manto principal es otro de los aspectos de diseño importantes. La Fig. 6 (ver Medina y otros, 2010) muestra los coeficientes de estabilidad (K_D) y coeficientes de seguridad, a inicio de avería y a inicio de destrucción, de diversas piezas en tronco y morro. El manto bicapa de Cubípodos (C2) es mucho más estable que el manto bicapa de cubos convencional (B2) con el consiguiente aumento de la seguridad, ahorro de recursos ambientales y reducción de cargas sobre el terreno.

					Inicio de Destrucción (IDe)		Inicio de Averías (IDa)	
Tramo	**Pieza**	**K_D**	**nº capas**	**talud**	**SF(IDe5%)**	**SF(IDe50%)**	**SF(IDa5%)**	**SF(IDa50%)**
	cubo	**6.0**	**2**	**3/2**	**1.05**	**1.35**	**0.67**	**0.86**
	Cubípodo 2	**28.0**	**2**	**3/2**	**1.09**	**1.40**	**0.82**	**0.99**
	Cubípodo 1	**12.0**	**1**	**3/2**	**1.31**	**1.64**	**1.06**	**1.27**
	Accropode	**15.0**	**1**	**4/3**	**1.05 a 1.40**	**1.26 a 1.51**	**0.93 a 1.24**	**1.15 a 1.38**
tronco	**Xbloc**	**16.0**	**1**	**4/3**	**1.07**	**1.68**	**1.17**	**1.32**
	cubo	**5.0**	**2**	**3/2**	**1.17**	**1.40**	**0.88**	**1.13**
morro	**Cubípodo 2**	**7.0**	**2**	**3/2**	**1.19**	**1.36**	**0.99**	**1.18**

Figura 6. K_D y coeficientes de seguridad implícitos del cubo, Cubípodo, Accropode y Xbloc. (Fuente: Medina y otros, 2010).

La estabilidad hidráulica de una determinada pieza o forma geométrica suele indicarse señalando su coeficiente de estabilidad (K_D) utilizado en la fórmula de Hudson (1959), popularizada por el SPM (1975):

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

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

$$Ns = \frac{Hs}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D \cot \alpha} \qquad (2)$$

Para el caso del Dique de San Andrés, utilizando hormigón con densidad 2.3 t/m^3, el peso de las piezas en tronco y morro de Cubípodos bicapa con talud 3/2 (margen de seguridad adicional), resulta: W[t]=3.8 para el tronco y W[t]=15 para el morro.

El tronco de Cubípodos propuesto en la Solución Variante es de W[t]=6>>3.8, muy del lado de la seguridad, con el objetivo de reducir el número de piezas a fabricar y colocar sin

aumentar el coste de la obra. Tampoco es conveniente subir mucho el peso de las piezas del manto para no aumentar en exceso las cargas sobre el terreno y los consumos de energía y materiales (huellas energética y del carbono asociadas al consumo de hormigón). El morro de Cubípodos bicapa de W[t]=15, aumenta el margen de seguridad hidráulica al eludir a corto plazo (construcción) y a largo plazo (asientos) los problemas de adoquinamiento de los bloques cúbicos. Sin embargo, una vez realizados los ensayos 3D se comprobó la gran de estabilidad hidráulica del morro bicapa de Cubípodos de W[t]=6, finalmente ejecutado, tal y como se describe en el siguiente apartado.

Después de la estabilidad geotécnica y la estabilidad hidráulica, el rebase es el otro aspecto importante a considerar. El manto bicapa de bloques cúbicos de la Solución Base tenía caudales de rebase elevados (γ_f=0.50), mientras que el manto bicapa de Cubípodos (γ_f=0.44) propuesto en la Solución Variante tiene caudales de rebase menores para el mismo oleaje (ver Smolka y otros, 2008). Al reducir los caudales de rebase, se reduce el riesgo de sufrir daños en el trasdós del dique y se mejoran las condiciones de estabilidad del espaldón.

Así pues, el Cubípodo presenta varias características que la convierten en una pieza idónea para este proyecto: (1) capacidad de reordenación frente a movimientos de piezas inducidos por los asentamientos, (2) pocos cambios de porosidad en diversas circunstancias, (3) resistencia hidráulica por gravedad, (4) gran estabilidad hidráulica con menor consumo de hormigón y menores cargas sobre el terreno, (5) elevada resistencia estructural, (6) manipulación segura con pinzas de presión, (7) fácil colocación aleatoria con porosidad homogénea del 41%-42%, (8) ausencia de adoquinamientos a corto y largo plazo, (9) bajos caudales de rebase, (10) dos puestas al día, acopio eficiente y otras ventajas logísticas.

Por un lado, el Cubípodo está libre de los problemas de adoquinamiento que plantean los bloques cúbicos o paralelepipédicos, cubos Antifer, etc. a corto y largo plazo con la incertidumbre y compactación heterogénea derivada; por otro lado, es mucho más robusto y no plantea los problemas de colocación precisa que requieren las piezas como el Accropode y Core-Loc. En los bloques cúbicos, tanto el oleaje como los asientos diferenciales propician pequeños movimientos de los bloques que pueden generar grandes problemas a largo plazo con zonas inferiores de muy baja porosidad y zonas superiores desprotegidas, con los problemas añadidos de aumento de rebase y pérdida de estabilidad hidráulica. En las piezas trabadas (Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.), los asientos diferenciales pueden provocar la rotura y descolocación de piezas y el colapso de la estructura. Por el contrario, los Cubípodos tienden a mantener la porosidad constante, tanto en mantos bicapa como monocapa, con el consiguiente beneficio para la estabilidad hidráulica y la contención del rebase; en el caso del manto bicapa de Cubípodos, la capacidad para neutralizar deformaciones es muy elevada ya que una sola capa es suficiente para resistir el temporal de cálculo.

MODELOS FÍSICOS A ESCALA

Ensayos 2D (UPM)

Los ensayos 2D de estabilidad y rebase específicos del Dique de San Andrés fueron realizados en el canal de ensayos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) a escala E:1/40. Demostraron que el manto monocapa de Cubípodos de W[t]=8 y talud H/V=2/1, es estable (daño nulo) por encima del temporal de cálculo (Hs[m]=5.6 y Tp[s]=12). Estos ensayos proporcionan un número de estabilidad para un nivel de daños nulo (<IDa) de Ns=2.94. Los ensayos demostraron que el manto monocapa de Cubípodos con W[t]=6 sería suficiente para resistir el oleaje de cálculo (Hs[m]=5.1). Los rebases medidos resultaron admisibles para las condiciones ensayadas.

Por consiguiente, el manto bicapa de Cubípodos con W[t]=6 de la Solución Variante está muy sobredimensionado desde el punto de vista hidráulico pero se justifica por las ventajas logísticas de las piezas de mayor tamaño y la necesidad de disponer de una gran reserva de seguridad para hacer frente a grandes deformaciones del terreno a largo plazo y la incertidumbre que genera sobre toda solución monocapa.

Los ensayos 2D de estabilidad y rebase específicos realizados en el canal de ensayos de la UPM prueban también la estabilidad hidráulica de la berma de pie con escollera de W[t]=6 y de la berma de 40 m. de anchura, proyectada con escollera de W[t]=1.

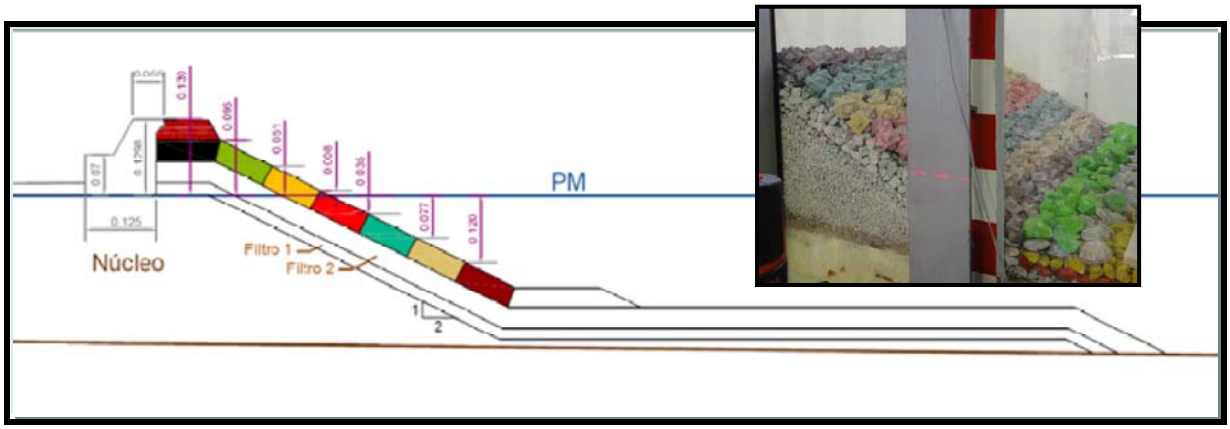


Figura 7. Sección 2D ensayada en la UPM del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

Ensayos 3D (CEDEX)

Los ensayos 3D de estabilidad hidráulica y rebase a escala E:1/36 se realizaron en el tanque 3D (45.0x6.5x2.0 metros) del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX, con oleaje unidireccional y absorción activa de reflexiones. Las características del temporal de cálculo fueron: Hs[m]= 5.1, Tp[s]=12 y 0<Δh[m]<0.8, pero los ensayos se realizaron con oleaje creciente hasta alcanzar Hs[m]=5.7, con Tp[s]=12 y Tp[s]=14, y 0<Δh[m]<1.0. Debido a que la profundidad existente en la berma de 40 m de anchura era de h[m]=7.55 en PMVE (Δh[m]=0.8), el dique se encuentra en condiciones de rotura parcial del oleaje. Así pues, la oblicuidad y rotura del oleaje sobre la berma, genera un aumento de la estabilidad hidráulica del morro comparado con condiciones de no rotura (ver Lomónaco et al., 2009, y Burcharth et al., 2010).



Figura 8. Modelo 3D ensayado en el CEPYC, con manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en tronco y de W[t]=15 en morro, del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

En primer lugar se ensayó un dique en talud H/V=2/1 con manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en el tronco y de W[t]=15 en el morro (ver Figura 8), estos ensayos con oleaje creciente por encima del temporal de cálculo demostraron la elevada estabilidad hidráulica del morro, muy superior a la habitual, debido a la rotura del oleaje sobre la berma ancha y a

la oblicuidad del mismo. Lo cual justificó un nuevo ensayo 3D con la Solución Variante finalmente adoptada, con talud H/V=2/1, manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en tronco y morro (ver Figura 9), escollera de W[t]=6 en la berma de pie y escollera de W[t]=1 en la berma frontal de fondo.



Figura 9. Modelo 3D ensayado en el CEPYC, con manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en tronco y morro, del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

La sección ensayada (ver Figura 10) finalmente construida, presentó una estabilidad hidráulica elevada en los ensayos realizados con oleaje superior al temporal de cálculo, caracterizados por Hs[m] hasta 5.7, Δh[m]=0.0 y 1.0, y Tp[s]=12 y Tp[m]=14. Los ensayos demostraron que las bermas, la alineación recta del tronco y el morro no sufren daños con oleaje superior al de cálculo. Tan sólo se observaron daños bajos o muy bajos en el arranque curvo del tronco: D<1,5% para Hs[m]=5.1 y Δh[m]=1.0>0.8; y D<4% para Hs[m]=5.7 y Δh[m]=1.0>0.8. Los rebases medidos resultaron admisibles para las condiciones ensayadas. El arranque del nuevo dique se decidió reforzarlo con una capa de Cubípodos de W[t]=15 ya que era un punto singular que mostraba los mayores caudales de rebase.

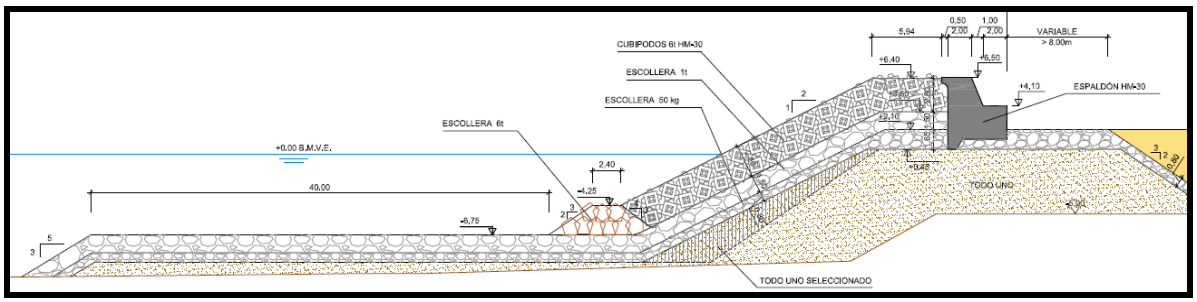


Figura 10. Sección bicapa con Cubípodos de 6 t del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

Finalmente 5000 Cubípodos de W[t]=6 fueron utilizados en la construcción de tronco y morro y 250 Cubípodos de W[t]=15 en el arranque del tronco apoyado sobre el dique de escollera existente. La ejecución del Dique de San Andrés, descrita con detalle por Santos et al. (2013), tuvo lugar durante los años 2011 y 2012, en los que se colocaron en primer lugar la berma y la sección sumergida, continuando con el avance terrestre. El proceso de fabricación de Cubípodos se realizó en un parque situado en el recinto del puerto, usando 23 y 2 encofrados de 6 y 15 t con dos puestas al día, y realizando un acopio de los Cubípodos de 6 t hasta en 5 alturas. Todo ello permitió la fabricación de Cubípodos con

rendimientos similares a los de los cubos. La colocación de los elementos se realizó con pinzas de presión, con rendimientos medios de 90 piezas/día por equipo en turno de día y sin problemas reseñables. Después de la consolidación del terreno, la fase final fue la ejecución del espaldón y colocación de los Cubípodos de la berma superior.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este artículo se describe la Solución Variante construida del dique de San Andrés (Puerto de Málaga), analizando posibles alternativas de diseño consideradas para el manto principal del dique. La Solución Base (proyecto a licitación) contemplaba un manto bicapa con talud H/V=2/1 de bloques cúbicos de pesos W[t]=10 y 21 con colocación aleatoria. Se analizan primero algunos aspectos relevantes del proyecto a licitación que afectan el diseño del dique y los condicionantes principales de las posibles alternativas. En segundo lugar se definen las características principales que debe tener una buena solución comparando diversas soluciones alternativas. Finalmente se justifica la Solución Variante y se describen los ensayos 2D y 3D de validación realizados.

La solución óptima para el dique debía cumplir las condiciones particulares de la zona: (1) mejorar las condiciones de estabilidad geotécnica, (2) adaptarse a los grandes asientos esperados a corto y largo plazo, (3) garantizar un balance entre la estabilidad hidráulica y el consumo de hormigón y (4) minimizar los rebases. Las piezas masivas de hormigón (cubos, Cubípodos, etc.) con colocación aleatoria, resisten por gravedad, se adaptan mucho mejor a los asientos que las piezas esbeltas que resisten por trabazón (Acrópodos, Core-Loc, Xbloc, etc.). Por tanto, si son previsibles grandes asientos diferenciales a corto y largo plazo, los mantos monocapa de piezas esbeltas trabadas se consideran una solución mucho peor que los mantos bicapa de piezas masivas, ya que los primeros pueden sufrir roturas incontroladas, mientras que los segundos presentan una respuesta flexible.

Por otro lado, dentro de las piezas masivas de colocación aleatoria en dos capas, los mantos de bloques cúbicos convencionales se caracterizan por el problema del adoquinamiento (compactación heterogénea) descrito por Gómez-Martín y Medina (2008 y 2014); si los asientos son importantes los problemas de adoquinamiento empeoran. Por el contrario, el Cubípodo se caracteriza por una buena adaptabilidad a las deformaciones del talud, manteniendo su aleatoriedad y una porosidad homogénea del manto en espacio y tiempo.

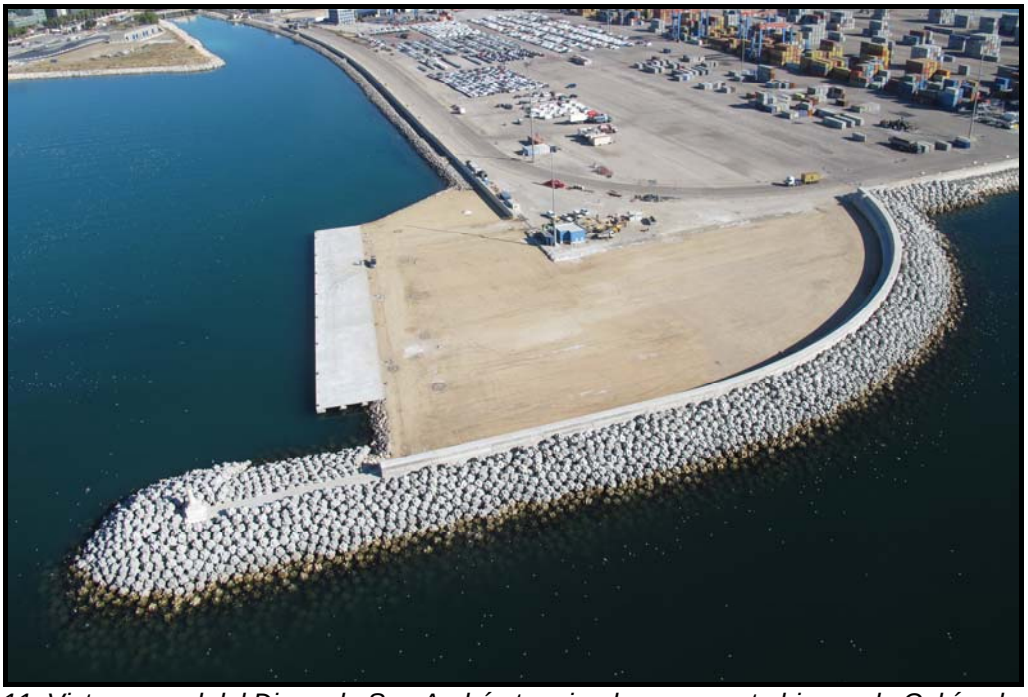


Figura 11. Vista general del Dique de San Andrés terminado, con manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en tronco y morro, Puerto de Málaga.

Así pues, la solución óptima adoptada y ejecutada para el dique de San Andrés ha sido el manto bicapa de Cubípodos de 6 t en tronco y morro, con colocación aleatoria en talud H/V=2/1. Se realizaron 2 ensayos físicos a escala: (1) un ensayo 2D a escala 1/40 en el canal de oleaje de la UPM de una sección monocapa con Cubípodos de 8 t (3.5 m^3) que resistió estados de mar superiores a las condiciones de diseño sin daños y (2) un ensayo 3D a escala 1/36 en el tanque unidireccional del CEDEX de la sección bicapa con Cubípodos de 6 t (2.6 m^3) en tronco y morro que permitió validar condiciones de oleaje superiores a las de diseño sin daños y con rebases admisibles; lo cual justificó la solución finalmente construida (ver Figura 11) que ha permitido ahorros del 30% en el consumo de hormigón del manto principal del dique, respecto de la Solución Base, con la consiguiente reducción de la huella energética y del carbono.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Autoridad Portuaria de Málaga su apuesta por la innovación y el ahorro, al haber propuesto un tipo de licitación abierta que admitía soluciones variantes al tipo de piezas que forman el manto principal, exigiendo ensayos a escala reducida que validasen la solución adoptada. Se agradece también la ayuda del Ministerio de Economía y Competitividad y del FEDER (BIA2012-33967).

REFERENCIAS

Berenguer, J.M. y Baonza, A. (1999). Experimental research on hollowed cubes for breakwater protection. Proceedings of the International Conference Coastal Structures '99: 255-261.

Burcharth, H.F., Andersen, T.L. and Medina, J.R. (2010). Stability of Cubipod armoured roundheads in short crested waves. Proc. of 32nd Conference on Coastal Engineering, ASCE, 32(2010): structures.39.

CEDEX (2010). Estudio de la modificación de las obras de abrigo de la dársena de San Andrés. Informe Técnico para Ministerio de Fomento, Organismo Público Puertos del Estado, Clave CEDEX: 24-410-5-004.

Dupray, S., and Roberts, J. (2009). Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. Coasts, marine structures and breakwaters. Adapting to change, ICE-Thomas Telford Ltd., Vol. 1, 245-259+297-298.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2008). Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack. Proc. 31st Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, 3461-3473.

Gómez-Martín, M.E., and Medina, J.R., 2014. Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 140(1): 100-108.

Grau, I. (2008). Avances en la construcción de diques de abrigo en España. Libro del III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, Puertos del Estado, 13-60.

Hudson, R.Y. (1959). Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters. Journal of Waterways and Harbors Division, ASCE, 89(WW3): 93-121.

INECO (2010). Proyecto constructivo de habilitación y mejora de la dársena exterior y abrigo exterior de San Andrés. Puerto de Málaga. Autoridad Portuaria de Málaga, noviembre de 2010.

Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. and Gómez-Martín, M.E. (2009). Evolution of Damage on Roundheads Protected with Cube and Cubipod Armour Units. Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2009, ICE, Thomas Telford Ltd., Vol 1, 169-180+186-188.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., y Santos, M. (2010). Diseño de diques en talud con el manto principal de Cubípodos, Revista de Obras Públicas, Col. ICCP, Madrid. 157(Nov.): 37-52.

Santos, M., Corredor, A., Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2013). Ejecución de diques de Cubípodos en San Andrés (Puerto de Málaga) y Punta Langosteria (A Coruña). Libro electrónico de las XII Jornadas Españolas de Costas y Puertos (in press).

Shore Protection Manual (1975). Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.

Smolka, E., Zarranz, G. y Medina, J.R. (2009). Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos. Libro de Ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, 803-809.

UTE GTT Ingeniería-Cemosa (2008). Proyecto constructivo nuevos muelles pesqueros de San Andrés. Puerto de Málaga. Autoridad Portuaria de Málaga, julio de 2008.

ESTRUCTURAS DE TOMA Y VERTIDO DE LA IDAM DE TORREVIEJA (ALICANTE): MAYOR DESALADORA DE EUROPA

Tomás Hernández Giraldo.

Ingeniero de C.C. y P. ACCIONA INGENIERIA, Calle Anabel Segura 11, Alcobendas – 28108 Madrid (España) Tomas.hernandez.giraldo@acciona.es

INTRODUCCIÓN

La estructura de Toma y Vertido así como su inmisario y emisario de vertido del agua de salmuera, situada en el Puerto de Torrevieja en la Provincia de Alicante (España). Fue finalizada la construcción en mayo del 2013 por IDAM TORREVIEJA, UTE compuesta por ACCIONA AGUA y ACCIONA INFRAESTRUCTURAS. La explotación de la desaladora la realiza ACCIONA AGUA para Aguas de la Cuenca del Mediterráneo (ACUAMED) del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (Gobierno de España).

El diseño fue realizado por Acciona Ingeniería así como la supervisión técnica durante la construcción. Los factores que influyeron en el diseño, el proceso constructivo y materiales utilizados son descritos en el presente documento.



Figura 1. Localización de la Estructura de Toma y Vertido en el Puerto de Torrevieja

DESCRIPCIÓN

El proyecto está consiste en:

- Ensanche del dique de poniente del Puerto de Torrevieja en 13,40 m, dentro del relleno del recrecido se localizan una (a) conducción de ϕ_{int}-2400 mm de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) correspondientes a la toma de

agua y una (1) conducción de ϕ_{int}-2000 mm de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) correspondiente al vertido de la salmuera.

- Cajón para la captación de agua y vertido de 55,3 m de longitud, 10,70 m de ancho y 13,40 m de altura, colocado en el dique de poniente también conocido como contradique de la Sal.
- Una (1) Conducción de toma: ϕ_{int}-2400 mm de PRFV, conectan el edificio de bombeo con la desaladora, la longitud es de 1900 m.
- Una (1) Conducción de vertido de salmuera: ϕ_{int}-2400 mm de PRFV, compuesto de dos tramos:
  - Tramo terrestre desde la desaladora a cajón de toma/vertido , longitud de 1900 m.
  - Tramo marítimo cajón de toma/vertido a punto de vertido, longitud 1850 m.
- Edificio de bombeo y arqueta de carga , el edificio está junto a cajón de toma/vertido, tiene una longitud de 55 m y 12 m de ancho.



Figura 2. Planta de situación de Planta Desaladora, Conducciones y Estructuras

PROMOTOR	AGUAS DE LA CUENCA DEL MEDITERRÁNEO (ACUAMED)
CONSTRUCTOR	ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
PROYECTISTA Y DIRECCIÓN DE OBRA	ACCIONA INGENIERÍA
CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN	244.000 m^3/día (Ampliable a 360.000 m^3/día)
COTA DE TOMA DE AGUA	-9.0 m.s.n.m. (1) (en cajón de toma/vertido)
COTA DE VERTIDO	-7.0 m.s.n.m. (1) (64 difusores en un tramo de 312 m, paralelo al dique de Levante)
SISTEMA DE PRODUCCIÓN	OSMOSIS INVERSA (conversión del 45%)
GEOLOGÍA Y GEOTÉCNICA	Presencia de roca entre 2 a 3 m bajo el lecho marino en la bocana del puerto
ACELERACIÒN SÍSMICA	1,4 m/s^2
OLEAJE DE CÁLCULO CAJÓN TOMA/VERTIDO:	
Hs(5) (100 años)	2,2 m Dirección SE, H_{max}= 1.8*Hs = 3.96 m
Hs(5) (1 año)	1,2 m Dirección SE, H_{max}= 1.8*Hs = 2.16 m

TEMPERATURA DE LAGUA DEL MAR:		14 a 26ºC
DIFUSORES POR EMISARIO	**NÚMERO**	64 Uds. (ϕ 200 mm)
	TUBERÍAS: MATERIAL/ D_{int} [6] /PRESIÓN NOMINAL	PRFV [2] / ϕ_{int} [4]: 2000 mm / 6 at [3]
	LONGITUD / ÁNGULO	312 m
RATIOS DE NIVEL DEL MAR	**Nivel más probable del mar:**	± 0.00 m.s.n.m. [1]
	Pleamar Viva Equinoccial (PVE):	+ 0,84 m.s.n.m. [1]
	Bajamar Viva Equinoccial	-0.74 m.s.n.m. [1]

(1) m.s.n.m: metros sobre el nivel medio del mar
(2) P.R.F.V.: Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio
(3) a.t. : presión en atmósferas
(4) ϕ_{int}: Diámetro interior de emisario
(5) Hs: altura de ola significante
(6) H_{max}: altura de ola máxima

Tabla 1. Datos generales,

CONDICIONANTES DE LA CONSTRUCCIÓN EN DIQUE DE PONIENTE

El reto era instalar las conducciones de toma (ϕ_{int} 2400 mm) y vertido (ϕ_{int} 2000 mm) en el contradique de la Sal del puerto de Torrevieja afectando mínimamente a las concesiones, usuarios y medioambiente, para ello se amplió el ancho del contradique (ver figura 3), esto permitió:

- ✓ No afectar a la concesión del muelle de la Sal.
- ✓ Obtener un paseo 9 m de ancho a lo largo de casi todo el contradique para el disfrute de los habitantes de Torrevieja.
- ✓ Mayor seguridad en las conducciones dado que no están al pie del dique, como estaba inicialmente previsto
- ✓ Mayor facilidad constructiva: la instalación de las conducciones es terrestre.

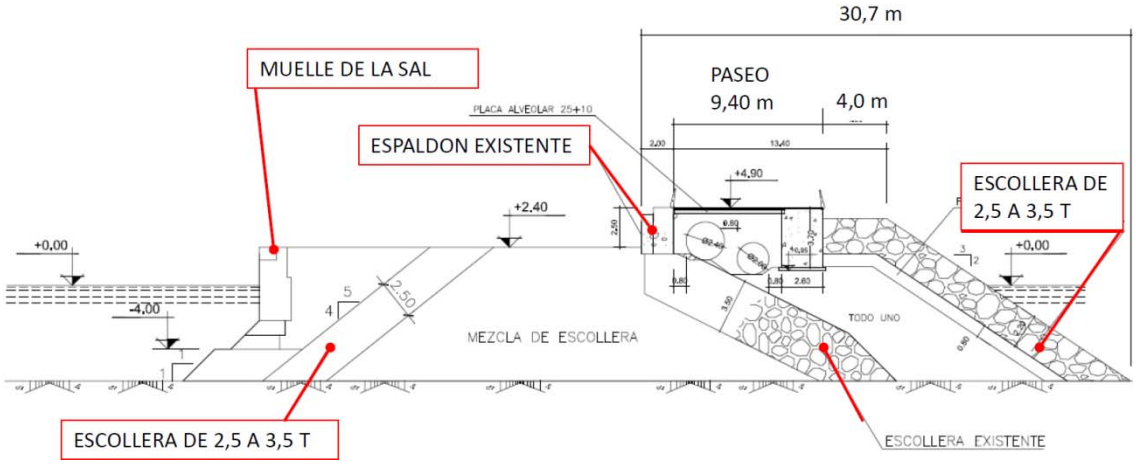


Figura 3. Sección del Dique de Poniente con el recrecido y conducciones de toma/vertido



Figura 4. Detalles constructivos de la ampliación del Dique de Poniente

DISEÑO DEL CAJÓN DE TOMA/VERTIDO

En el diseño del cajón de toma/vertido se consideró lo siguiente:

- ✓ Poder instalar los sistemas de bombeos capaces de tomar un volumen de agua del mar hasta 568.000 m3/día (ampliable a 800.000 m3/día).
- ✓ Realizar una distribución de cámaras para:
  - Localizar filtros tipo Taprogen en la base del cajón.
  - Diseño de cámaras interiores del cajón que permitieran obtener una decantación del agua tomada
  - Diseño de cámaras para los equipos de bombeo
  - Diseño de cámaras que permitieran poder hacer la transición de la conducción de vertido del agua de salmuera del tramo terrestre al tramo submarino
- ✓ Construir el Cajón en un dique seco con un calado de hasta 6,5 m
- ✓ Remolcar el cajón desde el Dique Seco de Navantia en Cartagena hasta el puerto de Torrevieja sin poderse hacer cambios de configuración en el lastrado durante el transporte, debiendo autoestabilizarse en caso de oleaje.
- ✓ Trasdosar el cajón con un edificio para los sistemas de bombeo

Para resolver los requisitos se planteó una solución de las siguientes características:

- ✓ Características geométricas del cajón (ver figuras 5 a 8):
  - Cajón asimétrico de 22 celdas: 2 filas x 11 columnas, las dimensiones interiores de las celdas son:
    - 20 celdas de 4,70 x 4,15 m (tipo 1), destinadas a la toma. Las paredes interiores son de 3,5 m de alto y 30 cm de espesor, estas paredes se prolongan 7,67 m de altura y en un ancho de 2,10 m para rigidizar las paredes perimetrales
    - 2 celdas de un extremo son de 4,70 x 5,55 m (tipo 2), destinadas para vertido del emisario. Las paredes interiores son de 45 cm la que separa a las celdas tipo 1 y de 30 cm de espesor la que divide las dos celdas tipo 2.
    - Las paredes perimetrales: 45 cm de espesor y una altura de 12,32 m
    - La losa es de 75 cm de espesor con vuelo de zapata de 1,50 m en frontal y trasdós, 0,5 m en los laterales

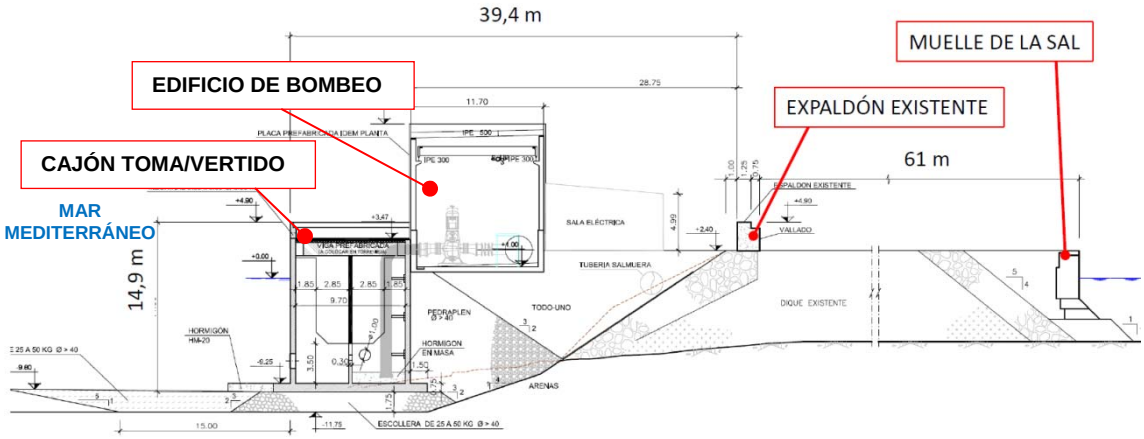


Figura 5. Sección del Dique de Poniente con el cajón de toma/vertido en su posición definitiva

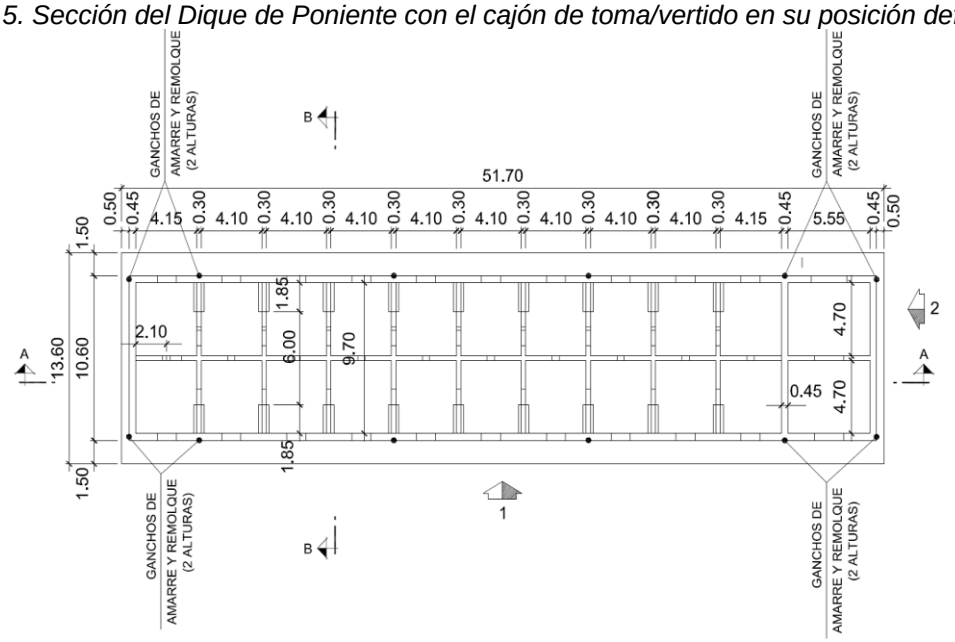


Figura 6. Plata del cajón de definición geométrica

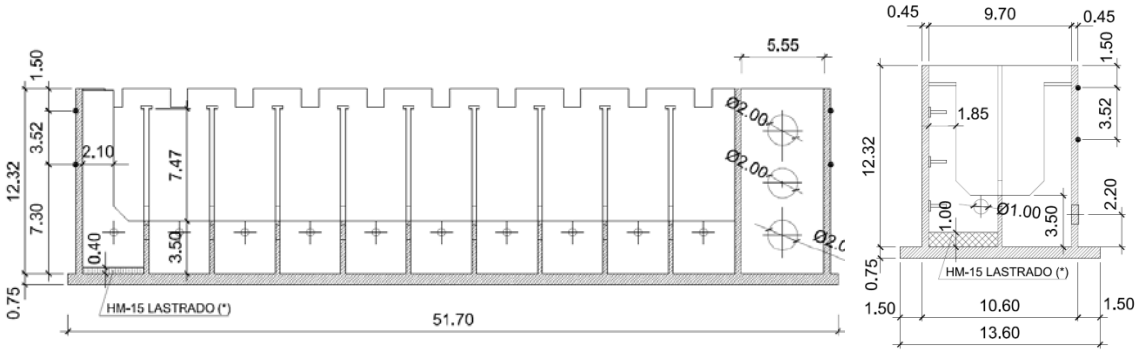


Figura 7. Sección A-A y B-B del cajón donde se puede apreciar: las paredes interiores recortadas y la asimetría de las celdas.

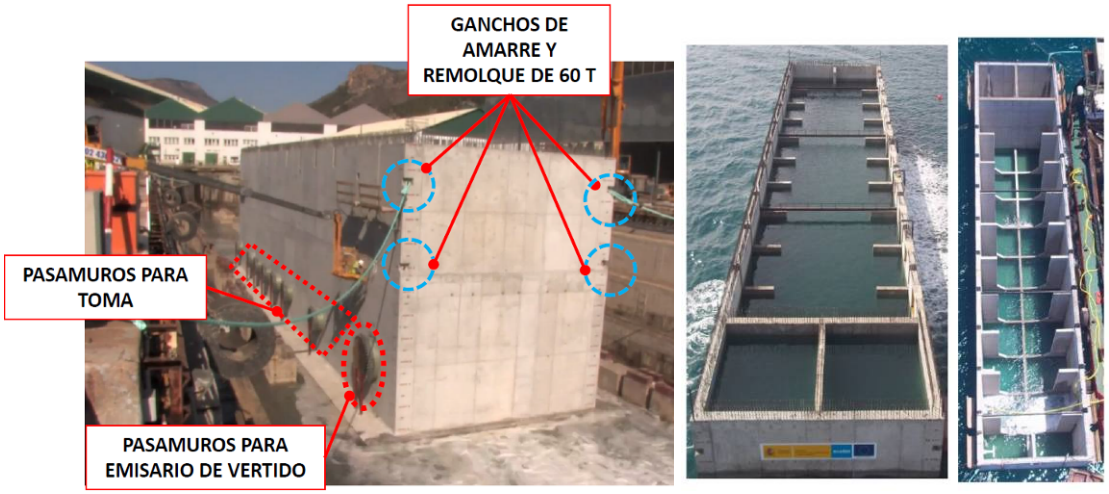


Figura 8. Vistas del cajón de toma/vertido durante la construcción

FASES DE CONSTRUCCIÓN

Las fases constructivas fueron las siguientes:

1. La construcción del cajón, se realizó en un dique seco en el puerto de Cartagena del siglo XVIII con calado de 6,5 m, esto obligó a agudizar el ingenio para permitir que el cajón florara después de la botadura y posteriormente soportar los esfuerzos a los que estaría sometido el cajón durante el transporte, fondeo y vida útil.
2. Recrecido del dique de poniente, al mismo tiempo que se construía el cajón se ensanchó el dique y se construyó el recinto de hormigón en su interior para contener las conducciones de toma y vertido (ver figuras 9 y 10)
3. Dragado del sitio donde se construiría posteriormente la banqueta de cimentación del cajón y posteriormente se realizaría el rasanteo de la coronación a la cota -10,0 m.
4. Transporte del cajón desde Cartagena al puerto de Torrevieja sin lastre líquido.
5. Fondeo del cajón primero: hasta obtener 1 m espesor de hormigón en todas las celdas y posterior llenado de agua.
6. Relleno de trasdós del cajón y construcción de muros de hormigón a los dos lados del cajón
7. Construcción del emisario desde el cajón de toma/vertido hasta la zona de vertido, esta zona de vertido es paralela al dique de Levante.
8. Construcción de edificio de Bombeo
9. Pruebas de funcionamiento de equipos de bombeo y conducciones de toma y vertido.



Figura 9. Construcción del cajón de toma/vertido en el dique seco de NAVANTIA en Cartagena (Murcia)



Figura 10. Vistas del incremento de sección del dique de Poniente (Puerto de Torrevieja)



Figura 11. Puesta en flotación del cajón en el dique seco de Navantia en Cartagena



Figura 12. Transporte del cajón desde Cartagena al Puerto de Torrevieja

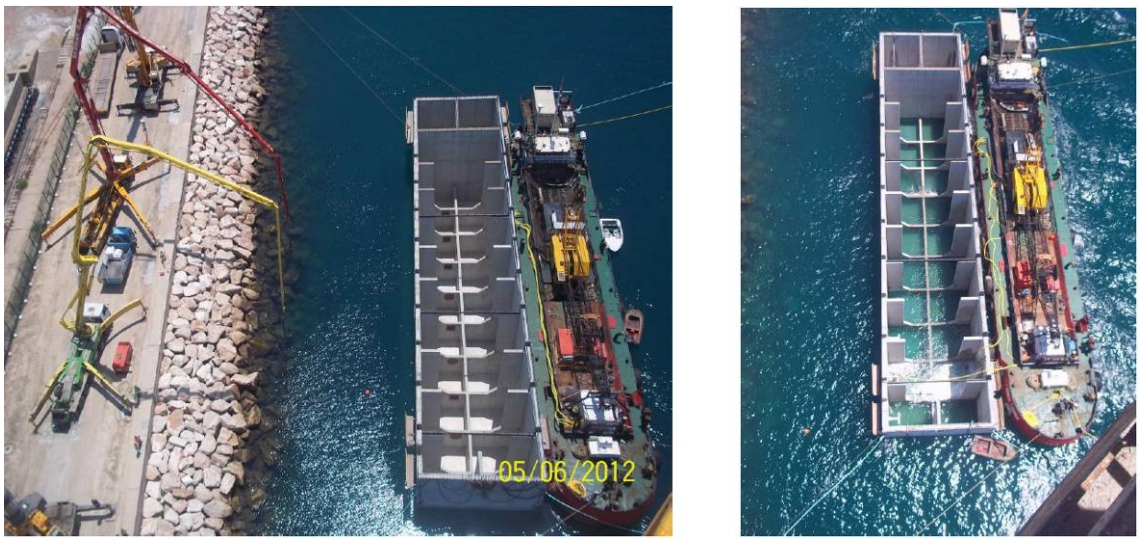


Figura 13. Fondeo del cajón junto al Dique de Poniente en el Puerto de Torrevieja



Figura 14. Relleno del trasdós del cajón



Figura 15. Construcción de muros de hormigón a los lados del cajón



Figura 16. Finalización de construcción de muros de hormigón a los lados del cajón, protección de escollera y final de relleno de trasdós del cajón



Figura 17. Vista exterior e interior de la construcción del edificio de bombeo junto al cajón de toma/vertido



Figura 18. Vista exterior e interior del edificio de bombeo finalizado

EMISARIO DE VERTIDO DE SALMUERA

En el emisario de vertido de salmuera los principales retos fueron:

- ✓ En la Bocana del puerto:
  - Compatibilizar la construcción con el paso continuo de barcos de recreo, pequeros y mercantes.
  - Evitar daños al emisario por el arrastre/caída fortuito de anclas y otros elementos de los barcos.
  - Necesidad de dejar un calado mínimo de 10 m.
  - Existencia de fondo rocoso que condicionaba su excavación y no se permitía la realización de voladuras, había que definir un sistema de lastrado que minimizara la excavación.
- ✓ En el tramo paralelo al dique de levante los condicionantes eran:
  - No desestabilizar el dique de Levante a la hora de realizar la zanja para contener la conducción de vertido.
  - Definir un sistema de protección a los difusores para minimizar daños al emisario en el caso de recibir el golpe de una escollera que se moviera debido a la acción de algún temporal
- ✓ Diseñar las conducciones y protecciones para la acción del oleaje tanto en situación de construcción como de servicio.

SOLUCIONES A RETOS DEL EMISARIO DE VERTIDO

Los elementos de protección del emisario en sus diferentes tramos se realizaron con el cálculo de las fuerzas de arrastre, ascensional y de inercia:

Fuerza de arrastre:	$F_{arratre} = Ca * r_w * U_a^2 * D/2$
Fuerza de elevación:	$F_{ascensional} = Ce* r_w * U_a^2 * D/2$
Fuerza de inercia:	$F_{inercia} = r_w * p * D^2 * a_w / 4 + = r_w * C_m * p * D^2 * a_r / 4$

Las características del oleaje en el tramo de levante son:

- Altura de ola de cálculo, $H_{max} = 1,8*H_s = 1,8 * 3,44 = 6,19$ m
- $T_s = 13$ segundos

En el tramo de la bocana del puerto la solución que se realizó consistió en la sustitución de los lastres prefabricados de hormigón por geomallas rellenas de mortero, espesor medio de 15 cm, en toda la longitud del tubo. Proceso constructivo es el siguiente:

- Primero se realiza el dragado,
- Luego se coloca una cama de grava sobre la que se coloca el tubo Dext=2.000 mm de PRFV,
- Colocación del tubo con el en la zanja sobre la cama de grava con la geomalla montada esta en tierra.
- Inyección del mortero por una boca de la geomalla y salida del agua por la otra boca que tiene la geomalla
- Finalmente se rellena el resto de la zanja con grava.

Con esta solución las ventajas obtenidas de utilización de la geomalla frente a los lastres prefabricados fueron las siguientes:

- Menor plazo de ejecución
- Facilidad de colocación de la tubería
- Menor daño medioambiental por la realización de un menor dragado
- Garantización del calado mínimo exigido
- Protección continua de la tubería

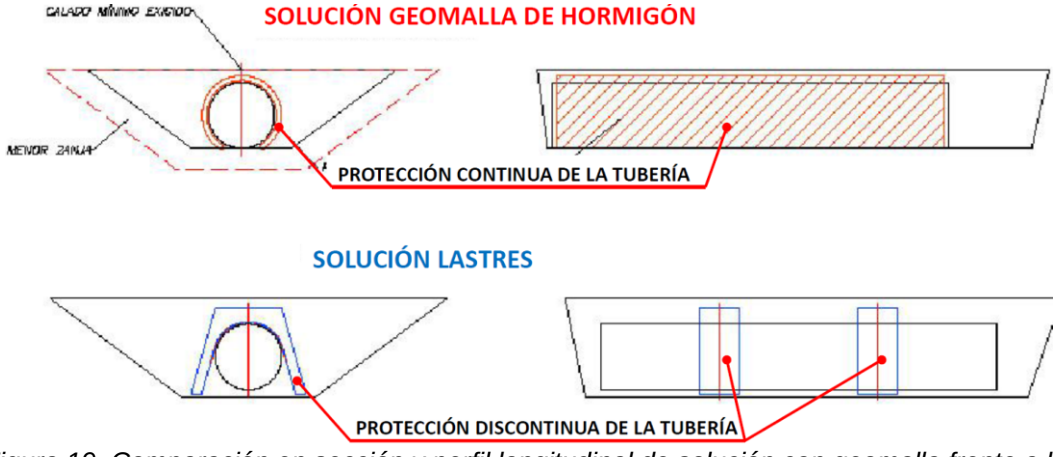


Figura 19. Comparación en sección y perfil longitudinal de solución con geomalla frente a la solución con lastres



Figura 20. Vista de protección de geomalla sobre tubo ϕ_{int}-2000 mm de PRFV e inyección de geomalla con medios marítimos

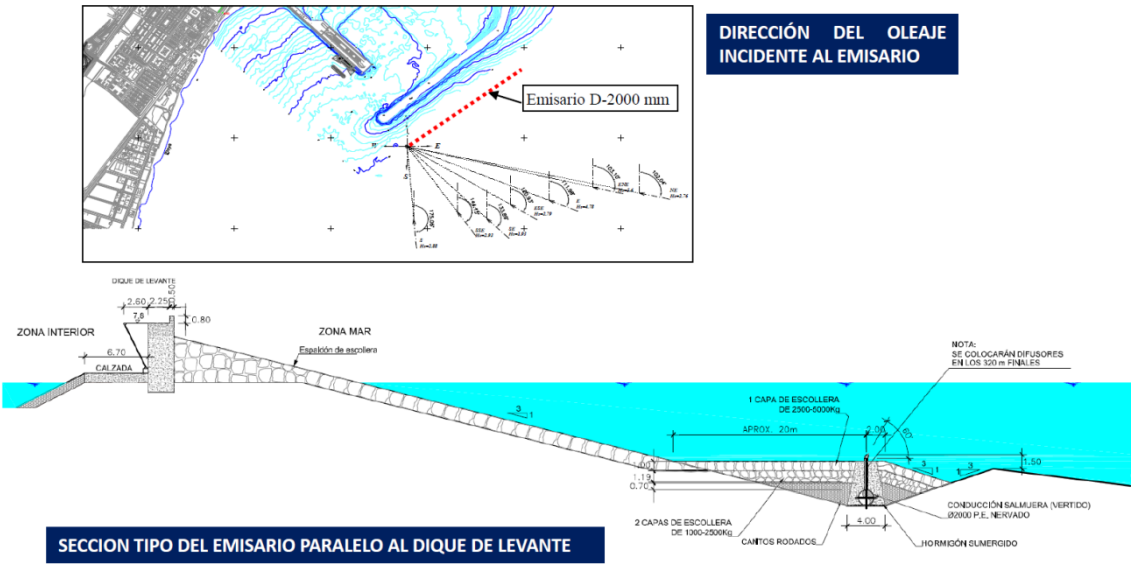


Figura 21. Detalles de la dirección del oleaje incidente en el emisario en el tramo paralelo al dique de Levante y Sección tipo

Para resolver el condicionante de que una escollera del dique de levante pudiera dañar el emisario se decidió cambiar los lastres de tipo monolítico de protección de los difusores por otros de tipo fusible (lastres en dos partes) es permite que en caso de choque de una escollera se pueda romper el tramo de protección del difusor sin que se vea afectada la protección del colector, ver figura 22. El lastre superior está conectado al inferior mediante anclajes.

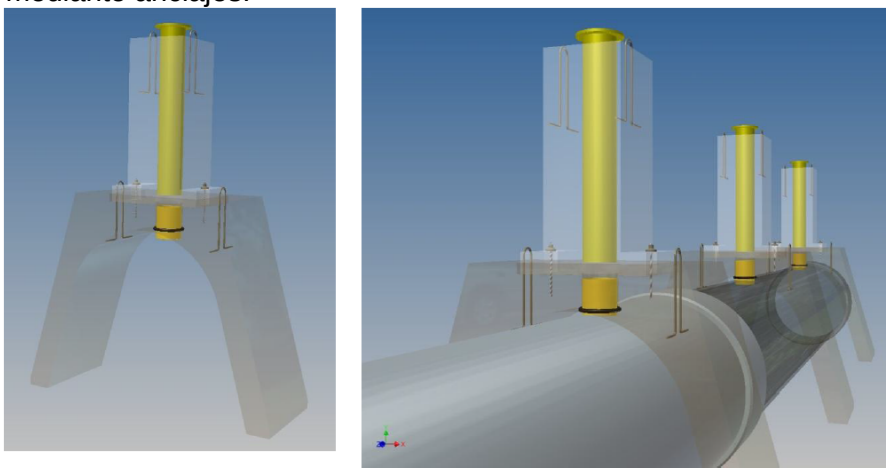


Figura 22. Lastres de tipo fusible para el tramo de difusores, el peso del lastrado superior más el inferior es de 13,45 t.

EJEMPOS DE OTRAS CONDUCCIONES SUBMARINAS

A continuación se presentan dos fichas de dos obras con utilización de conducciones de gran diámetro con material de PRFV (poliéster reforzado con fibra de vidrio) para la realización de emisarios submarinos.



Figura 23. Ficha de conducción de vertido de aguas limpias del sistema de refrigeración de la CTCC Besós 5 en Barcelona (España)

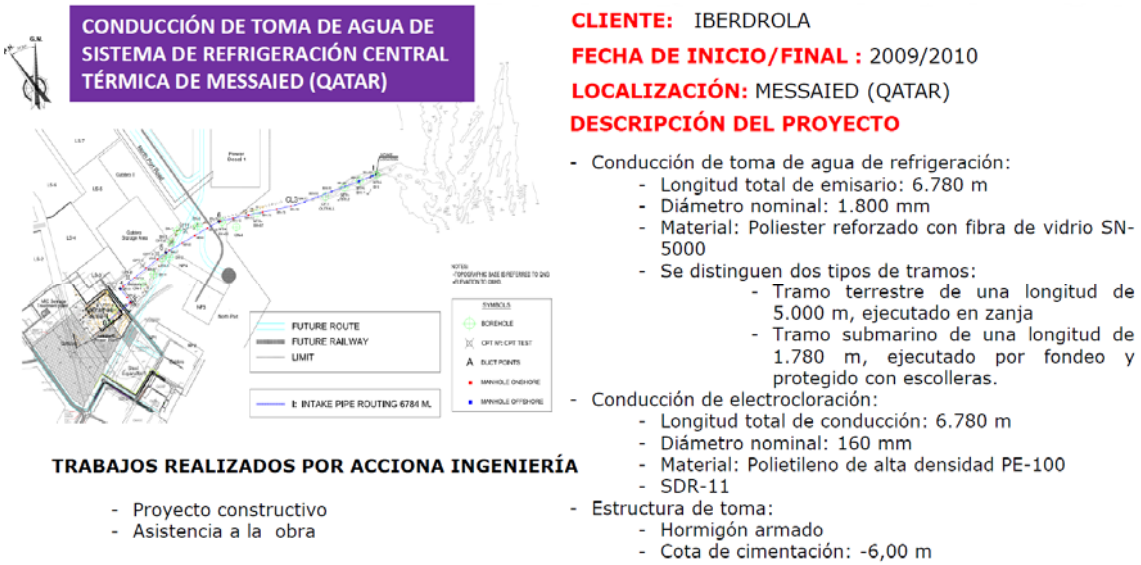


Figura 24. Ficha de conducción de toma de agua del sistema de refrigeración de la central térmica de MESSAIED en Qatar

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a todos los que han intervenido y colaborado en esta obra en especial al personal de ACCIONA INFRAESTRUCTURAS y ACCIONA AGUA.

CÁLCULO Y OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD EN TERMINALES EXPUESTAS

José Ramón Iribarren[1], Ismael Verdugo[2], Luis López[3], Victoria Martinez[4] ,Juan Gómez[5]

[1] Director General. Siport21. c/Chile 8. 28290 Las Matas. Madrid jose.r.iribarren@siport21.com
[2] Director Técnico. Siport21. c/Chile 8. 28290 Las Matas. Madrid ismael.verdugo @siport21.com
[3] Gerente de Proyectos. Siport21. c/Chile 8. 28290 Las Matas. Madrid luis.lopez @siport21.com,
[4] Gerente de Proyectos. Siport21. c/Chile 8. 28290 Las Matas. Madrid victoria.martinez@siport21.com
[5] Ingeniero de Proyectos. Siport21. c/Chile 8. 28290 Las Matas. Madrid juan.gomez@siport21.com

Introducción

Las Terminales Expuestas son aquellas que cuentan con poco o ningún abrigo que las proteja del oleaje. Su nivel de operatividad es un factor crítico en la fase de diseño de las mismas que puede ser analizado en fases iniciales de proyecto.

Este tipo de terminales son habituales en la costa del Pacífico Sur, cuyo oleaje se caracteriza por sus periodos altos, generados por la enorme distancia (fetch) sobre la cual los vientos transfieren su energía al mar, y por la gran distancia entre la zona de generación del oleaje a la costa. Se trata de mares de fondo con alturas de ola moderadas y altos periodos de pico. Este tipo de oleaje presenta un elevado contenido energético.

En las terminales expuestas la energía asociada al oleaje se transmite casi en su totalidad al buque amarrado (jetty, terminal multi-boyas,...) y éste responde, en función de las características del sistema dinámico formado por el (buque-sistema de amarre), provocando elevados movimientos del buque que pueden incidir sobre la operatividad de la terminal, llegando incluso a provocar rotura de amarras y daños en las defensas.

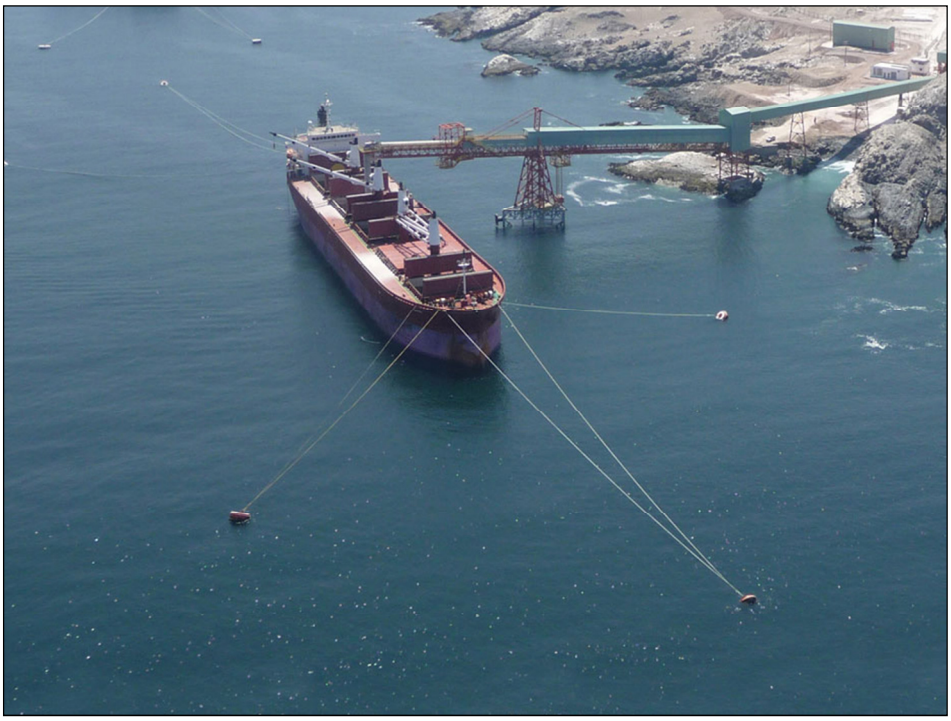


Figura 1. Ejemplo de Terminal Multiboya. Expuesta al Oleaje

Metodología

Siport21 acumula una amplia experiencia realizando estudios de comportamiento de buque atracado que en definitiva buscan definir y verificar las configuraciones de amarre **en condiciones de carga/descarga y permanencia**. Como resultado de las simulaciones realizadas con un modelo numérico de comportamiento del buque atracado, se evalúa la **operatividad de las embarcaciones** bajo diferentes condiciones marítimas y meteorológicas, a la vista de los movimientos experimentados por los buques y las cargas resultantes sobre el sistema de amarre y defensas.

Entre otros, Siport21 dispone de licencia de uso del modelo numérico SHIP-MOORINGS, desarrollado por Alkyon (Hydraulic Consultancy & Research, Holanda). Este modelo reproduce el comportamiento de un buque específico atracado bajo la acción combinada del viento, el oleaje y la corriente. El sistema resuelve las ecuaciones de movimiento del buque con 6 grados de libertad (vaivén, deriva, guiñada, alteada, cabeceo, balance) en el dominio del tiempo, sin limitaciones en las amplitudes de movimiento. Para cada proyecto es preciso construir modelos numéricos específicos de los buques a analizar que tendrán en cuenta, entre otros aspectos, dimensiones principales, formas del casco y condición de carga (desplazamiento, inercias y estabilidad). Los modelos a desarrollar tendrán también en cuenta la tipología estructural del atraque y la profundidad de la zona. Además, se modeliza el sistema de amarre que considerará las características de los diferentes elementos que lo forman, en particular las curvas elásticas del material de los cabos de amarre del buque, de las defensas del muelle y en su caso los sistemas de fondeo.

Conclusiones

Se explicarán y definirán las medidas analizadas para absorber la energía del oleaje, disminuir los esfuerzos sobre las líneas y defensas o atenuar el movimiento del buque con el objetivo de **mejorar la operatividad**. Para cada solución, se especificará la mejoría en el porcentaje de operatividad conseguida. Las soluciones planteadas son las siguientes:

- Aumentar la rigidez del sistema de amarre
- Utilización de un sistema más flexible
- Variación de la orientación del buque atracado
- Proporcionar abrigo al atraque

DISEÑO DE OBRAS DE ATRAQUE DE OIL & GAS EN ZONAS EXPUESTAS A OLEAJES Y VARIACIONES DE NIVELES IMPORTANTES

M. González Coderch, N. Janer Gual

SENER Ingeniería y Sistemas, S.A., C/ Provença 392, 08025 Barcelona, marta.gonzalez@sener.es, nuria.janer@sener.es

INTRODUCCIÓN

La continua evolución del negocio del petróleo y gas supone una continua adaptación en el diseño de los atraques e instalaciones auxiliares para la manipulación del crudo y sus derivados y el gas natural licuado (GNL)). Políticas como las expuestas por la Unión Europea para impulsar el uso de GNL por tratarse de una fuente de energía limpia y segura o instalaciones para regasificación tipo FSRU como solución más viable en ciertos países o como complemento para cubrir puntas en las épocas de máximo consumo potencian el desarrollo de un negocio en continua evolución.

En este contexto, y teniendo en cuenta los altos límites operativos de los equipos de carga y descarga de productos, se plantea cada vez más el desarrollo de terminales en zonas relativamente expuestas al oleaje. Asimismo la naturaleza de los productos manipulados (mercancías peligrosas) conlleva la consideración de criterios de diseño muy exigentes ya sean determinadas por las normativas o recomendaciones de aplicación del país o incluso por las especificaciones del propio cliente. Esta situación deriva en la consideración de unas acciones asociadas a períodos de retorno muy altos que condicionan la propia geometría de los atraques siendo necesaria la búsqueda de soluciones que no dificulten la funcionalidad y operatividad de la instalación.

CONDICIONES DE DISEÑO

La solución óptima de una terminal de productos petrolíferos o GNL expuesta a oleajes relativamente energéticos combinado con variaciones de niveles importantes acostumbra a ser una solución de compromiso que asegure la fiabilidad de la obra sin comprometer su funcionalidad.

Asimismo la presencia de condiciones hidrodinámicas energéticas condiciona la tipología de las estructuras que componen el atraque, descartando en ocasiones el uso de tipologías verticales que generarían reflexiones inadmisibles. Este fenómeno aconseja en muchas ocasiones la adopción de soluciones abiertas mucho más sensibles a las cargas del oleaje.

La combinación de la acción del oleaje con la existencia de variaciones de niveles importantes supone la elevación de las cotas de coronación de las estructuras para minimizar los impactos del oleaje en equipos, tuberías, etc.. En estos casos la consideración del impactos del oleaje en las infraestructuras (pasarelas, losas, etc.) versus la disminución de la funcionalidad del propio atraque se convierte en una punto clave a valorar. Y todo ello situado en el marco de las limitaciones de las herramientas disponibles para la caracterización de las acciones del oleaje en geometrías complejas. Es así muy importante realizar un análisis detallado de los condicionantes hidrodinámicos, sísmicos, acciones, requisitos funcionales, flexibilidad requerida, etc. previo a la definición de una geometría para determinar la solución que globalmente mejor se adapte a los condicionantes existentes.

Todo lo anterior combinado con atraques con un rango de flota cada día más amplio dificulta la adopción de soluciones que desde el punto de vista operativo se adapten a los requisitos de los operadores (amarradores, prácticos, etc.) y que a su vez alcancen los niveles de seguridad exigidos por las propiedades y administraciones competentes. Un esfuerzo en la consideración de todos lo elementos que componen un atraque y la compatibilidad de los mismos con el rango de flota admisible es esencial para garantizar la correcta operativa.

No menos importante que el propio atraque es el diseño de las estructuras de sustentación de las tuberías bajo los condicionantes de oleajes y variaciones de niveles importantes. Soluciones diversas como la protección de las mismas de la acción del oleaje ya sea alejando y/o elevando las mismas de la lámina de agua, o bien realizando galerías o canales que impidan que el impacto del oleaje incida en las tuberías o incluso diseñando las tuberías y sus apoyos para resistir el impacto de las mismas. En estos casos entran en juego un amplio número de factores como el proceso constructivo, las acciones (presiones y subpresiones existentes), incluso las propias limitaciones de los medios de estudio disponibles. Estos casos exigen de estudios específicos como el modelado físico con la finalidad de llegar a soluciones que sin comprometer la seguridad de las mismas sean técnica y económicamente viables.

Este análisis se expondrá basado en las experiencias de SENER en el diseño de las terminales de Gate Terminal, en funcionamiento desde 2011, y la terminal de Dunkerque, en construcción, así como otros proyectos para nuevas terminales de regasificación en Europa actualmente en desarrollo.



Figura 1. Vistas de los atraques 1 y 2 de GNL de la Terminal de Gate, en Roterdam (Holanda).



Figura 2. Protección de tuberías en Punta Lucero en Bilbao (España).

DISEÑO Y ENSAYOS FÍSICOS 3D DE LOS DIQUES MONOCAPA DE CUBÍPODOS EN LA ZONA DEL CONTRADIQUE DE PUNTA LANGOSTEIRA

J.R. Medina[1], M.E. Gómez-Martín[2], E. Peña[3], E. Maciñeira[3], J. Sande[3], A. Corredor[4], M. Santos[4]

[1]Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia, jrmedina@upv.es
[2]Universidad de Alicante, Carretera San Vicent del Raspeig s/n, 03690 Alicante, esther.gomez@ua.es
[3]Universidade da Coruña, Campus de Elviña, 15071 A Coruña, epena@udc.es, emacine@puertocoruna.com, jose.sande@udc.es
[4]SATO (Grupo OHL), Pº Castellana 259-D-8º, 28046 Madrid, acorred@ohl.es, mosantos@ohl.es

RESUMEN

Este artículo describe los ensayos físicos 3D a escala reducida y los condicionantes del diseño experimental correspondientes a los primeros diques monocapa de Cubípodos construidos en España. Los diques están situados en la zona del contradique del Puerto exterior de A Coruña en Punta Langosteira y tienen una traza sensiblemente perpendicular a la costa. El temporal de cálculo, dependiendo del tramo y nivel de marea, somete a los diques a un oleaje limitado por fondo. Se describen los ensayos físicos 3D a escala 1/45 realizados por UDC-GEAMA en el CITEEC (Universidade da Coruña), donde se ensayaron los diques para temporales y niveles del mar muy superiores a los de cálculo. Además del diseño experimental y los resultados, se señalan algunos de los aspectos logísticos de la obra en ejecución.

INTRODUCCIÓN

El dique de abrigo de Punta Langosteira descrito por Maciñeira et al. (2009) es sin duda uno de los grandes del mundo; con una longitud de 3.35 km, está protegido por un manto bicapa de bloques cúbicos de W[t]=150 y talud H/V=2.0 diseñado para resistir un temporal de cálculo de Hs[m]=15 y Tp[s]=18 a profundidad h[m]=40 (BMVE), con rango de marea Δh[m]=PMVE-BMVE=5. Tras completarse el dique de Punta Langosteira en 2011, se construyeron en 2012 y 2013 dos nuevos diques perpendiculares a la línea de costa (dique Norte y dique Sur) para proteger la toma de Gas Natural Fenosa de la central térmica de Sabón (ver Fig. 1), la cual se ha visto alterada debido al transporte litoral inducido por la construcción del dique de abrigo. Además, el dique Sur se corresponde con la primera fase del contradique de Punta Langosteira, necesario para completar el abrigo del nuevo puerto.

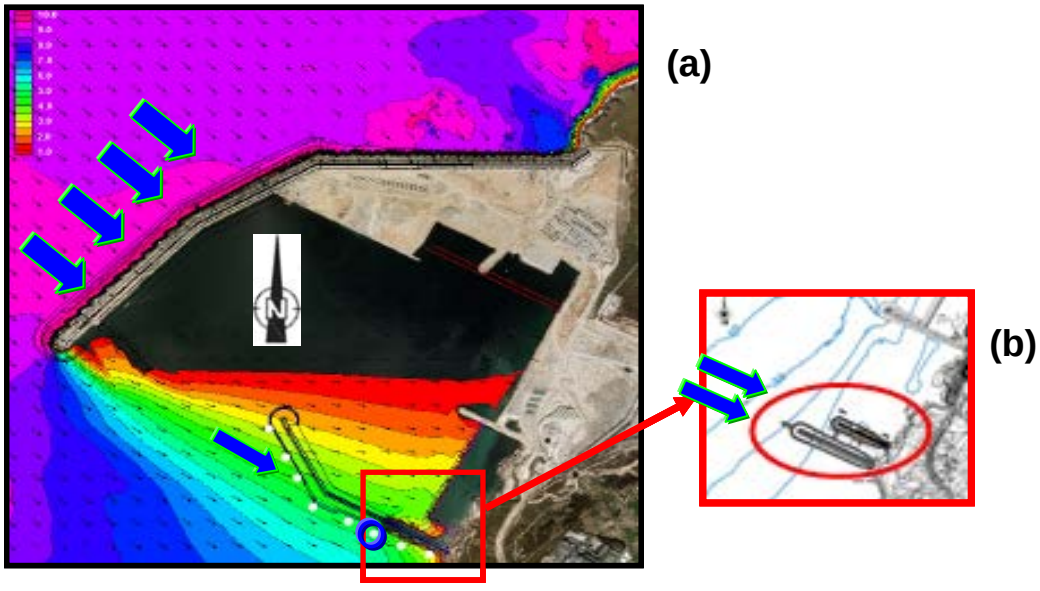


Figura 1. Contradique de Punta Langosteira: (a) propagación de oleaje y (b) diques Norte y Sur.

Los diques Norte y Sur tienen una longitud L[km]=0.30 y 0.45, respectivamente; se encuentran en profundidades reducidas e intermedias, sobre fondo rocoso con arena, hasta la profundidad en el pié del morro Sur h[m]=8.3 (BMVE). El oleaje difractado desde el morro del dique de abrigo principal tiene la misma dirección que la alineación de estos dos nuevos diques. El morro del dique Sur es la zona más expuesta de los nuevos diques, con un temporal de cálculo a pié de dique de Hs[m]= 5.85 y Tp[s]=18 para un periodo de retorno de T_R[años]=100. El objetivo inmediato de la obra es apoyar el basculamiento de la playa de Alba para proteger la toma de agua de la central térmica de Sabón; en la Fig. 2 se señala la dirección del oleaje (flechas azules) y el transporte principal de sedimentos (flecha amarilla).

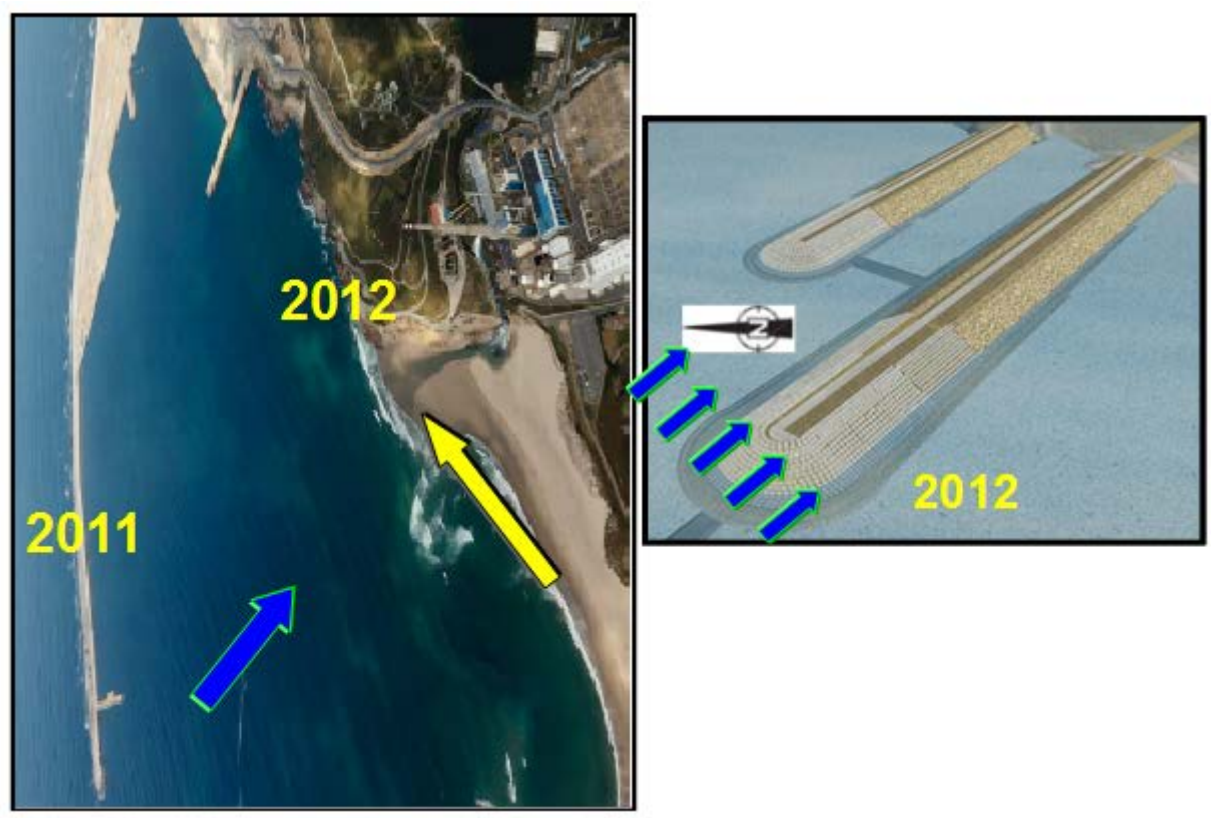


Figura 2. Dirección del oleaje (azul) y transporte de sedimentos (amarillo) en el arranque.

Para definir las solución base de los nuevos diques, se diseñó y ensayaron por UDC-GEAMA una primera solución convencional con mantos bicapa de bloques cúbicos de W[t]=20 y 35 con taludes H/V=1.75/1 y 2/1. Los ensayos que se describen en este artículo se refieren a una variante que mejoró la solución original con una solución de manto monocapa de Cubípodos de W[t]=15 y 25, con talud H/V=1.5/1. El ahorro económico y la reducción de las huellas energéticas y del carbono fueron muy importantes y la reducción en el consumo de hormigón fue superior al 60%. La Fig. 3 muestra la planta del tanque utilizado en el modelo de bloques cúbicos ensayado por UDC-GEAMA para definir la solución base de la Autoridad Portuaria de A Coruña, la disposición en planta del modelo y de los sensores, que fue muy similar en los ensayos de la solución variante con modelos de Cubípodos.

En la solución variante validada en los ensayos descritos a continuación, los arranques de los diques Norte y Sur se protegieron con mantos bicapa convencionales de escollera de W[t]=5, mientras que los troncos de ambos diques y el morro Norte se protegieron con mantos monocapa de Cubípodos de W[t]=15 y el morro Sur con Cubípodos de W[t]=25. En este artículo se describe el diseño experimental y la solución final del manto monocapa de Cubípodos, las ventajas logísticas del mismo y los modelos físicos a escala en tanque de oleaje 3D realizados para validar la solución final adoptada. Esta solución constituye el

espigón Norte y la primera fase del contradique del Puerto de Punta Langosteira. Las Figs. 4 y 5 muestran las secciones del morro del dique Sur correspondientes a la solución base bicapa de boques cúbicos y la variante monocapa de Cubípodos.

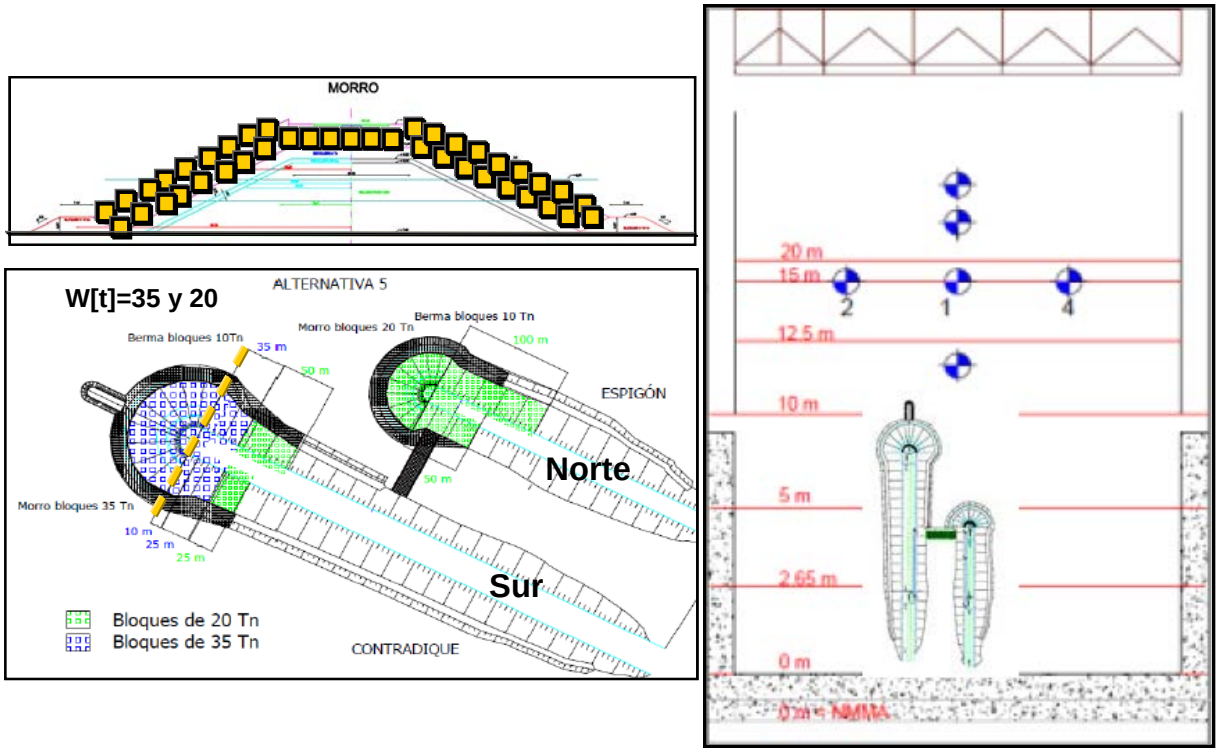


Figura 3. Planta del tanque de ensayos y disposición del modelo bicapa de cubos (Solución base).

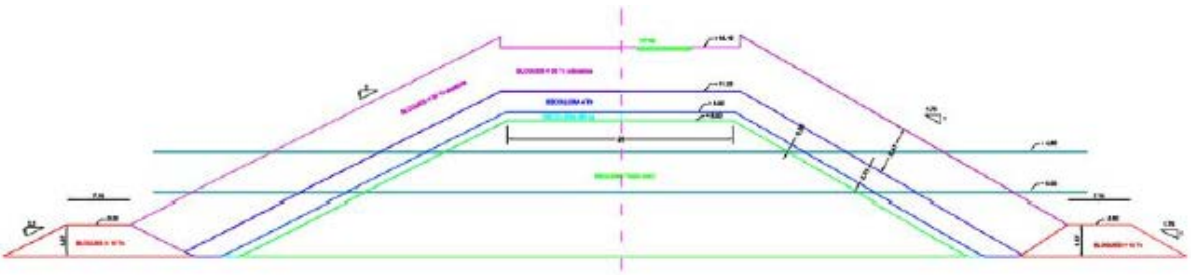


Figura 4. Sección bicapa de cubos de 35t del morro del Dique Sur (1ª fase del contradique).

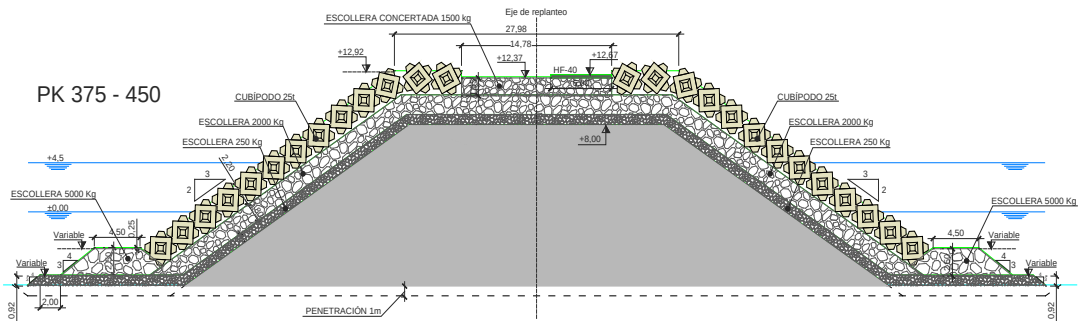


Figura 5. Sección monocapa con Cubípodos de 25t del morro del Dique Sur (1ª fase del contradique).

DISEÑO EXPERIMENTAL

La mayoría de los ensayos físicos de estabilidad hidráulica de mantos se realizan sin limitación de fondo y con el oleaje perpendicular a la traza del dique. En este caso, el ensayo 3D de validación es importante porque hay limitación de fondo y el oleaje incide paralelo a la traza del dique. Para comparar dos soluciones estructurales alternativas (base y variante), lo idóneo es disponer una disposición experimental similar (escala, fondo, materiales, sensores, etc.). De este modo se minimizan los efectos de escala y de modelo entre las dos estructuras a comparar. En este caso, se pudo utilizar el mismo tanque de ensayos (mismo equipo UDC-GEAMA de la Universidade da Coruña) de dimensiones 33.0x32.0x1.2 metros equipado con un generador de oleaje irregular unidireccional. El modelo físico se realizó a la misma escala (1/45) para reproducir las condiciones del clima marítimo de diseño (Hs[m]= 5.85 y Tp[s]=18 en el pié del morro Sur).

Para validar la variante de Cubípodos, primero se decidió ensayar con tres niveles de agua distintos (Δh[m]=0.0, 2.5 y 5.0), en lugar de los dos niveles (Δh[m]=0.0 y 5.0) utilizados en los ensayos de validación de la solución base de cubos. La razón de utilizar un nivel adicional de agua intermedio era la sensibilidad "a priori" de los resultados de estabilidad hidráulica a los niveles de agua, ya que tanto el dique Sur como el Norte estaban en condiciones de rotura por fondo. Los pies de los morros Norte y Sur tenían la profundidad a escala prototipo de h_{mN}[m]=5.2+Δh y h_{mS}[m]=8.3+Δh respectivamente. Al ensayar con tres niveles de agua, las profundidades resultaban h_{mN}[m]=5.2, 7.7, 10.2 y h_{mS}[m]=8.3, 10.8, 13.3; por consiguiente, era factible comparar los resultados de estabilidad hidráulica del dique Norte-nivel medio con el dique Sur-nivel bajo y el dique Norte-nivel alto con el dique Sur-nivel medio.

Después de los ensayos de calibración sin las estructuras, para cada nivel de agua, se lanzaron los trenes irregulares de olas definidos en los ensayos de la solución base: Tp[s]=18, Nolas=1500 y Hs[m]= 4.0, 5.0, 5.85. Al ensayar tres niveles, en los ensayos de validación de la variante de Cubípodos se lanzaron más olas que en la validación de la solución base, pero eso dejaba la validación de la variante del lado de la seguridad.

Una vez ensayado el temporal de cálculo con tres niveles (sin observar ningún daño), el ensayo siguió con el nivel PMVE (Δh[m]=5.0) y oleajes más intensos: Hs[m]= 6.4, 7.0 y 7.6. Después se elevó el nivel de agua (Δh[m]=5.5, 6.0 y 6.5) lanzando las series Hs[m]= 6.4, 7.0 y 7.6, muy por encima del temporal de cálculo. Con esta metodología, además de validar el diseño propuesto, se aumentaba la base experimental para conocer mejor los límites de la solución de Cubípodos y los puntos más fuertes y débiles del modelo estudiado.

Dada la incertidumbre asociada a la disposición de los diques y la rotura por fondo, los ensayos físicos se dividieron en dos fases con dos modelos diferentes. El primer modelo y los ensayos de la primera fase tenían como objetivo entender bien los mecanismos de rotura del manto de Cubípodos y de la berma de pié. En la primera fase se ensayó una estructura con talud H/V=1.5 protegida con manto monocapa de Cubípodos pequeños W[t]=12.1 tanto en el dique Norte como en el dique Sur, morro monocapa en el Norte y morro bicapa en el Sur. Además, se cambió la berma de pié de bloques cúbicos de hormigón de W[t]=10 por berma de escollera W[t]=5.

Aunque el primer modelo podía resistir el temporal de cálculo, al ensayarlo hasta la rotura se pudo observar que los puntos más débiles resultaron ser las transiciones al manto de escollera. Además, se pudo comprobar que la capa superior del morro bicapa de Cubípodos era menos estable que la inferior, siendo el morro monocapa de Cubípodos la disposición idónea tanto en el tronco como en el morro. Esta observación concuerda con las observaciones de otras piezas utilizadas para formar mantos monocapa (Accropode, Xbloc, etc.). En el caso del Cubípodo, no hay problemas asociados a la rotura de piezas pero resulta evidente que la capa de Cubípodos apoyada en escollera que cumple la condición de filtro (piedras de un volumen un orden de magnitud inferior) tiene un comportamiento más homogéneo que la capa de Cubípodos apoyada en piezas del mismo tamaño.

La mayor estabilidad hidráulica del manto de Cubípodos bicapa, en tronco y morro, se corresponde con los procesos de reordenación y refuerzo de la capa inferior cuando el

oleaje ataca el dique. La capa superior de Cubípodos sirve para reducir la porosidad de la capa inferior y reforzar los puntos menos fuertes durante el ataque del oleaje; de ese modo, el manto bicapa de Cubípodos tiene siempre mayor estabilidad hidráulica que el monocapa pero con un consumo de hormigón muy superior. Por consiguiente, desde el punto de vista económico, es casi siempre recomendable diseñar mantos monocapa de Cubípodos, aunque la protección bicapa puede ser la indicada en algunos casos especiales: diques con asientos diferenciales importantes (ver Gómez-Martín y otros, 2013), incertidumbre en la puesta en obra o clima marítimo, limitación de tamaños, etc.

ENSAYOS 3D DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA

Los ensayos 3D de estabilidad hidráulica del modelo reducido de los diques con manto monocapa de Cubípodos se han llevado a cabo en el tanque de oleaje del UDC-GEAMA. Además, como los diques se encuentran en condiciones de cierta rotura por fondo, no sólo se ensayaron las condiciones del temporal de cálculo sino también situaciones muy por encima del temporal de cálculo (Hs[m]>>5.85 y Δh[m]>>5.0), de forma que se pudo evaluar la resistencia de los nuevos diques a situaciones más que extremas. El ensayo se realizó con oleaje irregular unidireccional con oleaje paralelo al dique ya que el oleaje que afecta los Diques Norte y Sur de la zona del contradique tiene una dirección constante correspondiente al oleaje difractado desde el morro del dique de abrigo principal del Puerto de Punta Langosteira.

La solución base convencional de manto bicapa de cubos de W[t]=20 y 35 y taludes H/V=1.75 y 2.0 había sido ensayada por UDC-GEAMA con un modelo similar para el temporal de cálculo (Hs[m]=5.85 y Tp[s]=18) y dos niveles (Δh[m]=0.0 y 5.0), observando algunos daños en el manto que se consideraron aceptables. La solución final con manto monocapa de Cubípodos de W[t]=15 y 25 y talud H/V=1.5 se ensayó para condiciones superiores al temporal de cálculo Hs[m]=6.40, Tp[s]=18 y tres niveles (Δh[m]=0.0, 2.5 y 5.0) sin observar ningún daño. La Fig. 6 muestra la planta de la variante validada de Cubípodos monocapa.

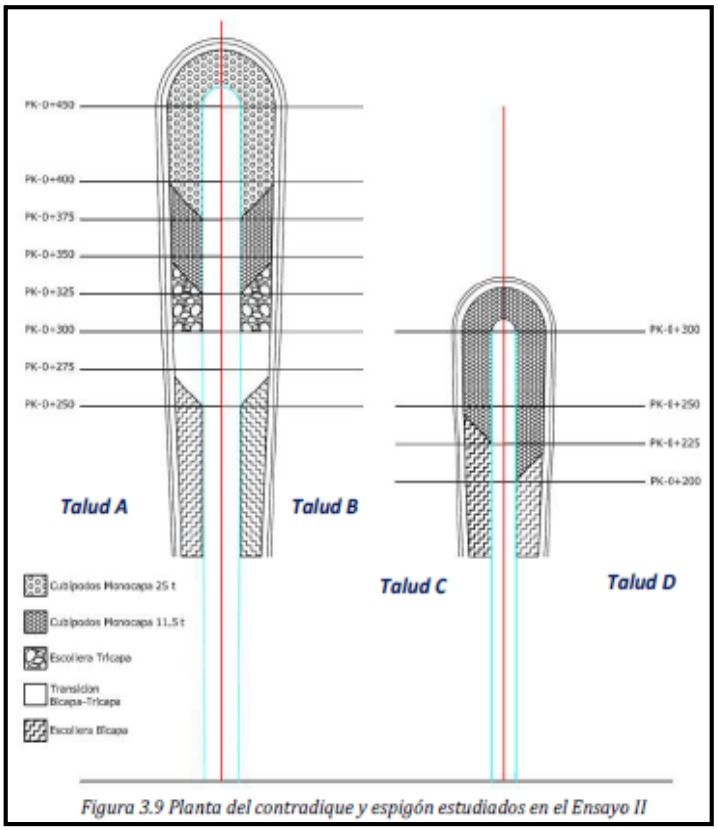


Figura 6. Planta del modelo monocapa de Cubípodos (Variante).

La Tabla 1 describe los materiales utilizados y el equivalente a escala prototipo, con una densidad de hormigón de 2.30 t/m^3. La Fig. 7 muestra el modelo a escala 1/45 ensayado en por UDC-GEAMA en el CITTEC tras el ataque del temporal de cálculo con el manto principal de Cubípodos monocapa equivalentes a W[t]=12.1<15 y W[t]=23.2<25. Dado que no se observó ningún daño hasta Hs[m]=6.4>5.8 y Δh[m]=5.0, la variante quedó validada ya que la estabilidad hidráulica del manto quedó demostrada que era mucho mayor que la requerida para resistir el temporal de cálculo.

prototipo			**modelo**		
elemento	**tipo**	**W[t]**	**masa[g]**	**d[g/cm^3]**	**Dn[cm]**
manto	**Cubípodo**	**23**	**300**	**2.20**	**5.1**
manto	**Cubípodo**	**12**	**128**	**2.30**	**3.8**
manto/berma	**piedra**	**5**	**52**	**2.65**	**2.7**
berma/filtro	**piedra**	**2**	**25**	**2.65**	**2.1**
filtro	**piedra**	**1.2**	**15**	**2.65**	**1.8**
núcleo	**piedra**	**0.1**	**0.9**	**2.65**	**0.7**

Tabla 1. Materiales utilizados en el modelo (E: 1/45) y equivalente a escala prototipo.



Figura 7. Modelo (E: 1/45) en tanque de ensayos UDC-GEAMA y 1ª fase del contradique (dique Sur).

Una vez validada la variante para resistir unos temporales superiores a los de cálculo, las condiciones del oleaje aumentaron su exigencia en el tanque hasta alcanzar Hs[m]=7.6>>5.85 y Δh[m]=6.5>>5.0. En estas condiciones tan agresivas, se ocasionaron daños menores en el dique Sur y daños significantes en el dique Norte, cuyo tronco y morro estaba formado por Cubípodos de W[t]=12.1. Por razones logísticas, los pesos de los Cubípodos ensayados (W[t]=12.1 y 23.2), fueron aumentados un 24% y 8% respectivamente, para definir los Cubípodos finales a colocar en prototipo (W[t]=15 y 25). Hay que tener presente que, si los equipos disponibles de manipulación y colocación lo permiten, al aumentar el volumen de la pieza sobre el mínimo de cálculo se reduce el número de piezas a fabricar y colocar; por consiguiente, en contra de lo que parece intuitivo, al aumentar el tamaño de la pieza, el aumento de costes inducido puede ser muy pequeño o incluso negativo. La Fig. 8 muestra la colocación de Cubípodos monocapa en el morro Sur en el prototipo y en el modelo a escala 1/45.



Figura 8. Manto monocapa de Cubípodos en el morro Sur (prototipo y modelo a escala E: 1/45).

OBSERVACIONES EXPERIMENTALES

Peña (2012) describe en detalle los ensayos realizados y los resultados alcanzados. Para evaluar el daño de un manto monocapa de Cubípodos, como el del presente caso, es necesario dividirlo en sectores sometidos a oleajes y corrientes de distinta intensidad. Para que la estructura sea segura, no deben acumularse daños en ningún sector. Alguna pieza aislada puede ser extraída por el oleaje sin mayores consecuencias porque los Cubípodos tienden a reacomodarse y sellar el hueco generado por la pieza perdida. Sin embargo, si las piezas perdidas se acumulan en una zona muy pequeña, la reacomodación es inviable y el filtro queda desprotegido (inicio de destrucción), paso previo a la destrucción con pérdida de elementos de la capa de filtro. La Fig. 9 muestra los 16 sectores en los que se dividió el manto monocapa de Cubípodos del dique Sur y los 12 sectores del dique Norte; se utilizaron piezas de diferentes colores en cada sector para visualizar mejor el resultado.

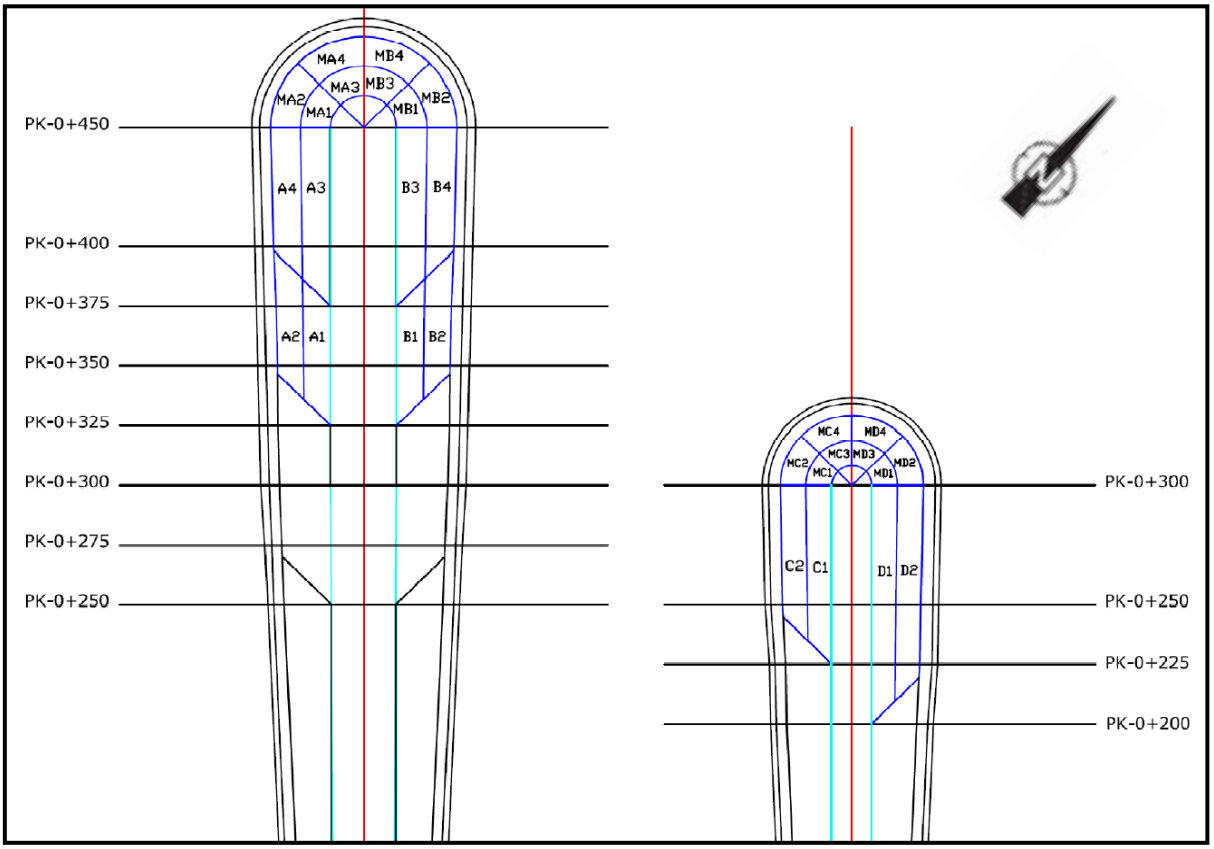


Figura 9. División en sectores de los mantos monocapa de Cubípodos en diques Norte y Sur.

El temporal de cálculo (Δh[m]=0.0, 2.5 y 5.0, Tp[s]=18 y Hs[m]=4.0, 5.0 y 5.8) solo produjo la pérdida de tres piezas aisladas con Δh[m]=5.0. Al aumentar la intensidad del oleaje un 10% por encima del temporal de cálculo (Δh[m]= 5.0, Tp[s]=18 y Hs[m]=6.4), solo se consiguió hacer saltar una sola pieza adicional aislada. El daño puede considerarse nulo ya que el desplazamiento de un 0.1% de piezas aisladas produce un cambio insignificante en la estructura. La Fig. 10 muestra los morros Norte y Sur después del ataque del temporal superior en un 10% al de cálculo (Δh[m]= 5.0, Tp[s]=18 y Hs[m]=6.4). La Tabla 2 muestra el número acumulado de piezas desplazadas en los modelos de cubos bicapa (W[t]=20 y 35) y Cubípodos monocapa (W[t]=12 y 23) para el temporal de cálculo (Hs[m]=5.8) y para el temporal un 10% superior (Hs[m]=6.4).

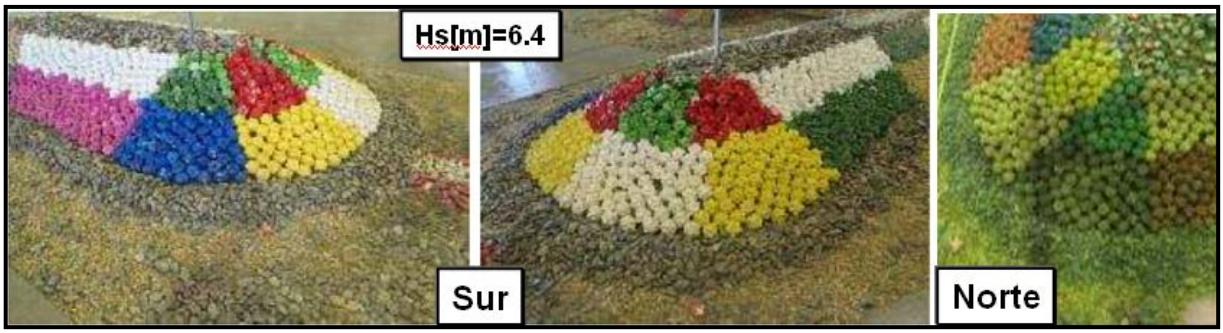


Figura 10. Daño nulo en diques Norte y Sur con oleaje Hs[m]=6.4>5.8 (Δh[m]= 5.0 y Tp[s]=18).

LANGOSTEIRA		Diques NORTE y SUR		
		B2: 35t y 20t	C1: 23t y 12t	C1: 23t y 12t
		Alternativa 5	monocapa C1	monocapa C1
Tp[s]=18		Hs[m]=5.8	Hs[m]=5.8	Hs[m]=6.4
suma de piezas desplazadas		TR=100	TR=100	TR>500
SUR	Talud A	9	0	0
	Morro SUR	5	0	0
	Talud B	10	1	1
NORTE	Talud C	1	1	1
	Morro NORTE	5	0	0
	Talud D	2	1	2
número de olas Nw=		3x2x1500	3x3x1500	10x1500

Tabla 2. Piezas desplazadas en el modelo de cubos bicapa y Cubípodos monocapa.

Después de ensayar el modelo con el temporal de cálculo y un 10% superior, sin observar daños apreciables, se realizaron ensayos adicionales mucho más exigentes para ver los puntos menos fuertes de las dos estructuras (diques Norte y Sur). La Tabla 3 describe las características del temporal ensayado y la localización de los daños observados.

ensayo	Δh[m]	Hs[m]	daños observados
T_R=100 años	5.0	5.8	ninguno
T_R>500 años	5.0	6.5	ninguno
adicional 1	5.0	7.0	escollera junto B1
adicional 2	5.0	7.6	escollera junto A1
adicional 3	5.5	6.0	escollera junto B1
adicional 4	6.0	6.2	morro del espigón Norte
adicional 5	6.5	6.4	ninguno adicional
adicional 6	6.5	7.0	escollera junto D1
adicional 7	6.5	7.6	escollera junto D1
nigún daño en el monocapa de cubípodos de 25t			

Tabla 3. Características de los ensayos adicionales y localización de los daños observados.

No se pudieron realizar ensayos con Δh[m]>6.5 y Hs[m]>7.6 porque se producían rebases y fenómenos en la dársena alejados de la realidad de la estructura proyectada. La Fig. 11 muestra la localización de las zonas con daño significativo. Los puntos amarillos indican daños moderados y los rojos daños relevantes. La mayor parte de los daños significativos se producen en las transiciones a la escollera (erosión de la escollera cerca de la coronación).

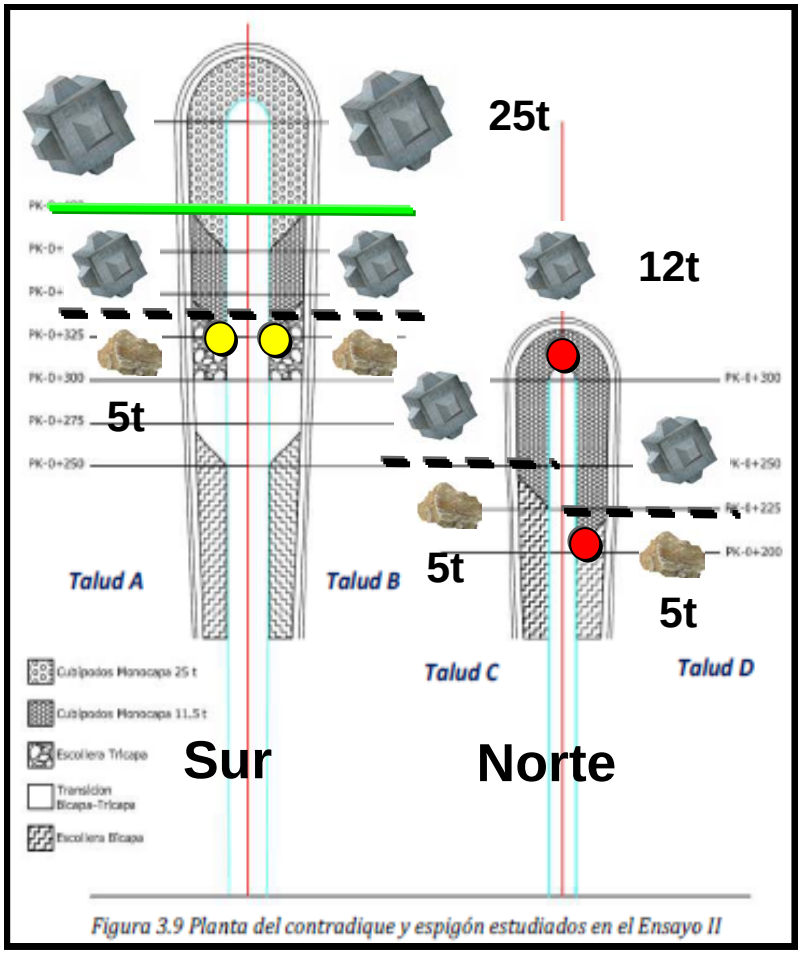


Figura 11. Localización de zonas dañadas durante los ensayos adicionales.

CONCLUSIONES

Los ensayos físicos 3D a escala 1/45 realizados por UDC-GEAMA en el CITEEC han demostrado que la variante de Cubípodos monocapa resiste oleajes muy superiores al temporal de cálculo. El diseño experimental con tres niveles se ha visto apropiado a la fuerte dependencia que la estabilidad hidráulica tiene de los calados; la analogía entre los diques Norte y Sur con diferentes niveles ha permitido ajustar el diseño con solo dos modelos ensayados.

La protección de tronco y morro con manto monocapa de Cubípodos tiene una respuesta muy robusta. La pérdida de alguna pieza aislada en algún momento es neutralizada por pequeños reacondicionamientos de las piezas próximas. En este tipo de estructuras (perpendiculares a la costa), el talud uniforme parece la solución idónea tanto desde el punto de vista constructivo como hidráulico. Los puntos menos fuertes desde el punto de vista hidráulico son las transiciones a la escollera.

La construcción de estas estructuras se ha realizado como estaba previsto, sin contratiempos, en un periodo de tiempo muy corto utilizando un parque de bloques existente equipado con una grúa pórtico de 80 t (ver Corredor et al., 2013). El acabado de la obra real

tiene un parecido muy grande con el modelo ensayado; la Fig. 12 muestra una vista general de la obra terminada. La ponencia de Santos y otros (2013), presentada en las XII Jornadas españolas de Costas y Puertos, describe la ejecución de esta obra.



Figura 12. Vista general de la obra terminada.

REFERENCIAS

Corredor, A., Santos, M., Peña, E., Maciñeira, E., Gómez-Martín, E. and Medina, J.R. (2013). Designing and constructing Cubipod armored breakwaters in the ports of Malaga and Punta Langosteira (Spain). *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2013*, ICE (in press).

Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., Corredor, A. y Santos, M. (2013). Diseño y ensayos físicos 2D y 3D del dique de San Andrés, Puerto de Málaga. Libro electrónico de las XII Jornadas Españolas de Costas y Puertos (in press).

Maciñeira, E., Noya, F. and Bajo, V. (2009). Breakwater construction at new port in Punta Langosteira, A Coruña, Spain. Execution process and technical innovation. *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE, Thomas Telford Ltd., Vol 1, 532-543.

Peña, E. (2012). *Optimización de la solución estructural de los trabajos correspondientes a la primera fase de la construcción del contradique y espigón en Punta Langosteira. Estudio en modelo físico de Cubípodos monocapa y bicapa*. Informe Final del GEAMA, Universidade da Coruña, 37 p.

Santos, M., Corredor, A., Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2013). Ejecución de diques de Cubípodos en San Andrés (Puerto de Málaga) y Punta Langosteria (A Coruña). Libro electrónico de las XII Jornadas Españolas de Costas y Puertos (in press).

SIMULACIÓN DE MANIOBRAS DE BUQUES LNG EN LA TERMINAL DE MANZANILLO (COLIMA, MÉXICO)

José Ramón Iribarren[1], Carlos Cal[2], Raúl Atienza[3], Rosa Mª Pérez[4]

[1] Director General. Siport21. Las Matas (Madrid) jose.r.iribarren@siport21.com
[2] Capitán de la Marina Mercante. Siport21. Las Matas (Madrid) carlos.cal@siport21.com
[3] Gerente de Proyectos. Siport21. Las Matas (Madrid) raul.atienza@siport21.com
[4] Ingeniero de Proyectos. Siport21. Las Matas (Madrid) rosa.perez@siport21.com

Introducción

Inmediatamente antes de entrar en operación la **Nueva Terminal LNG de Manzanillo (Colima, México)**, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) de México y Grupo TMM encargó a Siport21 realizar un estudio de Simulación de Maniobras en Tiempo Real para el analizar las condiciones de acceso de los buques LNG a la Nueva Terminal. Este tipo de estudios persiguen definir la **estrategia de maniobras** y sus **límites operativos** apoyándose en la mejor experiencia de los Operadores de la Terminal, Remolcadores, Armadores y Prácticos, así como **capacitar a todos estos actores en la operativa del Puerto en su configuración final**.

El estudio se elaboró sobre la disposición en planta final de la nueva Terminal, considerando la batimetría actualizada y los dragados proyectados, realizándose las maniobras con dos buques LNGC con capacidades 138.000 m^3 y 173.400 m^3, se ha tomado como referencia el buque "Madrid Spirit" de 284 m de eslora total; y el buque "Castillo de Santisteban" de 300 m de eslora, respectivamente.

Las condiciones climáticas se definieron atendiendo a la frecuencia de presentación y a su mayor influencia en la maniobra, analizándose vientos cruzados en el canal de acceso WNW y SE, ambas direcciones con 20 nudos de valor medio de intensidad vientos de procedencia SSW, también de 20 nudos de intensidad, que dificultan la parada antes de acceder a la Dársena de Ciaboga; y vientos que acochan el buque en el atraque, NNE con intensidad de 15 nudos. Todos los vientos se combinaron con un oleaje procedente del Sur de 2.0 m de altura significante. También se consideró una corriente superficial paralela a la costa, con direcciones ESE y WNW, que no penetra en el canal de acceso.

Metodología del análisis de maniobras

El análisis detallado de las maniobras se realizó utilizando el **simulador de maniobra de buques en tiempo real** de **Siport21**, desarrollado por **MARIN-MSCN** (Holanda). Este sistema reproduce el comportamiento de un buque específico durante la ejecución de las maniobras de entrada o salida de puerto, sometido a la acción de los agentes ambientales (viento, corriente, oleaje, profundidad limitada, etc.) y auxiliado, en su caso, por remolcadores. El Capitán o Práctico usuario del sistema opera en un puente con instrumentación real y radar, percibiendo el movimiento del buque en tiempo real sobre una pantalla de 260º de amplitud horizontal, así como los sonidos ambientales.

La metodología utilizada siguió los criterios establecidos por el **PIANC** (Permanent International Association for Navigation Congresses) en el informe "Approach Channels. A Guide for Design" (1997) y especialmente las recomendaciones recopiladas en la **ROM 3.1-99** de Puertos del Estado "Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación".

Las maniobras fueron realizadas por los Pilotos del Puerto de Manzanillo, en las instalaciones de Siport21 en Las Matas (Madrid, España), con asistencia de representantes de las entidades involucradas en el proyecto (CFE, TMM, Stream y navieras). Así mismo se realizaron dos sesiones entrenamiento con los capitanes de Knutsen que realizaron las primeras maniobras a la nueva terminal con los buques tipo "Barcelona Knutsen".

Los resultados de las simulaciones permitieron valorar las diferentes estrategias de ejecución de las maniobras y estimar los espacios ocupados por los buques, detectando eventuales dificultades funcionales de las nuevas obras y los límites de los dragados propuestos. Como resultado del análisis se valoró la viabilidad del proyecto, se estimaron las condiciones límites de operación recomendables y las necesidades de remolque.

Conclusiones

La utilización del Simulador en Tiempo Real permitió evaluar la Nueva Terminal de LNG, realizándose maniobras de acceso y salida de buques LNG, justo antes de la finalización de las obras de construcción y del dragado de las zonas navegables. De esta manera se han podido identificar los límites de operación y los condicionantes más relevantes. Destacar en este punto que la Nueva Terminal se encuentra situada fuera del hasta entonces Puerto de Manzanillo, en la Laguna de Cuyutlan, accediendo a la misma mediante un canal diseñado y dragado para esta Terminal.

Así mismo, se pudo involucrar a los Pilotos del Puerto de Manzanillo y a los capitanes de los buques que realizaron las primeras maniobras en el análisis de las maniobras de la Nueva Terminal y adaptar las condiciones de estudio a sus dudas e inquietudes ante la entrada en servicio de la Terminal.

Las maniobras realizadas permitieron establecer la estrategia a seguir en las entradas y salidas de los buques analizados, con el dragado y la terminal en condiciones de operación, estableciendo para estos buques la formación de remolque más idónea en las diferentes condiciones así como los límites operativos, las interferencias con las zonas de dragado y la idoneidad del balizamiento propuesto.

La asistencia de los Patrones de remolcadores del Puerto de Manzanillo a las maniobras aportó al estudio su experiencia, lo que permitió recoger sus inquietudes con respecto a las nuevas operaciones analizadas, información que se reflejó mediante una serie de recomendaciones específicas de remolque.

Finalmente, al tratarse de una terminal nueva se establecieron dos límites operativos, unos iniciales para las primeras maniobras para permitir la adaptación al acceso, a la terminal, al nuevo tipo de buque y la estrategia de las maniobras, y los definitivos de la terminal, cuando esta se encuentra plenamente operativa.

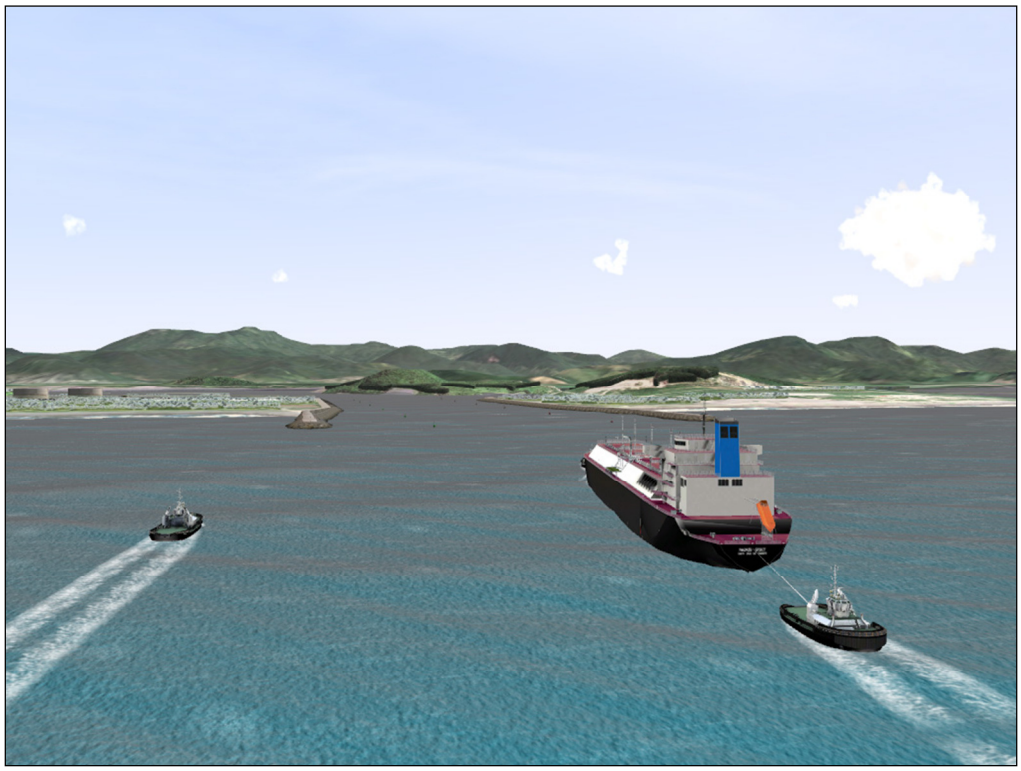


Figura 1. Maniobra de entrada en la Nueva Terminal de GNL de Manzanillo

Estudio de Maniobrabilidad del Puerto de Altamira (México)
Interacción en el cruce de buques en navegación y amarrados

Ismael Verdugo[1], José Ramón Iribarren[2], Raúl Atienza[3],
Carlos B. Cal[4], Lourdes Pecharroman[5], Ignacio Trejo[6]

[1] Siport21, Gerente de Proyecto, ismael.verdugo@siport21.com
[2]Siport21, Director General, jose.r.iribarren@siport21.com
[3] Siport21, Gerente de Proyecto, raul.atienza@siport21.com
[4] Siport21, Capitán de la Marina Mercante, carlos.cal@siport21.com
[5] Siport21, Ingeniero de Proyecto, lourdes.pecharroman@siport21.com
[6] Siport21, Gerente de Proyecto, ignacio.trejo@siport21.com

RESUMEN

El **Puerto de Altamira** se localiza en el Sur del Estado de Tamaulipas, en el Golfo de México en la costa atlántica. Se trata de un puerto estratégico tanto por su localización como por los servicios que ofrece, con un alto potencial de crecimiento.

El puerto actual dispone de una amplia bocana alineada al Este-Oeste delimitada por dos escolleras y con un Canal de Acceso en la zona exterior. El puerto cuenta con tres vías de navegación (Canal Exterior, Canal de navegación Sur y Canal de navegación Norte)

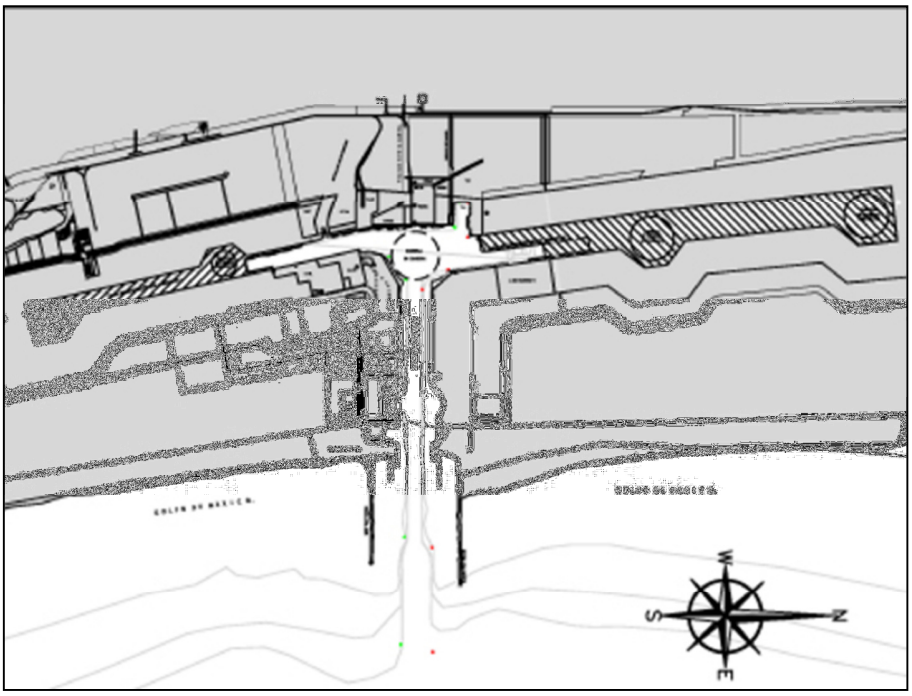


Figura 1. Configuración en planta. Puerto de Altamira. México

A fin de optimizar los movimientos dentro del Puerto y la operatividad del mismo, la Administración Portuaria Integral (API) de Altamira ha encargado a Siport21 un estudio técnico para el análisis integral de las maniobras de diferentes buques en el Puerto, considerando la situación actual, y

el proyecto de ampliación del puerto, en el que se contempla la ampliación del Área de Navegación tanto del Canal Norte como del Canal Sur.



Figura 2. Modelo de simulación del Puerto de Altamira. México

Dentro de los trabajos desarrollados en el proyecto, cabe destacar el estudio de cruces de buques en el Canal Exterior, y el efecto de la navegación interior sobre buques amarrados (efecto "passing ships"), a fin de garantizar las dimensiones en planta necesarias para una navegación segura en el interior del puerto, optimizar el tráfico y evitar interferencias en las operaciones de buques amarrados.

Para la obtención de las fuerzas de interacción durante el cruce de buques (ambos navegando o uno navegando y el otro amarrado) se ha empleado el programa de simulación "ROPES", resultado del proyecto JIP (Joint Industry Project) "Research on Passing Effects on Ships".

De los resultados obtenidos en las distintas simulaciones realizadas con "ROPES" se han determinado los coeficientes de interacción entre ambos buques, requeridos por el simulador para la realización de las maniobras de cruce. Dichas maniobras se han ejecutado empleando simultáneamente dos de los puentes de navegación disponibles en Siport21, gobernados por dos capitanes.

En el caso del buque amarrado, se han analizado las series temporales de fuerzas y momentos sobre el buque amarrado, lo que ha permitido establecer las velocidades máximas de navegación al paso por un atraque y la distancias mínimas a dicho atraque, de manera que la navegación en el interior del puerto no suponga un riesgo para los buques amarrados.

El trabajo describirá con detalle las diferentes situaciones analizadas, la aplicación del modelo de interacción entre buques y su interpretación de cara a establecer normas de navegación interior y dimensionar los canales de acceso al puerto.

SIMOVIEW: SISTEMA GIS ONLINE PARA GESTIONAR LA INFORMACIÓN METEO-OCEANOGRÁFICA. APLICACIONES COSTERAS Y PORTUARIAS

J. López Marco[1], J. Fernández Sainz[1], F. Hermosilla Larrasoaña[1], I. Carlos Lorenzo[1], M. Espino Infantes[2], F. Jerez Jiménez-Ortiz[2].

Soluciones de Ingeniería Marítima Operacional (SIMO), C/ del Escar 6-8, 08039 Barcelona, jlopez@simo.cat, jfernandez@simo.cat, fhermosilla@simo.cat, icarlos@simo.cat
Laboratorio de Ingeniería Marítima (LIM-UPC), C/ Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona, manuel.espino@upc.edu, federico.jerez@upc.edu

INTRODUCCIÓN

La construcción y/o tareas de mantenimiento de las obras marítimas y portuarias, tienen que ser planificadas teniendo en cuenta la climatología y estado del mar prevista, ya que las corrientes, el oleaje y el viento pueden condicionar negativa o favorablemente diferentes actividades de obra.

En los últimos años, SIMO ha dedicado un gran esfuerzo en desarrollar una aplicación o sistema GIS accesible a través de la web, que permite consultar las predicciones meteo-oceanográficas de la zona de la obra, así como las posibles medidas meteo-oceanográficas disponibles en la zona de interés.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema global se puede dividir en dos aplicaciones, una aplicación que se encarga de recopilar la información meteo-oceanográfica disponible de instrumentos de medidas y modelos de predicción, y otra aplicación que permite consultar toda esta información en tiempo real.

La base del sistema es un servidor TOMCAT con las siguientes webapps: servidor thredds (para los resultados de los modelos), base de datos PostgreSQL/SOS (para las medidas instrumentales) y un servidor Geoserver (para las capas estáticas).

La primera aplicación o SIZ (Sistema de Información Zonal), se encarga de descargar en tiempo real las medidas instrumentales y subirlas a la base de datos PostgreSQL/SOS y de descargar en tiempo real las predicciones meteo-oceanográficas y unificar los formatos antes de pasarlas al servidor thredds.

La aplicación web está programada en html, javascript y php con librerías de software libre como OpenLayers, ExtJS, jQuery y jqPlot. Esta aplicación se comunica con los servidores (thredds y geoserver) y con la base de datos (SOS) por medio de protocolos estándar de la OGC. De este modo, la aplicación web permite consultar las predicciones de los modelos, las medidas realizadas, e incluso comparar las medidas con las predicciones.

APLICACIONES

Este sistema es fácilmente exportable a cualquier parte del mundo, tomando como datos las predicciones meteo-oceanográficas de los principales servidores de datos meteo-oceanográficos. Y en el caso de que la resolución de los modelos de predicción disponibles no sea la adecuada, se pueden implementar nuevos modelos operacionales con mayor detalle para poder dar respuesta a las necesidades de los usuarios. El sistema descrito se puede aplicar en los siguientes ámbitos costeros y portuarios.

Planificación de obras marítimas

El sistema descrito permite planificar las diferentes tareas a realizar en las obras marítimas, ya que permite conocer con varios días de antelación el estado de la atmósfera y del mar en la zona de trabajo. Además, en el sistema se pueden configurar una serie de alarmas en función de los parámetros de viento, oleaje y corrientes, que indiquen cuándo se pueden realizar ciertas tareas y cuándo no. Este sistema genera y envía un informe diario con las alarmas de los siguientes días para las diferentes tareas a realizar en la obra, de forma que

el director de obra pueda planificar el trabajo a realizar en la obra disminuyendo a la vez el riesgo de accidente.
Así el informe podría dar diferentes niveles de alarma para actividades como: dragados, vertidos de escollera por medios marinos, trabajos sobre los diques en construcción, encofrados de grandes espaldones, fondeo de cajones, protección de avances de obra en función de las previsiones de tormenta…

Transporte de cajones/contenedores/mercancías peligrosas
En muchos casos no es posible construir los cajones de los diques de abrigo en el mismo puerto en el que deben fondearse finalmente. La planificación de los remolques de estos cajones y la seguridad en la navegación son un aspecto importante de la obra y en este aspecto la herramienta es capaz de dar información sobre las condiciones meteo-oceanográficas a lo largo de la travesía lo que permite elegir el mejor momento para iniciar el remolque, minimizando el riesgo de perder el cajón. En este ámbito también se configuran las alarmas con los distintos parámetros y se genera y envía un informe diario en el que se indican los mejores momentos para el transporte a través de la ruta fijada.
Una mejora de este sistema, que está actualmente en proceso, es la de no sólo dar la información sobre la travesía habitual sino también permitir que el sistema proponga la travesía óptima en función de las características del remolcador, remolque y condiciones meteoceanográficas.

Gestión de parques eólicos marinos
Otra de las posibles aplicaciones de este sistema, es la gestión en el ámbito de las energías renovables, concretamente la planificación y gestión de parques eólicos marinos. La herramienta permite planificar no sólo la realización de las obras del parque, sino también una vez construido el parque, planificar las tareas de mantenimiento y la estimación de producción de energía, gracias a las predicciones de viento y las curvas de producción que se incorporan.

Otras aplicaciones
Otras aplicaciones que se han desarrollado o están en vías de desarrollo son la optimización de rutas (teniendo en cuenta el ahorro de combustible, la seguridad y el confort), el cálculo de la deriva de vertidos de petróleo (obteniendo la trayectoria de las manchas y mapas de probabilidad) o incluso su uso para la gestión y mantenimiento de granjas acuícolas.

EJECUCIÓN DEL ATRAQUE PARA GRANDES BUQUES EN LOS MUELLES DE PONIENTE EN EL PUERTO DE PALMA DE MALLORCA

S. Povedano Marcos[1], F. Senent Garriga[2], A. Parada González[3],

[1] *SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid, povedano@ohl.es*

[2] *CYES, C/ Maudes 51, 28003, Madrid, fsenent@cyes.es*

[3] *AUTORIDAD PORTUARIA DE BALEARES, Moll Vell 3-5, 07012 Palma de Mallorca, aparada@portsdebalears.com*

INTRODUCCIÓN

El Puerto de Palma de Mallorca ha experimentado en los últimos años un crecimiento significativo del tráfico marítimo y en particular del tráfico de cruceros. Este incremento conlleva la necesidad de disponer nuevas líneas de atraque, así como de adecuar las existentes a las dimensiones que demandan este tipo de buques.

La obra ejecutada por la U.T.E. SATO-OHL-CYES consiste en la prolongación del actual Muelle de Poniente para el atraque de cruceros de gran eslora adaptándose a las nuevas tendencias del tráfico marítimo.

SOLUCIÓN DE PROYECTO Y PROBLEMÁTICA

En noviembre de 2010 la Autoridad Portuaria de Baleares adjudicó a la Variante presentada por la U.T.E SATO-OHL-CYES la ejecución de los trabajos.



Figura 1. Localización

La solución propone la prolongación del muelle por medio de 18 cajones rectangulares de hormigón armado, dispuestos transversalmente en el sentido de avance del muelle, separados entre sí para permitir la circulación de agua. La separación entre cajones se salva por medio de losas de hormigón armado ejecutadas in-situ.

La prolongación se ejecuta en dos alineaciones; la primera de ellas se realiza con dos cajones de hormigón armado y mantiene la misma orientación que el Muelle de Poniente actual garantizando una longitud de atraque final suficiente para los cruceros de gran eslora.

La segunda alineación está orientada 43º dirección N.E. y se ejecutó por medio de 16 cajones de hormigón armado separados 8,00 m entre sí, obteniéndose una línea de atraque doble de 359 m de longitud.

El cambio de alineación se realizó por medio de un cajón especial que permitió mantener la homogeneidad en la ejecución del muelle completo.



Figura 2. Vista aérea de las obras

La fabricación de los todos los cajones se llevó a cabo en la península, y más concretamente en el Puerto de Sagunto, remolcando cada cajón al Puerto de Mallorca, siendo una de las maniobras más críticas de la obra.

Para la ejecución de las losas in-situ entre cajones se diseñó un encofrado especial que apoyándose en los cajones adyacentes permitía el hormigonado de la losa completa facilitando de esta manera su ejecución y aportando una robustez mayor a la solución.



Figura 3. Encofrado losas entre cajones

Una de las mayores complicaciones de la obra fue la imposibilidad de hormigonar siempre que hubiera un crucero atracado en el Muelle de Poniente actual, lo que obligaba a aprovechar las pocas ventanas de trabajo posibles en un puerto en el que el tráfico de cruceros es prácticamente continuo.

CONCLUSIONES

Las obras de ampliación del Muelle de Poniente actual se ejecutaron garantizando la calidad de los trabajos y ajustándose al plazo previsto debido al trabajo conjunto de todas las empresas de la UTE con la APB. Del mismo modo, una buena planificación de los trabajos permitió aprovechar todas las ventanas de trabajo, en una obra en la que hubo que utilizar una gran cantidad de medios marítimos.

EJECUCIÓN DE LOS EMISARIOS SUBMARINOS DE CUDILLERO Y EL FRANCO MEDIANTE PERFORACIÓN DIRIGIDA

P. Alemany Palacio[1], A. Corredor Molguero[2]

[1] *SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Marques de Santa Cruz 10, 33007 Oviedo, palemany@ohl.es*

[2] *SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid, acorred@ohl.es*

INTRODUCCIÓN

Las obras de saneamiento son de capital importancia en la sociedad de hoy, siendo una parte destacada los emisarios de las aguas previamente depuradas. Además de los saneamientos integrales, de gran magnitud y coste, muchas veces la problemática se centra en pequeños emisarios de localidades costeras, de diámetro medio y cuya complejidad no es pareja a su pequeño caudal nominal. En esta ponencia se presenta la ejecución de los emisarios de Cudillero y El Franco, en la costa asturiana, recientemente ejecutados

LOCALIZACIÓN Y PROBLEMÁTICA

Los emisarios se han diseñado mediante conductos de PEAD de diámetros nominales 400 y 450 mm y dadas las características de la costa, con rompientes rocosas, se ha previsto una excavación con perforación dirigida a fin de evitar dragados de alto riesgo y afecciones a la costa.



Figura 1. Localización de las obras

La ejecución de ambos emisarios ha sido adjudicada en 2010 a SATO, realizando de esta forma una gestión conjunta de los medios y aprovechando los conocimientos técnicos para un mejor desempeño de las obras.

PERFORACIÓN DIRIGIDA

La técnica de perforación dirigida permite la ejecución de un túnel de diámetro reducido (máximo 1 m) y la colocación de la tubería correspondiente sin necesidad de zanja y mediante maquinaria de perforación con varillaje. Está tecnología, procedente del mundo de la perforación petrolífera, permite la ejecución de una perforación piloto y su posterior ensanche progresivo, mediante sucesivos escariados, para la colocación de la tubería. El guiado de la cabeza de perforación, durante la ejecución de la perforación piloto es la clave del éxito de la perforación.

En los emisarios indicados se tropezó con un variado repertorio de problemas para la ejecución, desde la embocadura, la elección de la zona de salida, el espacio disponible y muchos otros, que condicionaron la solución técnica a adoptar.

DESARROLLO DE LAS OBRAS

Las obras comenzaron a principio de 2011, siendo la primera en comenzar la correspondiente al emisario de Cudillero. Inicialmente se tuvieron que resolver los problemas de ubicación de la maquinaria dado el escaso espacio disponible, así como el reestudio del trazado en planta (para conseguir una zona de salida adecuada) y en alzado, para evitar zonas con poco recubrimiento en roca.

Durante la ejecución de la PHD, se seleccionó el lugar óptimo para la soldadura de la tubería. Analizando proximidad, facilidad de botadura y posibilidad de obtención de permisos. La operación de fondeo de la tubería se completó con éxito en Enero de 2012, aprovechando una ventana de mar inusual para esas fechas.

En paralelo comenzaron las obras en el emisario de El Franco, que por su complejidad orográfica llevaron aparejados soluciones distintas en la cámara de carga y en el método constructivo de la perforación.

Los estudios previos avanzaron un importante consumo de lodos bentoníticos debido al gran desnivel existente entre el punto de entrada (cota +48) y el de salida (cota -22). Durante la ejecución de los trabajos se hizo un reestudio del dimensionamiento de la tubería para evitar una posible rotura durante la maniobra de colocación, al preverse tensiones mayores de las admisibles.

Una vez terminada la PHD, se procedió a realizar con éxito el fondeo del tubo en Marzo 2012.



Figura 2. Implantación de la maquinaria de perforación

ANÁLISIS DE FATIGA DE PAVIMENTOS REFORZADOS CON FIBRA DE ACERO EN TERMINALES DE CONTENEDORES

X. Ametller Malfaz, R. Rivera Galindo
SENER Ingeniería y Sistemas S.A., C/ Provença, nº 392, 08025 Barcelona
xavier.ametller@sener.es / rafael.rivera@sener.es

INTRODUCCIÓN

La ROM 4.1-94, en proceso de actualización, sigue siendo la principal referencia española para el dimensionamiento de pavimentos y firmes portuarios. En los últimos años, el incremento de la intensidad de uso en las terminales de contenedores y la automatización de la logística de operaciones han incrementado el número de ciclos de carga, muy especialmente en algunas zonas localizadas de la terminal, y en general se ha incrementado el valor de las cargas de servicio y diseño a considerar en áreas de manipulación.

El presente artículo propone una metodología de diseño basada en una estimación del daño acumulado considerando las acciones de equipos de manipulación y los esfuerzos térmicos en losas de hormigón reforzadas con fibras de acero. Además, se revisan las metodologías de cálculo de losas y se aportan soluciones prácticas para el dimensionamiento de detalles en pavimentos como juntas, pasadores y secciones singulares, además de un repaso de las principales patologías derivadas de una incorrecta ejecución o diseño.



Figura 1. Pavimentadora automática en la Terminal BEST. Fuente: TERCAT Hutchison.

BREVE DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

El método parte de la interpretación de los parámetros geotécnicos, se revisan las acciones y propiedades específicas de los materiales a considerar y se presenta una metodología específica e innovadora para la verificación de la fatiga en pavimentos de hormigón con fibras. El esquema metodológico de la propuesta se presenta en la siguiente figura.

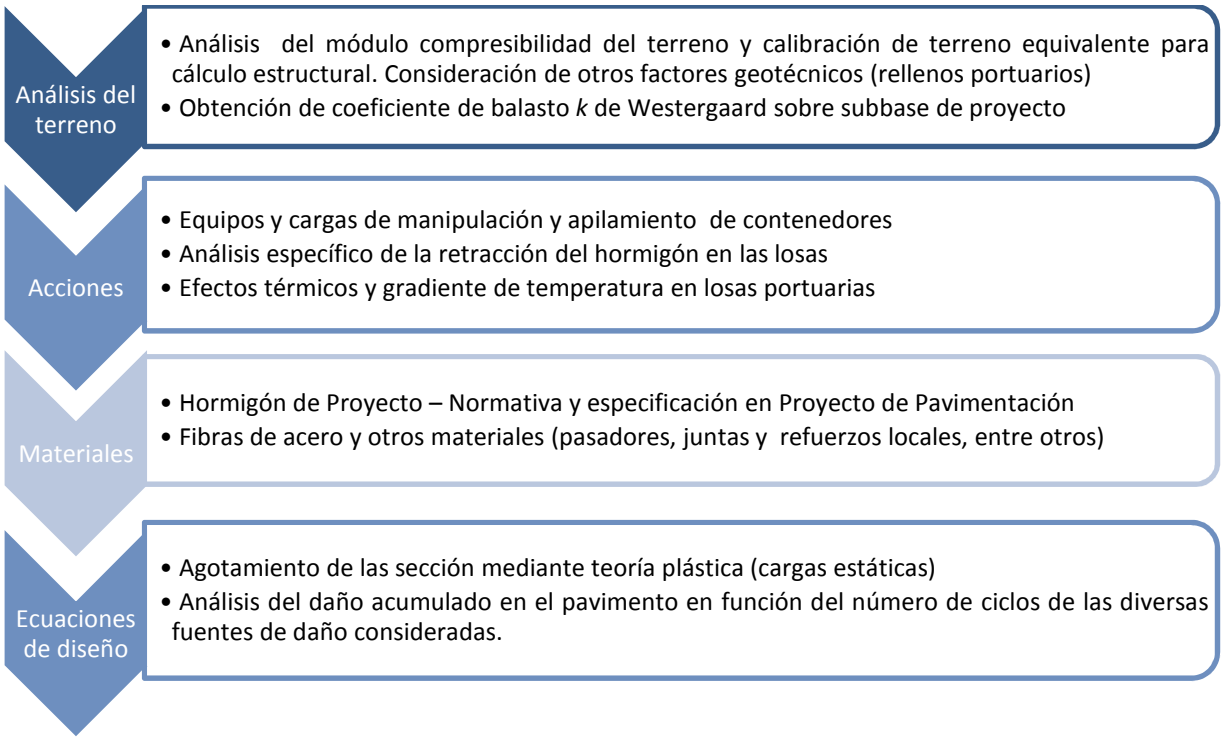


Figura 2. Esquema de cálculo general de un pavimento portuario. Fuente: SENER.

La estimación del daño acumulado de Palmgren-Miner supone la consideración de acciones o fuentes de daño que pueden presentarse bajo una determinada probabilidad durante la vida útil del pavimento. La ley de fatiga que se emplea y que determina el máximo número de ciclos o pasadas admisibles es la del método holandés de diseño de losas de hormigón.

En el análisis de resultados se presentará la influencia de la consideración de la fatiga frente a análisis estáticos sin repeticiones y se valorará qué repercusiones en el diseño posee el establecer una determinada vida útil para un pavimento.

OTROS OBJETIVOS

Además de los resultados indicados a modo de conclusión, el artículo presentará una serie de recomendaciones generales para la prescripción y ejecución de pavimentos portuarios con fibras para complementar y ampliar lo dispuesto en la ROM 4.1-94, haciendo especial mención a otras metodologías y/o recomendaciones de referencia utilizadas a nivel internacional. Se presentará el caso práctico de las distintas tipologías de pavimentos de hormigón reforzado con fibra de acero den la terminal BEST de Hutchison en el Puerto de Barcelona.

EJECUCIÓN DE DIQUES DE CUBÍPODOS EN EL PUERTO DE SAN ANDRÉS (MÁLAGA) Y PUNTA LANGOSTEIRA (A CORUÑA)

M. Santos[1], A. Corredor[1], J.R. Medina[2], M.E. Gómez-Martín[3]

[1]*SATO (Grupo OHL), Pº Castellana 259-D-8º, 28046 Madrid, mosantos@ohl.es, acorred@ohl.es*
[2]*Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia, jrmedina@upv.es*
[3]*Universidad de Alicante, Carretera San Vicent del Raspeig s/n, 03690 Alicante, esther.gomez@ua.es*

RESUMEN

Este artículo describe los condicionantes logísticos y la construcción de los primeros diques de Cubípodos construidos en España, en las fachadas Mediterránea y Atlántica. Se describe el proceso constructivo del dique de San Andrés (Puerto de Málaga), condicionado por la baja capacidad portante del terreno y las fuertes restricciones de espacio; se trata de un dique en talud convencional (H/V=cotα=2.0) protegido con un manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en tronco y morro. Por otro lado, se describe el proceso constructivo de la primera fase del contradique de Punta Langosteria (A Coruña) o dique Sur y el dique Norte para asegurar la toma de agua de la central térmica; se trata de dos diques en talud (H/V=cotα=1.5) perpendiculares a la costa protegidos por mantos monocapa de Cubípodos de W[t]= 15 y 25. En el caso de Punta Langosteira han sido las restricciones temporales las que han condicionado las obras y su programación en ciclos de trabajo de 24 horas/día.

INTRODUCCIÓN

El Cubípodo es un nuevo elemento para la construcción de mantos de diques en talud desarrollado a lo largo de los últimos años por SATO y la Universitat Politècnica de València (UPV). Después de múltiples ensayos físicos para estudiar la estabilidad hidráulica y el rebase en diferentes laboratorios, el diseño de encofrados y los ensayos de fabricación y de caída de prototipos, en 2012 y 2013 se han construidos los primeros diques en talud protegidos con Cubípodos. En el Puerto de Málaga, sobre un terreno de poca capacidad portante, se ha construido un dique en talud convencional con manto bicapa de Cubípodos; en Punta Langosteria (Puerto Exterior de A Coruña), se han construido dos diques protegidos con un manto monocapa de Cubípodos. La Figura 1 muestra la primera capa de Cubípodos colocados sobre la capa de filtro en el dique de San Andrés (Málaga).



Figura 1. Primera capa de Cubípodos en el dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

En el Puerto de Málaga se ha desarrollado un proyecto global para un mejor aprovechamiento de las áreas portuarias. Uno de ellos es el de la habilitación de la Dársena de San Andrés, que conllevó la construcción de un nuevo dique, abrigando dicha dársena

con los materiales extraídos de la demolición del antiguo contradique. De esta forma se han generado nuevos espacios y se ha eliminado el obstáculo que supone para las maniobras el ya inútil contradique. La obra consistió en la ejecución de un dique en talud protegido con Cubípodos de 6 t en manto bicapa con un talud 2/1. El dique tiene una longitud de 258 m, siendo la traza curva en los primeros 157 m y recta en el resto. La ejecución tuvo lugar durante los años 2011 y 2012.

El dique de abrigo principal de Punta Langosteira, descrito por Maciñeira et al. (2009), tiene una longitud de 3.35 km y está protegido por un manto bicapa de bloques cúbicos de W[t]=150 y talud H/V=2.0 diseñado para resistir un temporal de cálculo de Hs[m]=15 y Tp[s]=18 a profundidad h[m]=40 (BMVE) con rango de marea Δh[m]=PMVE-BMVE=5.0. Tras completarse el dique de Punta Langosteira en 2011, se han completado en 2012 y 2013 dos nuevos diques perpendiculares a la línea de costa (dique Norte y dique Sur) para proteger la toma de Gas Natural Fenosa de la central térmica de Sabón, la cual se ha visto alterada debido al transporte litoral inducido por la construcción del dique de abrigo principal. La Figura 2 muestra el Dique Sur (primera fase del Contradique del Puerto Exterior de A Coruña en Punta Langosteira) durante su construcción.



Figura 2. Contradique de Cubípodos monocapa en Punta Langosteira.

La Autoridad Portuaria de A Coruña (APAC) licitó en 2012 el proyecto de Protección de la Toma de GNF y Mejora de la Utilización de las Instalaciones en Punta Langosteira. Dicho proyecto, adjudicado en el verano de 2012, incluyó la realización del dique Sur, coincidente con el primer tramo de 450 m del contradique de la dársena (Fase 1 del Contradique del puerto Exterior de A Coruña). La UTE propuso una solución variante con Cubípodos monocapa y talud H/V=3/2, muy ventajosa en mediciones (60% de ahorro de hormigón) y validada mediante ensayos físicos a escala reducida. La solución monocapa permitió asimismo un ahorro importante en tiempo de ejecución, dada la necesidad de la APAC de disponer durante la primera campaña (otoño 2012) del dique Sur (contención de arenas y Fase 1 del contradique).

La Figura 3 muestra uno de los casos estudiados para determinar el oleaje de cálculo para el contradique de Punta Langosteira; el oleaje más desfavorable es el difractado desde el morro del dique de abrigo principal y temporales del NW.

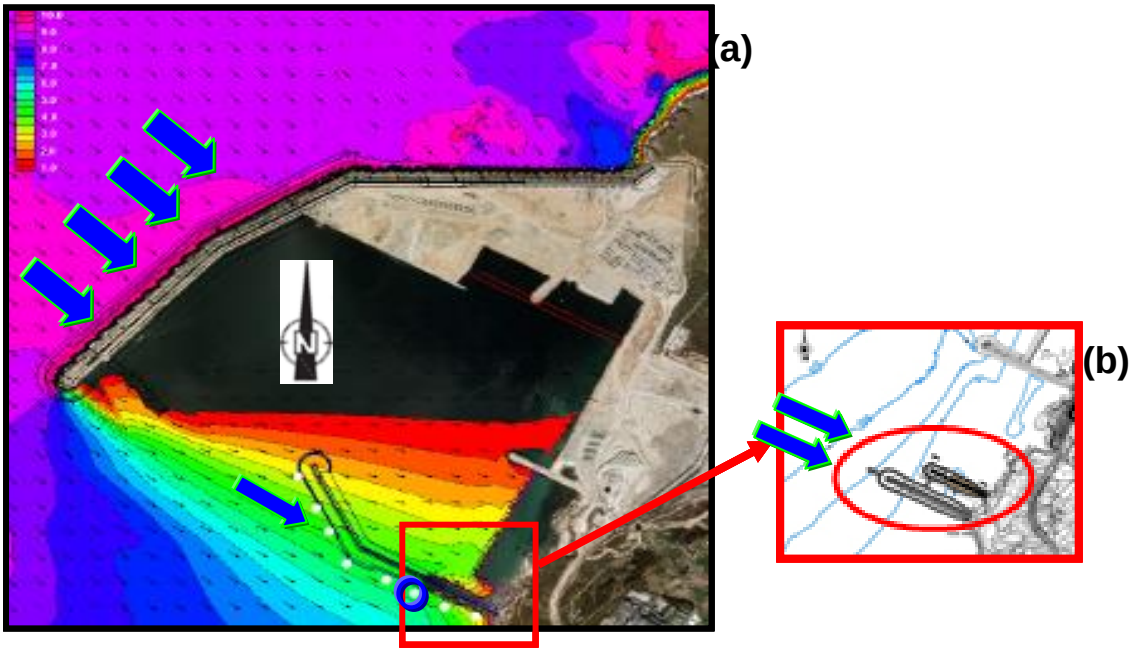


Figura 3. Contradique de Punta Langosteira: (a) propagación de oleaje y (b) diques Norte y Sur.

ENSAYOS FÍSICOS A ESCALA REDUCIDA

El dique de San Andrés (Puerto de Málaga) se ha protegido con un manto bicapa de Cubípodos (ver Corredor et al., 2012). La baja capacidad portante del terreno y los grandes asientos diferenciales esperados a largo plazo favorecieron la solución bicapa de Cubípodos, ya que las piezas son muy robustas (ver Medina y otros, 2011) y la estabilidad hidráulica es muy elevada. La solución base era un dique convencional H/V=2.0 con manto bicapa de cubos de W[t]=14 y 21 calculada teóricamente para resistir un temporal de cálculo de Hs[m]= 5.1, Tp[s]=12 y 0<Δh[m]<0.8; además, la sección disponía de una berma de 40 metros de anchura coronada a la profundidad h[m]=6.75. Para optimizar y validar la solución bicapa de Cubípodos se realizaron ensayos 2D y 3D de estabilidad hidráulica y rebase en la UPM y en el CEDEX respectivamente (ver Gómez-Martín y otros, 2013). La solución final fue colocar un manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6 en toda la traza del dique, debido a la gran estabilidad hidráulica mostrada tanto por el manto monocapa como por el bicapa (ver Gómez-Martín y otros, 2013). El arranque del nuevo dique se decidió reforzarlo con una capa de Cubípodos de W[t]=15 ya que era un punto singular que mostraba lo mayores caudales de rebase. La Figura 4 muestra la sección tipo del Dique de San Andrés.

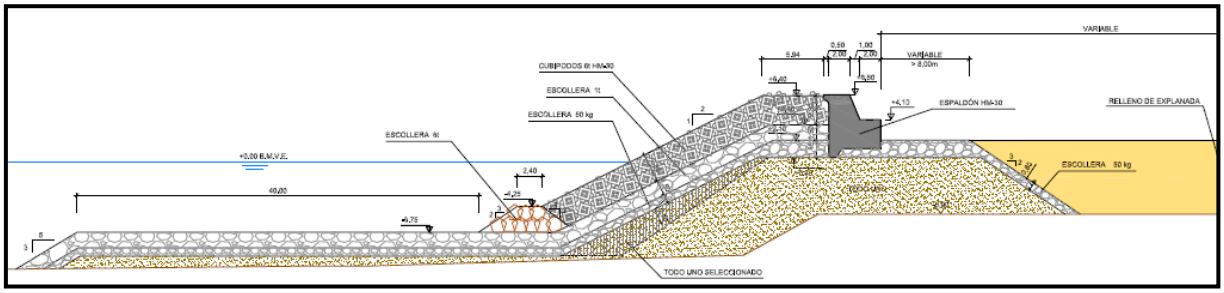


Figura 4. Sección tipo del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

Los diques Sur y Norte de Langosteria en la zona del contradique disponían de una solución base ensayada en el CITEEC con mantos bicapa de bloques cúbicos de W[t]=20 y 35 y taludes H/V=1.75/1 y 2/1. Los ensayos descritos por Medina y otros (2013) se refieren a una variante que mejoró el diseño original con una solución de manto monocapa de

Cubípodos de W[t]=15 y 25, con talud H/V=1.5, que fue la finalmente construida. El ahorro económico y la reducción de las huellas energéticas y del carbono fueron muy importantes con una reducción en el consumo de hormigón superior al 60%. La Figura 5 muestra una imagen del modelo de Cubípodos monocapa ensayado en el CITEEC (Peña, 2012); la disposición en planta del modelo y los sensores fue similar en el caso de los modelos de Cubípodos, a la disposición de la solución base ensayada.



Figura 5. Vista del modelo monocapa de Cubípodos (Solución variante).

En la solución variante validada en los ensayos, los arranques de los diques Norte y Sur se protegieron con mantos bicapa convencionales de escollera de W[t]=5, mientras que los troncos y el morro Norte se protegieron con mantos monocapa de Cubípodos de W[t]=15 y el morro Sur con Cubípodos de W[t]=25. Las Figura 6 muestra la sección del morro del dique Sur correspondientes a la solución variante monocapa de Cubípodos.

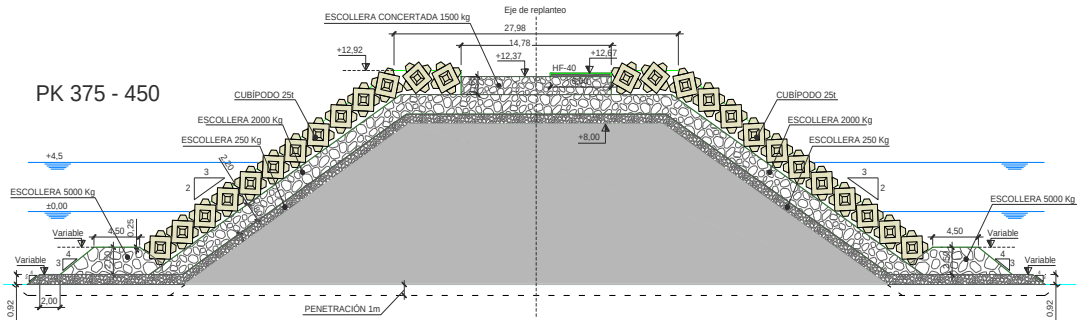


Figura 6. Sección monocapa con Cubípodos de 25t del morro del dique Sur (1ª fase del contradique).

En todos los ensayos (de Málaga y Langosteira) el diseño experimental se dirigió a ensayar los modelos con un oleaje muy por encima del temporal de cálculo para garantizar un margen de seguridad a la rotura muy amplio. En los dos casos, los ahorros económicos fueron muy importantes, especialmente en el caso de la solución monocapa de Punta Langosteria.

CONSTRUCCIÓN DEL DIQUE DE SAN ANDRÉS (PUERTO DE MÁLAGA)

La ejecución del Dique de San Andrés tuvo lugar durante los años 2011 y 2012, en los que se colocaron en primer lugar la berma y la sección sumergida, continuando con el

avance terrestre. El proceso de fabricación de Cubípodos se realizó en un parque situado en el recinto del puerto, usando 23 y 2 encofrados de 6 y 15 t con dos puestas al día, y realizando un acopio de los Cubípodos de 6 t hasta en 5 alturas. Todo ello permitió la fabricación de Cubípodos con rendimientos similares a los de los cubos. La colocación de los elementos se realizó con pinzas de presión, con rendimientos medios de 90 piezas/día por equipo en turno de día y sin problemas reseñables. Después de la consolidación del terreno, la fase final fue la ejecución del espaldón y colocación de los Cubípodos de la berma superior.

Parque de Cubípodos

Uno de los retos de la construcción del Dique de San Andrés era fabricar y acopiar todos los Cubípodos necesarios para la protección del Dique en una pequeña parcela de 160x40 metros junto a la red viaria urbana de Málaga, para su colocación posterior en el verano de 2012. En parque de Cubípodos del Dique de San Andrés, un equipo de 8 personas fabricó diariamente 46 Cubípodos de 6 t y cuatro Cubípodos de 15 t en un solo turno diario. Para ello necesitaron 23 y 2 encofrados de 2.6 m^3 y 6.4 m^3 respectivamente y dos bases por encofrado. El consumo de hormigón era de 145 m^3/día con jornadas de trabajo de 10 horas/día. Se utilizó hormigón en masa HM-30 de consistencia plástica sin aditivos y con vertido directo desde camión y vial elevado lateral. La Figura 7 muestra las operaciones de vertido de hormigón y acopio en parque. Se utilizaron dos grúas ligeras sobre ruedas para mover los encofrados y mover y acopiar los Cubípodos en parque.



Figura 7. Vertido directo del hormigón desde vial elevado lateral.

Para la manipulación en parque, las pinzas de presión dobles mostraron los resultados óptimos. Más de 5000 Cubípodos de 6 t y 250 de 15 t fueron acopiados, en cinco y dos alturas respectivamente, en el parque de bloques del dique de San Andrés dos meses antes de su colocación. No se produjo ninguna rotura ni en la fabricación ni en la manipulación y acopio de las piezas.

La Figura 8 muestra la colocación de los Cubípodos de 6 t en parque a cinco alturas y la Figura 9 muestra una visión general del parque de bloques en la parcela (160x40 metros) destinada al futuro Auditorio de Málaga. Una curiosidad de este parque fue el rumor que se extendió ente el vecindario del puerto; el acopio de Cubípodos a 5 alturas se pensaba que

era parte del Auditorio. Seguramente la belleza y originalidad de las figuras geométricas de los Cubípodos acopiados propició la idea de que las obras del Auditorio habían comenzado.



Figura 8. Acopio de Cubípodos de 6t en parque.



Figura 9. Vista general del parque de Cubípodos del dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

Colocación de Cubípodos

El dique de San Andrés se construyó con talud H/V=2.0 y manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6. Antes de la colocación, se realizaron ensayos de construcción realista de mantos en el tanque de ensayos del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV). En un modelo a escala E:1/36 y utilizando una grúa radial a escala reducida con pinzas a escala y colocación ciega, se probaron diferentes mallas de colocación en tronco recto, tronco curvo, morro y arranque. Las mallas óptimas de primera y

segunda capa fueron las que se utilizaron después en la colocación de Cubípodos (ver Pardo et al., 2014). La grúa de construcción realista sigue de forma ciega una malla X-Y similar a la que sigue la grúa prototipo guiada por el GPS situado en la cabeza de la pluma de la grúa cuando coloca Cubípodos sin visibilidad bajo el nivel del mar.

El manto bicapa de Cubípodos del dique de San Andrés se construyó en tres fases. Primero se construyó la primera capa del manto apoyada en el filtro y la berma de pie. Esto permite la protección inmediata del dique ya que en los ensayos físicos se pudo comprobar que el manto monocapa de Cubípodos W[t]=6 era suficiente para resistir el temporal de cálculo. Después se construyó la segunda capa del manto, apoyada en la primera capa de Cubípodos y en la berma de pie. Finalmente, después de esperar meses para que se produjeran los asentamientos esperados (ver Figura 10), se construyó el espaldón y la coronación del manto principal.

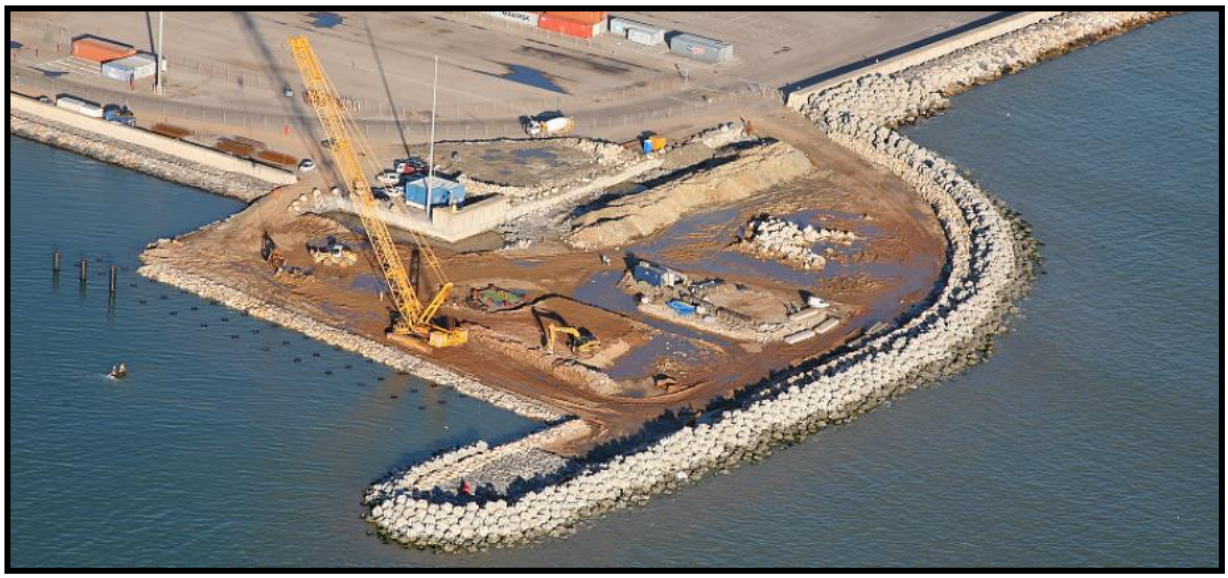


Figura 10. Dique de San Andrés antes de construir el espaldón y la coronación del manto.

Se utilizaron dos grúas de 300 t y 120 t para mover los Cubípodos de 15 t y 6 t. Para la manipulación y colocación de Cubípodos en el talud se utilizaron pinzas de presión simples y dobles, además de las pinzas pulpo convencionales; los mejores resultados se obtuvieron con las pinzas de presión simples diseñadas para el tamaño del Cubípodo a mover (6.4 m^3 y 2.6 m^3).



Figura 11. Inicio del ciclo de colocación de un Cubípodo de 6 t en dique de San Andrés.

La Figura 11 muestra la grúa de 300 t iniciando el ciclo de colocación de un Cubípodo de 6 t en la primera capa del manto del dique de San Andrés. Este manto fue colocado con solo un ciclo de trabajo al día, con un ratio medio de colocación de 8 Cubípodos/hora. No se produjo la rotura de ningún Cubípodo en ningún punto del proceso de manipulación, transporte y colocación.

CONSTRUCCIÓN DE LOS DIQUES SUR Y NORTE EN PUNTA LANGOSTEIRA

A diferencia del caso de Málaga, en Punta Langosteira se disponía de mucho espacio y varios puentes grúa en el parque de bloques del dique de abrigo principal, terminado en 2011. La restricción fundamental era terminar el dique Sur antes de la llegada de los temporales de invierno, iniciando las obras después del verano de 2012, debido a la necesidad urgente de frenar el basculamiento de la playa de Alba y proteger la toma de la central térmica de Sabón. El dique Sur de 450 metros de longitud quedó casi completo trabajando solo en el otoño de 2012. Se fabricaban tres Cubípodos diarios por encofrado en ciclo continuo de 24 horas/día.

La variante monocapa de Cubípodos de W[t]=25 y 15 con talud 3/2 permitió ahorrar un 60% de hormigón respecto de la solución base de cubos. Además, la variante de Cubípodos permitió reducir el tiempo de ejecución y permitir la terminación del Dique Sur (450 metros) en menos de tres meses, antes de la llegada del invierno y los grandes temporales.

Parque de Cubípodos

En esta obra se re-utilizó uno de los parques de bloques del dique de abrigo principal (terminado en 2011) que estaba equipado con puentes grúa de 80 t. Se trabajó en ciclo continuo de 24 h/día para poder producir con rapidez los 950 Cubípodos de 25 t y 600 Cubípodos de 15 t necesarios para el Dique Sur (primera fase del contradique del Puerto). Se utilizaron 10 encofrados articulados de 10.6 m^3 y 6 de 6.4 m^3 (ver Medina et al., 2011) y tres bases por encofrado para producir diariamente 30 y 16 Cubípodos de 25 t y 15 t respectivamente (435 m^3hormigón/día).

Los Cubípodos se acopiaron a tres alturas sobre un lecho de grava compactada. La temperatura media (octubre a diciembre) fue de 13.2ºC y se utilizó hormigón en masa sin aditivos HM-30 de consistencia plástica (f_{ck}=30 MPa). El hormigón se vertía directamente a los encofrados desde una vía elevada con encofrados colocados en ambos lados. La Figura 12 muestra el parque de bloques con vertido directo de hormigón desde vial elevado.



Figura 12. Fabricación y acopio de Cubípodos en Punta Langosteria.

Se utilizaron pinzas de presión dobles para acopiar los Cubípodos a tres niveles en disposición cerrada (porosidad 30%). Debido a las restricciones de tiempo y a que la resistencia del hormigón de 30 MPa es muy elevada para una pieza masiva como el Cubípodo, una parte de los Cubípodos se colocaron en obra con solo 20 MPa (antes de los 28 días en parque). No se produjo la rotura de ningún Cubípodo en el proceso de manipulación, acopio y colocación.

Colocación de Cubípodos

La colocación de los Cubípodos de 25 t y 15 t en el dique Sur se realizó muy rápida en el otoño de 2012, antes del invierno. Se utilizó una grúa de 600 t y se probaron pinzas de presión simples y dobles, así como pinzas de recuperación SATOGRAB; los mejores resultados para el manejo y colocación se obtuvieron con pinzas de presión simples específicas diseñadas para el tamaño de las piezas (10.6 m^3 y 6.4 m^3). Como en el caso de Málaga, se realizaron ensayos de construcción realista de Mantos en el LPC-UPV para determinar las mallas de colocación idóneas que permitieran la colocación ciega en prototipo similar a la de los modelos a escala reducida (porosidad p%≈41).

La colocación se realizó trabajando en ciclo continuo de 24 h/día, obteniendo un ratio medio de colocación de 6 Cubípodos/hora. Las obras se terminaron construyendo el dique Norte de 300 metros de longitud al inicio del verano de 2013.

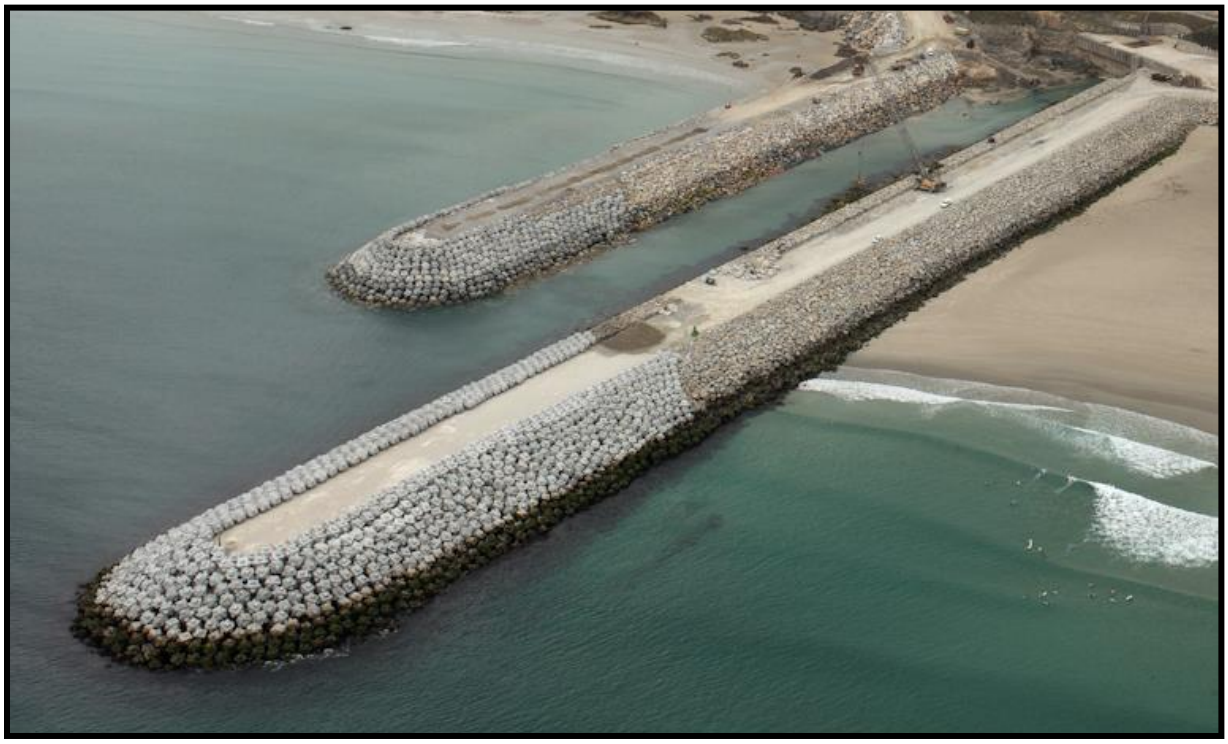


Figura 13. Vista general de los diques Norte y Sur ya terminados.

.

CONCLUSIONES

En primer lugar destacar las **dos aplicaciones diferentes en el uso de esta nueva pieza**, el CUBIPODO, que se han hecho en función de los condicionantes y características propios de las obras donde se ha utilizado.

Ello ha sido posible gracias a que el empleo de la misma admite indistintamente monocapa o bicapa. Así pues, la baja capacidad portante del terreno y los grandes asientos diferenciales esperados en el Puerto de Málaga, propiciaron el diseño del dique con una berma de fondo de 40 metros de anchura, talud H/V=2.0 y manto bicapa de Cubípodos de W[t]=6. En el caso de Punta Langosteria, el fondo de roca y arena favoreció el talud H/V=1.5 y la protección monocapa que es más eficiente económica y ambientalmente.

Por otra parte el **gran ahorro de hormigón** frente a los diseños originales tanto en el caso de doble capa, Málaga, con un 30%, como en caso de Langosteira donde supuso más del 60%.

AGRADECIMIENTOS

Debemos destacar y agradecer **la gran apuesta por la Innovación** de las Autoridades Portuarias de Málaga y A Coruña al haber propuesto un tipo de licitación abierta donde los pliegos de bases permitieron que los licitadores presentaran proyectos variantes a la morfología de las piezas que componen el manto principal. Ello sin dejar de ser garantes de la solución, al exigir ensayos a escala en modelo reducido para validar la solución adoptada.

Es una forma ejemplar e inteligente de ahorrar costes, reducir la huella energética e incentivar la Innovación.

REFERENCIAS

Corredor, A., Santos, M., Peña, E., Maciñeira, E., Gómez-Martín, E. and Medina, J.R. (2013). Designing and Constructing Cubipod Armored Breakwaters in the Ports of Malaga and Punta Langosteira (Spain). *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2013*, ICE (in press).

Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., Corredor, A. y Santos, M. (2013). Diseño y ensayos físicos 3D del Dique de San Andrés, Puerto de Málaga. Libro de ponencias de las XII Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Maciñeira, E., Noya, F. and Bajo, V. (2009). Breakwater construction at new port in Punta Langosteira, A Coruña, Spain. Execution process and technical innovation. *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE, Thomas Telford Ltd., Vol 1, 532-543.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F. and Santos, M. (2011). Prototype drop tests of cube and Cubipod armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng*., ASCE, 137(2): 54-63.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., Peña, E., Maciñeira, E., Sande, J., Corredor, A. y Santos, M. (2013). Diseño y ensayos físicos 3D de los diques monocapa de Cubípodos en la zona del contradique de Punta Langosteira. Libro de ponencias de las XII Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Pardo, V., Herrera, M.P., Molines, J., and Medina, J.R. (2014). Placement test, porosity, and randomness of cube and Cubipod armor layers." *Journal of Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE . Próxima publicación. DOI: 10.1061/(ASCE)WW.1943- 5460.0000245.

Peña, E. (2012). *Optimización de la solución estructural de los trabajos correspondientes a la primera fase de la construcción del contradique y espigón en Punta Langosteira. Estudio en modelo físico de Cubípodos monocapa y bicapa*. Informe Final del GEAMA, Universidade da Coruña, 37 p.

EJECUCIÓN DE LA TERMINAL DE GRANELES LÍQUIDOS EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS PARA VOPAK

A. Corredor Molguero[1], J. Domingo López-Salazar[2]

[1]*SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid, acorred@ohl.es*

[2] *SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Ctra Rinconcillo s/n Ed Sur, 11205 Algeciras (Cádiz), domingo@ohl.es*

INTRODUCCIÓN

La Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras ha concedido en concesión una nueva Terminal de Almacenamiento de Graneles Líquidos en la zona exterior de Isla Verde. Dicha planta incluye un terminal marítimo de atraque formado por un pantalán ubicado en el exterior del dique Ingeniero Castor del Valle en perpendicular al nuevo muelle adosado recientemente construido por la APBA.

DESCRIPCIÓN DEL CONTRATO

El concesionario del citado proyecto era la empresa VOPAK, multinacional dedicada al trasiego de productos petrolíferos y con gran número de terminales a lo largo y ancho del mundo. Dicha multinacional se hizo con la mayoría del accionariado del antiguo concesionario (Alpetrol) debido al abandono del mismo de uno de los anteriores socios. Con anterioridad a la entrada de VOPAK en el accionariado de la concesión se elaboraron múltiples estudios y una gran parte de la ingeniería de detalle.

Durante las negociaciones para la adjudicación de la obra, OHL a través de su división industrial realizó una oferta competitiva, por medio de su filial de ingeniería industrial ECOLAIRE y contando como contratista nominado para la obra civil a una UTE entre SATO y OHL (Construcción), lo que garantizaba una correcta solución de los problemas de la compleja obra civil, dada la implantación en la zona y la especialización de SATO en obra marítima.

El contrato de la obra se realizó como Ingeniería, Construcción y Puesta en Marcha entre "VOPAK Algeciras Terminal" y Ecolaire por un tanto alzado, realizándose un contrato espejo entre dicho contratista principal y la UTE TAT formada por SATO y OHL al 50%. El importe del contrato principal ascendió a una suma algo superior a los 100 millones de euros.

Como peculiaridad del contrato, cabe destacar que el idioma del contrato era el inglés, dada la nacionalidad del cliente, por lo que, pese a realizarse la obra en territorio español, tanto las comunicaciones como toda la documentación de ingeniería se redactó en inglés.

La orden de proceder para la obra marítima se emitió en noviembre de 2010, siendo esta parte la primera en empezar, terminándose la totalidad de la obra en abril de 2013 (la obra marítima se entregó por parte de la UTE TAT en agosto de 2012).

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

El proyecto consiste en un pantalán de atraque (terminal de atraque, TAT) que permite la carga y descarga de fuel y otros productos petrolíferos. El parque de almacenamiento (terminal de almacenamiento, TAL) consta de una veintena de tanques con una capacidad total de 400.000 m³ para los distintos productos. Se sitúa aproximadamente a 1500 m de la posición del terminal de atraque, en terrenos ganados al mar durante las distintas actuaciones de ampliación en el exterior de Isla Verde llevadas a cabo por la Autoridad Portuaria de Algeciras la pasada década. La conexión entre ambas partes (TAT y TAL) se realiza mediante unas líneas de conexión (LC), que discurren en parte por una obra que en el momento de la orden de proceder estaba en ejecución.



Figura 1. Ubicación de las diferentes partes de la obra anteriormente descrita. 1.- TAL: Terminal de Almacenamiento; 2. LC: Línea de conexión; 3.- TAT: Terminal de Atraque.

Esto se debe a que la terminal de atraque está en el exterior del antiguo dique de abrigo (Ingeniero Castor del Valle) que dispone de un espacio insuficiente para acoger todo el rack de tuberías necesario para el servicio del terminal. Por tanto fue necesaria la construcción por parte de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras de un muelle paralelo al antiguo dique de abrigo con espacio suficiente para el paso del rack. Igualmente ese muelle se utilizó para disponer un muelle para atraque de gabarras (y posibilidad de dos atraques adicionales de igual naturaleza). Como se ha indicado las obras de la terminal de atraque empezaron sin que las del muelle adosado hubieran concluido.

En lo que se refiere a la obra marítima (TAT), consiste en un pantalán de atraque formado por estructuras de gravedad mediante cajones flotantes fondeados sobre banqueta de material granular. La configuración ha sido la de una plataforma central de 85x58 m en forma de U que permite la implantación de los elementos de carga y defensas de atraque en ambos lados y cuatro duques de alba de 19x14,75 m, dos a cada lado de la plataforma, que permiten el amarre de los buques y el acceso a la plataforma de vehículos y rack de tuberías (los dos del lado oeste). El cuarto lado de la plataforma de operación (lado oeste) se cierra con un tablero de vigas prefabricadas pretensadas de 2,25 m de canto. Especialmente importante era el hecho de que los puentes de acceso (celosías metálicas de 5,0 m de anchura y 6,0 m de canto, con luces entre 35 y 60 m) llegaban a la plataforma de operación apoyando en el tablero de vigas, lo que condicionaba el diseño del mismo de forma crítica.

La orientación del pantalán es sensiblemente este-oeste, perpendicular al dique de abrigo y muelle adosado.

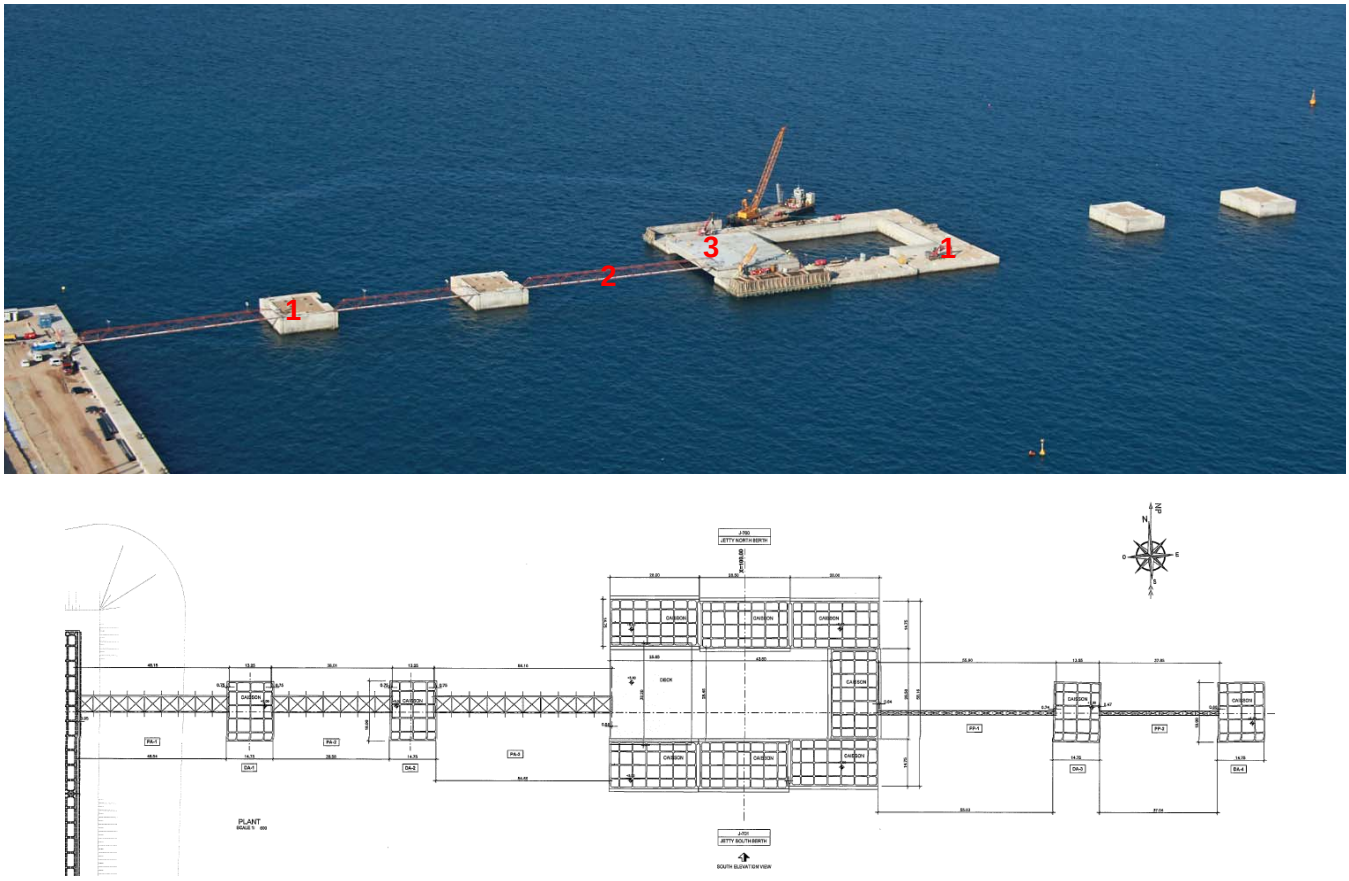


Figura 2. Planta de las obras. 1.- Cajones flotantes que forman la plataforma central y los duques de alba. 2.- Estructuras Metálicas de acceso a la plataforma central. 3.- Tablero de vigas prefabricadas pretensadas.

El contrato contemplaba dentro del alcance de la UTE TAT el diseño o ingeniería de detalle de la obra marítima así como la construcción de la misma. Dos problemas dominan el diseño del pantalán. El primero es la falta de acceso para la ejecución a todos los elementos, dado su aislamiento. Ello condiciona la forma de ejecución y el planteamiento de la programación de las tareas.

El otro aspecto determinante es la baja capacidad portante del terreno, muy variable a lo largo de la traza dada la existencia de paleo-vaguadas en el fondo marino. Por este motivo la cimentación ha sido compleja y se ha producido un diseño ad-hoc para cada elemento. Así se ha cimentado directamente sobre el fondo en los duques de alba de amarre más exteriores, disponiendo simplemente una capa de escollera de penetración para evitar la capa de fangos superficiales de bajo espesor. Sin embargo, las capas de escasa capacidad portante aumentaban en espesor hacia el oeste, lo que llevó a dragar entre 3 y 5 metros de material bajo la plataforma de operación. En los duques de alba más cercanos al muelle adosado el espesor de material a eliminar era demasiado alto y por tanto la afección del dragado a la banqueta inevitable. Ello condujo a evitar el dragado y realizar una mejora del terreno mediante columnas de grava. Adicionalmente ello condujo a una alteración de los alcances del contrato, ya que dichas columnas fueron ejecutadas por FCC a continuación de las que estaba ejecutando en el muelle adosado y por tanto desgajadas del contrato de VOPAK con Ecolaire.

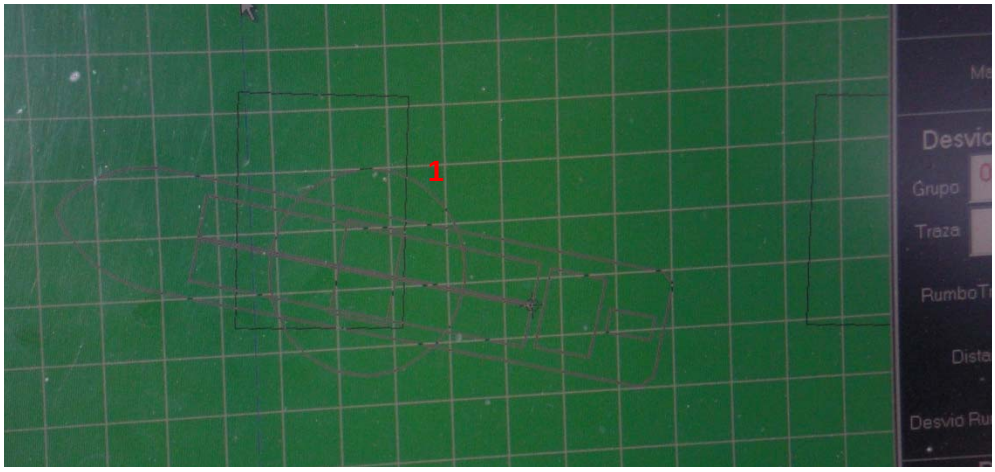


Figura 3. Vertido de escollera en duques de Alba 3 y 4, como mejora de terreno. 1.- Posicionamiento del barco sobre el duque de alba nº3.

INGENIERÍA DE DETALLE

Como se ha indicado Alpetrol había realizado durante varios años los estudios de la ingeniería básica. Esta había barajado sucesivas soluciones y las había desarrollado con mucha profundidad. Sin embargo, la gran cantidad de tiempo entre las distintas soluciones y las variaciones que se habían realizado hacía que el diseño careciera de la consistencia necesaria. Fue necesario por tanto la revisión de todos los cálculos de la ingeniería básica, que fueron completados en lo necesario.

Es importante resaltar la imprescindible coordinación de la ingeniería de detalle de la obra civil con la correspondiente al diseño de las instalaciones industriales. En efecto, las estructuras deben estar diseñadas para soportar las instalaciones (tuberías, brazos de carga, etc…) que no están completamente definidas, por lo que en muchos casos el proceso es iterativo, haciendo una definición previa para el diseño civil que debe ser revisada y modificada una vez que las instalaciones industriales se definen en detalle. En este caso, la tipología de gravedad hacía poco críticos los aspectos de ingeniería de detalle industrial, a excepción de la definición de las tuberías y equipos sobre los puentes y tableros en la plataforma de operación, lo que llevó a distintas fases de aproximación entre ambas disciplinas.

PROCESOS CONSTRUCTIVOS

Es importante destacar por su complejidad e incidencia en la obra algunas tareas críticas de la obra, como la construcción y fondeo de los cajones, el relleno de los mismos, y la fabricación y colocación de los puentes existentes.

FABRICACIÓN, FONDEO Y RELLENO DE CAJONES

Todas las estructuras de gravedad que conforman los duques de alba y plataforma se ejecutaron con cajones de hormigón armado. La fabricación de cajones se llevó a cabo en el morro del dique Ingeniero Castor del Valle mediante la pontona sumergible SATO Asturias, propiedad de la UTE. Dicha posición, siendo compleja desde el punto de vista de agitación y espacio, permitía la fabricación de los cajones con gran puntal necesarios en la obra (asi 30 m).



Figura 4. Fabricación de cajones mediante la pontona sumergible SATO-Asturias. 1.- Primera fase. 2.- Segunda fase.

Una vez construidos, los cajones se fondeaban tan pronto como el tiempo lo permitía en la banqueta previamente enrasada. El relleno de los mismos se realizó por medio de dragas de succión aprovechando arenas de préstamo de la propia Bahía de Algeciras.



Figura 5. Maniobras de fondeo del duque de alba nº2.

Dada la configuración de la cimentación, muy variable, y la elevada tridimensionalidad de la cimentación, fue preciso un seguimiento preciso de los movimientos horizontales y asientos en los cajones rellenos. Como detalle, los desplazamientos horizontales en cabeza de cajón debidos al asentamiento diferencial durante el relleno de los mismos alcanzaron en algún caso en la plataforma más de 50 cm. Esto, unido al hecho de que los movimientos se produjeron en distintas direcciones y sentidos en cajones adyacentes debido a la disposición de la banqueta y la planta de los cajones, hizo necesario una modificación de toda la

superestructura de la plataforma para acomodar el cantil a una línea común en cada una de los atraques.



Figura 6. Relleno de cajones mediante relleno hidráulico procedente de la Bahía.



Figura 7. Cajones fondeados y rellenos

SUPERESTRUCTURA

Como se ha indicado uno de los mayores problemas de la obra era el aislamiento de la misma, debido a la falta de acceso. Por tanto cualquier operación era sensible al clima marítimo pues todos los suministros se proporcionaban a los diferentes tajos mediante embarcaciones. Para permitir al menos acceso peatonal y de pequeña maquinaria, etc… se utilizaron tres pasarelas metálicas provisionales con luces hasta 60 m hasta la plataforma de operación.

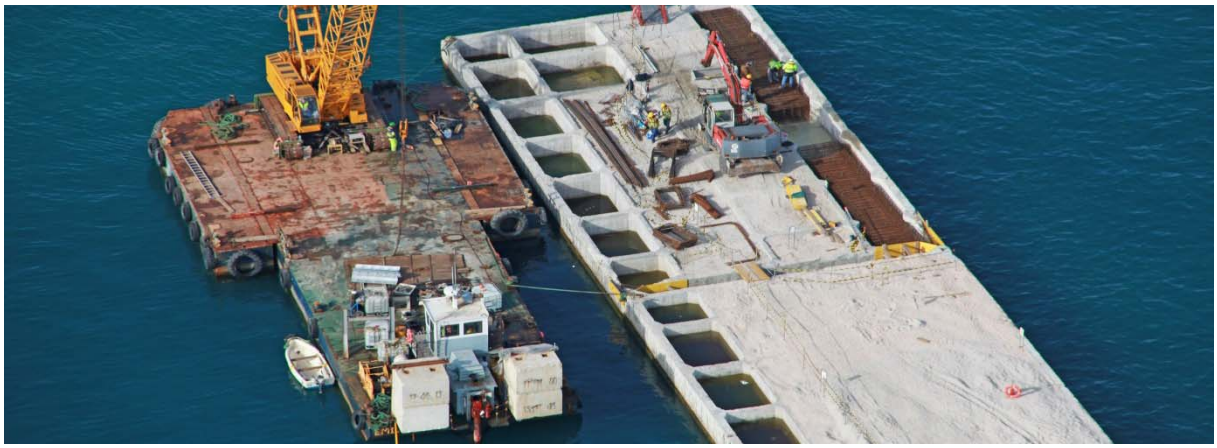


Figura 8. Pontona SATO Emilita suministrando material para los estribos del tablero de la plataforma central.

TABLERO DE PLATAFORMA DE OPERACIÓN

El tajo más crítico de toda la obra, una vez fondeados y rellenos los cajones, es la puesta en obra del tablero de vigas de la plataforma de operación. La plataforma está cerrada por cajones en tres de sus lados (norte, sur y oeste) quedando abierto por el lado este. Sin embargo la configuración de las instalaciones industriales precisamente accede a la plataforma por ese lado. Por tanto, la colocación de dicho tablero permite el apoyo de los puentes de acceso y el comienzo de los trabajos de montaje mecánico en la plataforma.

El tablero estaba formado por 21 vigas de hormigón pretensado de 2,25 m de canto y 30 m de luz sobre apoyos de neopreno ubicados en un estribo corrido construido in situ sobre los cajones rellenos. El peso de cada viga hacía imposible su colocación desde la zona terrestre (a más de 150 m de distancia) por lo que se recurrió a un buque auto-cargante, especialmente preparado para el transporte y carga de elementos de gran peso. Dicho buque cargo las 21 vigas en el muelle norte y las almacenó en su bodega y cubiertas. A continuación se posicionó en sentido norte-sur reposando sobre defensas provisionales instaladas en los testeros de los cajones de la plataforma y procedió a la maniobra de colocación.

Como primer paso se desembarcaron dos grúas automóviles de 100 t (una a cada uno de los estribos), que permitían la colocación de las vigas más alejadas del buque una vez que las propias grúas de la embarcación dejaban la viga apoyada provisionalmente en un apoyo intermedio. Una vez completada la colocación de las vigas, se completó el encofrado de la losa y se hormigonó en dos tramos.



Figura 9. Maniobras de colocación de vigas prefabricadas pretensadas.
1.- Grúas automóviles de 100 tn. 2.- Vigas prefabricadas. 3.- Pontona auxiliar SATO Emilita para ayuda en stand by.

PUENTES DE ACCESO

El mismo problema de peso y acceso existía para la colocación de los puentes de acceso. Dichos puentes eran celosías metálicas (de hasta 60 m), con un ancho inferior de 5,0 m con una vía de rodadura habilitado para vehículos de servicio. El nivel superior se ha usado para el paso de todo el rack de tuberías, mediante la colocación de unos perfiles en voladizo completando de esta manera 8 m de anchura útil total. El peso de cada puente llegó a alcanzar las 100 t. El espacio disponible sobre los duques de alba hacía imposible la ubicación en los mismos de las grúas necesarias para colocar el puente en su posición, por lo que se optó por la utilización de un buque de las mismas características al anteriormente descrito.

La correcta planificación de toda la operación permitió la fabricación de los tres puentes en el Puerto de Almería y la utilización de la misma embarcación para su transporte y colocación en una maniobra única. La elección de las condiciones climáticas para la operación de colocación es crítica, dado que el puente tiene una gran inercia una vez suspendido y los movimientos del mismo, incluso con mar plana, no eran fáciles de controlar y obligaron a una perfecta coordinación con los medios ubicados en tierra y a la ubicación de guías específicas para su posicionamiento en los apoyos de neopreno dispuestos.

Con esta operación se permitió el acceso de vehículos de obra hasta la plataforma con el consiguiente incremento de producción. Sin embargo es de resaltar que también comenzó en paralelo el montaje mecánico en la plataforma por parte de otros contratistas, lo que aumentó en gran medida las interferencias, haciendo necesario el establecimiento de turnos y un mayor coste que el estrictamente necesario para la ejecución de la obra civil.



Figura 10. Maniobra de colocación de puentes metálicos

CONCLUSIONES

Como principales conclusiones cabe destacar que la obra ha sido un éxito tanto en la calidad obtenida como en la consecución de los plazos comprometidos, con unos niveles de seguridad elevados conforme a los estándares del cliente, uno de los más altos del mercado. Eso ha sido debido a la perfecta coordinación entre la ingeniería de detalle (realizada íntegramente por SATO) y el personal de obra, que ha permitido anticipar los problemas de ejecución a tiempo, pese a la complejidad inherente al proyecto, utilizando medios propios para la ejecución y una especialización grande en la platilla, numerosa y comprometida con el proyecto por completo.



Figura 11. Terminal de Atraque totalmente terminada.

PROYECTO DE LA PLATAFORMA OCEÁNICA DE CANARIAS (PLOCAN)

A. Carrasco Conejo, J. Magro Yudego, J.M. González Herrero.

Acciona Ingeniería, c/ Anabel Segura nº 11, 28108 Alcobendas, Madrid.
angel.carrasco.conejo@acciona.com
javier.magro.yudego@acciona.com
josemanuel.gonzalez.herrero@acciona.com

INTRODUCCIÓN

La Plataforma Oceánica de Canarias es uno de los proyectos marítimos más singulares que se están realizando actualmente en España.

La Plataforma se concibe como un elemento situado en el borde de la plataforma continental, en el que se situarán una serie de instalaciones y laboratorios experimentales para poder acceder y llevar a cabo estudios del océano profundo. Para ello, se recurrirá a maquinaria de trabajo submarino y diferentes instrumentos que quedarán conectados tanto directamente como de forma remota a la infraestructura. Dicha plataforma incluye, además de todas las instalaciones experimentales, todos aquellos elementos necesarios para desarrollar esta labor, tales como obras de atraque y abrigo, obras de acceso, edificación, instalaciones de suministro, etc.

Está prevista su ubicación a una distancia aproximada de 1,5 Km de la costa este de la isla de Gran Canaria, a la altura del municipio de Telde. La profundidad existente en esta zona es de 30 metros aproximadamente.

Aunque inicialmente la plataforma puede parecer bastante simple en cuanto a diseño y construcción, ésta presenta una gran complejidad técnica debida fundamentalmente a los siguientes aspectos:

- Su ubicación especial en mar abierto, lo cual incrementa la dificultad de diseño debido a las condiciones de oleaje desfavorables y la profundidad a la que será colocada. Tanto la orientación como la disposición de los espaldones, líneas de atraque, etc, se han dispuesto para poder cumplir todas las exigencias en cuanto a estabilidad de la estructura así como operatividad.
- La complejidad del proceso constructivo, el cual está siendo desarrollado específicamente para este proyecto. Parte de la superestructura de la plataforma deberá desarrollarse una vez ésta quede ubicada en la posición definitiva, aumentándose así la dificultad técnica.



Figura 1. Recreación aproximada preliminar de la plataforma PLOCAN.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

La plataforma PLOCAN consiste en un cajón de hormigón armado, cuyas dimensiones en planta son aproximadamente 32 metros de manga y 38 metros de eslora, junto con un puntal de 31,5 metros. Sobre este cajón, se ubicarán dos forjados de hormigón armado, uno inferior para alojar la maquinaria, equipamiento e instalaciones necesarias, debido a los diferentes ensayos y estudios que se prevé realizar, y otro superior a modo de cubierta principal, que quedará situado a 4 metros aproximadamente por encima de la pleamar. Sobre esta cubierta principal, se proyecta también un edificio de tres alturas. Por último, también se construirá un centro de control y un helipuerto en la parte superior de dicho edificio, de manera que se asegure la comunicación no solo por vía marítima sino también aérea. En total, el conjunto global de toda la plataforma tendrá una altura en torno a 60 metros, motivada fundamentalmente por la profundidad a la que se colocará (30 metros aproximadamente).

Está prevista también la utilización de materiales especiales para asegurar un buen mantenimiento y durabilidad de todo el conjunto, así como facilitar en la medida de lo posible el proceso constructivo y puesta en obra.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Uno de los aspectos más importante del proyecto es el proceso constructivo que se está desarrollando, debido a las características especiales de la propia estructura, así como la ubicación final de ésta. De esta manera, aunque aún se encuentran en proceso de estudio, se plantearían las siguientes etapas durante la construcción:

- Construcción del cajón mediante un dique flotante.
- Una vez finalizada su construcción, el cajón será botado y transportado a una zona portuaria cerca de la ubicación final. Una vez allí, se realizará un primer fondeo para poder continuar los trabajos de construcción del resto de la estructura.
- Cuando el cajón esté fondeado, se construirá el máximo de estructura posible sobre él que permite reflotar posteriormente el cajón, de manera que se evite el tener que construir más elementos en la ubicación final de la plataforma, lo cual dificultaría aún más el proceso. De esta manera, se prevé construir los forjados superiores de hormigón hasta el nivel de la cubierta principal, así como parte del espaldón.
- Cuando se dé por finalizada la anterior etapa, la estructura construida se reflotará y remolcará hasta la ubicación final en el mar. Una vez allí, se terminará la construcción de la plataforma, la edificación y todos los elementos e instalaciones auxiliares necesarios.

En cuanto a los procesos de lastrado del cajón, se ha tenido que recurrir a un lastrado mixto a base de material sólido (arena) y agua para evitar problemas de estabilidad. Se prevé que el material sólido pueda ser colocado antes de reflotar el cajón, recurriendo solo a lastre líquido en la ubicación definitiva, debido a los problemas que supone tener que ejecutar rellenos en dicha ubicación.

De la misma manera, se ha planteado una estructura metálica singular para la construcción del edificio con el fin de facilitar todo el proceso de transporte y puesta en obra.

Actualmente, el proyecto está siendo desarrollado por ACCIONA INGENIERÍA, y la UTE formada por las empresas ACCIONA INFRAESTRUCTURAS y LOPESAN CONSTRUCCIÓN comenzarán la construcción de la plataforma en los próximos meses. La finalización de la plataforma está prevista para finales de 2013.

NUEVAS TECNOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN PARA PARQUES EÓLICOS OFFSHORE A GRANDES PROFUNDIDADES.

F. Agüero Candioti[1], A. Corredor Molguero[2]
[1] *KV CONSULTORES, C/ Claudio Coello, nº 52, 28001 Madrid, Madrid, faguero@kvconsultores.es*
[2] *SOCIEDAD ANÓNIMA TRABAJOS Y OBRAS (SATO), Pº de la Castellana, nº 259-D, 28046 Madrid, acorred@ohl.es*

INTRODUCCIÓN

España es un país líder en energía eólica y actualmente es un referente a nivel mundial. Desde mediados de los años 90, la potencia bruta instalada en España ha aumentado desde poco más del 1%, al 21% en 2012.

La existencia de un marco regulador favorable para las energías renovables en España ha motivado que los parques eólicos hayan proliferado en los últimos veinte años por lo que, poco a poco, los emplazamientos idóneos para la producción de energía eólica se han ido ocupando al tener que competir, además, con otros usos del terreno. Este efecto es mayor en otros países europeos más densamente poblados que España.

Por otra parte, el recurso eólico en tierra es irregular y muy variable, por lo que la producción efectiva de energía de los parques eólicos terrestres está lejos del óptimo.

Por el contrario, el viento marino, al ser más estable, más potente y menos turbulento que el terrestre, supone un aliciente se estos motivos, desde hace años se han centrado los mayores esfuerzos de investigación y desarrollo en la energía eólica marina u offshore.

La eólica offshore, por el contrario, tiene el inconveniente implícito de la instalación de los aerogeneradores cimentados sobre el fondo del mar.

ESTADO ACTUAL DE LA EÓLICA OFFSHORE

Aunque el primer aerogenerador offshore se instaló en Dinamarca en 1991, es desde 2005 cuando la eólica offshore se está desarrollando a un ritmo muy elevado, con tasas de crecimiento del 80% anual.

Reino Unido con 3000 MW instalados, Dinamarca con 1000 MW y Holanda con 400 MW son las mayores potencias en eólica offshore. Los primeros parques eólicos offshore se han instalado en zonas someras, donde la cimentación de los aerogeneradores es más sencilla.

Los tipos de cimentación más utilizados son los siguientes:

En aguas someras (<25 m)

- Monopilotes
- Gravedad

En aguas profundas (25 m – 50 m)

- Trípodes
- Jackets

En general, todos estos tipos de cimentación comparten problemáticas similares:

- Montaje en tierra de la estructura de cimentación
- Transporte a la zona de fondeo mediante heavy lift ships
- Instalación de la cimentación con grandes medios.
- Gran dependencia del estado del mar y del viento.
- Dificultad de anclaje en fondos duros

NUEVAS TECNOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN DE PARQUES EÓLICOS

Es evidente que las tipologías de cimentación que se están utilizando en los parques eólicos actuales están condicionadas tanto por factores externos (costes, acciones exteriores, tipo de aerogenerador, profundidad del fondo, distancia a la costa, tipo de suelo, etc.), como por factores internos, concretamente la experiencia adquirida por cada país adquirida en obra marítima.

En este sentido, desde nuestro punto de vista, llama la atención de que no se haya explorado más la cimentación mediante estructuras de gravedad.

España posee una larga y exitosa trayectoria en la construcción a flote de estructuras de hormigón armado, cajones flotantes de hormigón que se han venido utilizando en los muelles y diques de nuestros puertos.

La construcción a flote presenta innumerables ventajas como:

- No se ocupa superficie portuaria en tierra.
- Se puede trasladar la estructura a flote mediante remolcadores.
- El fondeo no requiere de grandes medios.
- El proceso de transporte es menos sensible a los estados del mar.

Con todo, esta tipología de cimentación conlleva varios retos como son:

- El cálculo los esfuerzos producidos por el viento y, sobre todo, por el oleaje.
- La determinación de las formas óptimas para que la estructura sea estable desde el punto de vista naval, desde la construcción, al acopio, transporte y fondeo.
- Adaptación de los diques flotantes para la construcción de cajones con simetría radial.
- Optimización desde el punto de vista económico.

Una vez resuelto estos retos estaremos en condiciones de cimentar parques eólicos offshore mediante cajones flotantes de hormigón a profundidades de hasta 50 m.

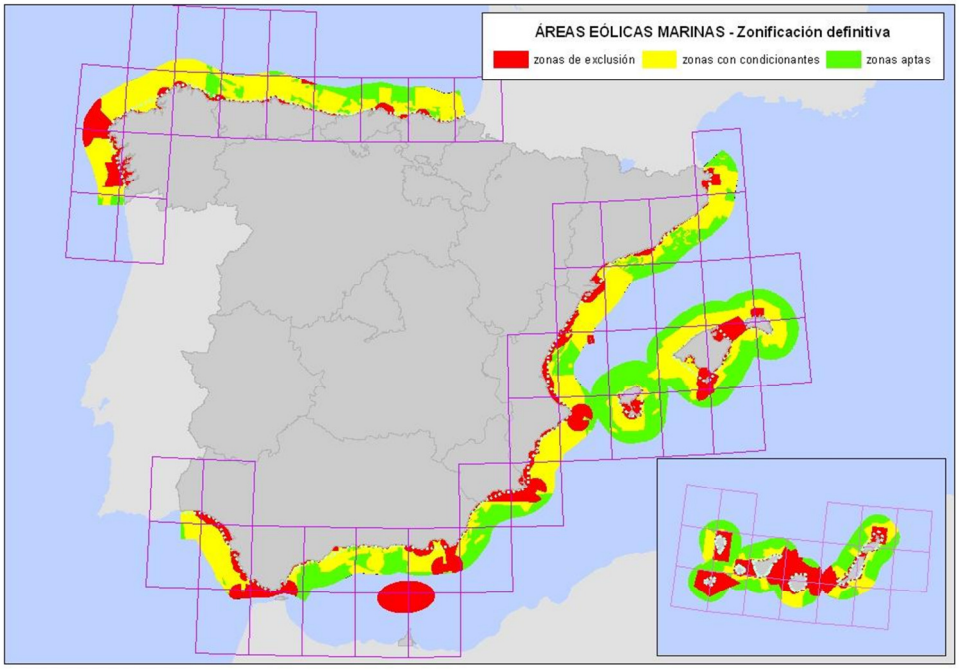


Figura 1. Áreas eólicas marinas en España

ESTABILIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LOS MUELLES ADOSADO, RIBERA Y PONIENTE DEL PUERTO DE ALCUDIA

A. Ginard López [1] , J. Martín Jiménez[2]

1 Jefe de Departamento de Proyectos y Obras. Autoridad Portuaria de Baleares. C/ Moll Vell 3-5, 07012 Palma de Mallorca, Baleares, aginard@portsdebalears.com

2 Jefe de Área de Explotación, Servicios y Territorio. Autoridad Portuaria de Baleares. C/ Moll Vell 3-5, 07012 Palma de Mallorca, Baleares, jmartin@portsdebalears.com

En la Dársena Comercial del puerto de Alcudia, y más concretamente en los *Muelles Adosado, Ribera y Poniente*, se llevan a cabo operaciones portuarias con graneles sólidos, graneles líquidos, mercancía general y líneas regulares con ferrys y buques Ro-Ro. La mayoría de estas operaciones portuarias tienen carácter estratégico para la isla de Mallorca, ya que son fundamentales para abastecer el tejido industrial, comercial y turístico de la isla; y además se llevan a cabo con exclusividad en el puerto de Alcudia. Las operaciones más destacables son los suministros de gas butano, cemento, betún asfáltico, y el carbón que sirve de combustible a las centrales térmicas; así como las operaciones de líneas regulares de pasajeros y mercancía Ro-Ro que enlazan Alcudia con la península y con la isla de Menorca.

Con fecha de 24 de abril del año 2007 la A.P.B. finalizó la obra de "Mejora de calados de la Dársena Comercial del Puerto de Alcudia", que consistió en realizar un dragado en roca desde la cota -6,50 m. hasta la cota -8,50 m. en toda la dársena. De esta manera se resolvió en parte el problema histórico de calado que padecía el puerto de Alcudia, que estaba limitando las operaciones de los buques, e incluso impedía la entrada de los buques que potencialmente estaban interesados en operar en el puerto. No obstante, se estableció el límite de dragado en planta según un eje paralelo a los muelles, y separado de éstos unos 5 m., que es el límite calculado para que el dragado no afecte a la estabilidad de los muelles. Con el fin de completar el dragado hasta la línea de muelle, la A.P.B. llevó a cabo el proyecto de "ESTABILIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LOS MUELLES ADOSADO, RIBERA Y PONIENTE DEL PUERTO DE ALCUDIA". Este proyecto supuso un importante reto técnico para la A.P.B. ya que se pretendía realizar un dragado hasta la cota –8,50, al pie de unos muelles construidos a mitad del siglo XX, y que están cimentados a la cota –6,00. Este importante "descalce", unido a la necesidad de mantener en todo momento la operatividad portuaria de los muelles, debido al carácter estratégico que tienen las operaciones que en ellos se llevan a cabo, hicieron que el proyecto fuera singular, y que la solución adoptada no fuera similar a ninguna otra conocida hasta el momento en el sistema portuario español.

En la fase de anteproyecto, la empresa *Ingeniería del Suelo* realizó bajo la dirección de la A.P.B. un estudio de alternativas, que fueron las siguientes:

Alternativa 1- Pantalla continúa de hormigón armado frente al muelle y losa micropilotada a fin de evitar la socavación en el pie del muelle.

Alternativa 2- Pantalla de micropilotes unidos al bloque muelle mediante una viga continúa de hormigón armado, alineación de micropilotes en el relleno del trasdós, y losa de hormigón a modo de unión entre dicho apoyo y el bloque del muelle.

Alternativa 3- Alineaciones de micropilotes que concentran cargas a capas inferiores y 2 ménsulas en dirección al trasdós y al mar. Muro de hormigón armado encima del talud de dragado para protegerlo de la erosión producida por las hélices.

Alternativa 4- Losa de hormigón que conecta el bloque del muelle con la zona trasera donde se ubican las cargas. Micropilotes en la parte delantera del muelle y en la parte trasera que concentran las cargas a capas inferiores. Muro de hormigón armado encima del talud de dragado para protegerlo de la erosión producida por las hélices.

Alternativa 5: Adelantamiento del cantil mediante losa de hormigón armado apoyada sobre una fila de nuevos pilotes de 1m de diámetro dispuestos cada 5 m, evitándose realizar el dragado.

Con la finalidad de analizar las diferentes alternativas, se optó por utilizar un método de Análisis Multicriterio, y de entre las diversas metodologías existentes se escogió el método *QUALYFLEX*.

La alternativa más idónea resultó ser la nº4, la cual fue desarrollada en el Proyecto Constructivo realizado por la empresa *SENER*.

La filosofía de dicha solución consiste en transmitir las sobrecargas de operación del muelle a estratos profundos más resistentes, evitando que la banqueta de cimentación reciba dichas acciones, que podrían desestabilizarla, sobretodo una vez ejecutado el dragado de la misma. Dicho efecto se consigue mediante unas alineaciones de micropilotes y pilotes prefabricados, ejecutados a través del propio macizo del muelle y a través del relleno de trasdós respectivamente, unidos al muelle los primeros por la propia cohesión de la lechada y, los segundos, por una losa de hormigón armado anclada a los pilotes de la zona de relleno, y al muelle mediante pasadores a la viga cantil. Dicha losa de hormigón ejerce las funciones de plataforma de descarga del muelle gracias a un doble efecto: por un lado, evita que las sobrecargas sobre el trasdós se transmitan al muelle, transmitiéndolas a través de los micropilotes a estratos profundos; y segundo, concentra parte de la reacción vertical de la losa en la zona trasera de la viga cantil (el punto donde se apoya), donde su efecto es favorable para la estabilidad del muelle.

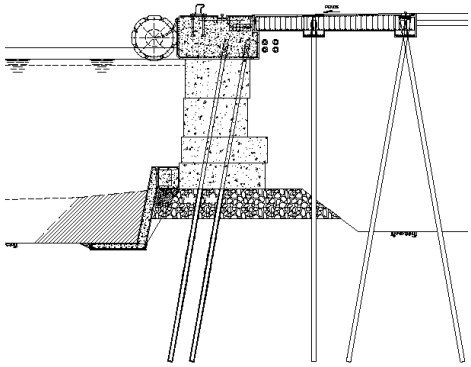


Figura 1. Sección tipo de la solución constructiva.

Adicionalmente a lo anterior, el anclaje del cantil del muelle a la losa, y el de ésta a los pilotes prefabricados del relleno, ejerce un efecto de anclaje horizontal del muelle a la altura de su coronación, efecto que incrementa notablemente la estabilidad del muelle. El anclaje del cantil a la losa de descarga permite que se transmitan esfuerzos axiles y cortantes, pero no flectores, que alterarían el reparto de esfuerzos entre micropilotes.

El dragado de la banqueta se realiza por bataches, una vez instalados los micropilotes de refuerzo, y de tal forma que se minimicen los sobredragados o desprendimientos de bloques en la misma. La solución se completa con la protección del talud de dragado de la banqueta mediante un muro de hormigón formado por piezas prefabricadas en 'L', unidas en cabeza mediante una viga de atado hormigón sumergido ejecutada *in situ*.

La solución constructiva no presenta ninguna afección desde el punto de vista ambiental ya que los materiales inertes precedentes de demolición son reutilizados en los propios rellenos de la obra. Los excedentes de estas operaciones, o bien los materiales del dragado o de excavación de tierras, son llevados a vertedero autorizado y/o, para recuperación de canteras. Asimismo, la mínima utilización de medios marítimos en obra, hace que se minimicen los riesgos inherentes a éstos (vertidos de combustibles, aceites, etc.). Además se han adoptado las medidas adecuadas (barreras anticontaminación, etc) para evitar los posibles vertidos de materiales a la dársena.

Una de las principales premisas para a ejecución de la obra ha sido mantener la explotación portuaria en todo momento, ya que las operaciones en el puerto de Alcudia no pueden ser canceladas ni trasladadas a otros puertos. Para ello, se ha realizado la obra en 9 fases.

El Presupuesto de licitación de las obras ascendió a 10.394.815,75 €, y el presupuesto de adjudicación fue de 6.983.530,91€. Las obras fueron adjudicadas a la UTE "MUELLES PUERTO DE ALCUDIA" formada por las empresas FERROVIAL-RODIOKRONSA, y finalizaron con éxito en el mes de Octubre de 2012.

DISEÑO ÓPTIMO EN MODELO FISICO DEL CONTRADIQUE DEL PUERTO EXTERIOR DE PUNTA LANGOSTEIRA. TAMAÑO DE CUBOS Y LONGITUDES DE TRANSICIÓN

J. Sande González-Cela[1], E. Peña González[1], E. Maciñeira Alonso[1,2], J. Ferreras Robles[1], F. Costa González[1], A. Ruiz Ferro[1], F. Noya Arquero[2] ,V. Bajo González [2]

[1] Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA). Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de A Coruña. Campus de Elviña, s/n. 15071, España. jose.sande@udc.es
[2]Autoridad Portuaria de A Coruña. Av. de la Marina, 3 15001, A Coruña

INTRODUCCIÓN

El puerto exterior de A Coruña, situado en Punta Langosteira tiene unas dimensiones de 3360m en el dique principal llegando a profundidades de 40m en el morro y con bloques de hasta 200Tn.

Dicho puerto necesita la construcción de un contradique para realizar una doble función. Por un lado, la protección de la toma de agua de la central de eléctrica situada en Sabón debido a la colmatación por la arena proveniente la playa contigua y, por otro lado, la protección de la dársena portuaria para mejorar las condiciones de explotación del puerto.

El diseño realizado por la Autoridad Portuaria de A Coruña propone la construcción de 2 diques contiguos y perpendiculares a la costa, protegidos mediante bloques cúbicos de hormigón y escollera, con longitudes de 550m y 340m.

Para obtener el diseño óptimo de dichos diques, la Autoridad Portuaria propuso la realización de ensayos en modelo físico al Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA) de la Universidad de A Coruña (UDC). El objetivo de estos ensayos fue determinar la configuración más estable de los morros y de los mantos de bloques cúbicos. Otro aspecto relevante era la obtención del punto crítico para realizar la transición entre escollera y bloques, con el fin de minimizar los costes de proyecto (Figura 1).

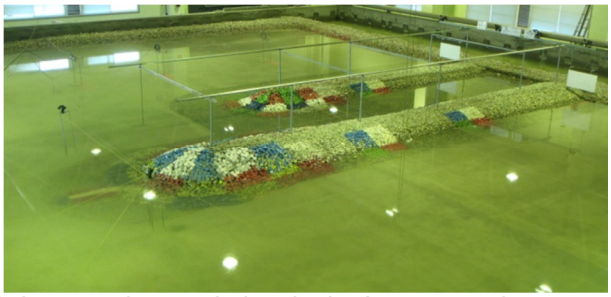


Figura 1. Imagen de una de las tipologías ensayadas en modelo físico.

INSTALACIONES

Los ensayos se realizaron en el tanque de oleaje del CITEEC (Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil) de la Universidad de A Coruña. La dársena tiene unas dimensiones de 34m de longitud por 32m de ancho y 1.10m de profundidad.

Para este estudio se modificó el fondo de la dársena con el fin de reproducir a escala la batimetría real. Con los condicionantes anteriores se ajustó la escala de trabajo a 1:45 siguiendo la semejanza de Froude.

El modelo se ensayó para el oleaje extremal (Tp=18s y periodo de retorno de 140 años) con incidencia perpendicular sobre los diques siguiendo las directrices de la Autoridad Portuaria estudiando el daño acumulativo. Los estudios previos determinaron alturas de ola de ensayos de H=4m, 5m y 5.8m en el morro del dique más largo. Para cada altura de ola se reprodujeron 1500 olas para los dos niveles de marea, (BM +0m y PM +4.5m).

La toma de medidas se realizó a través de video y fotografía con el fin de analizar el daño sufrido por las estructuras en cada uno de los sectores delimitados. Se utilizó un perfilador láser en la zona de escollera para determinar las zonas de erosión y acreción (Figura 2).

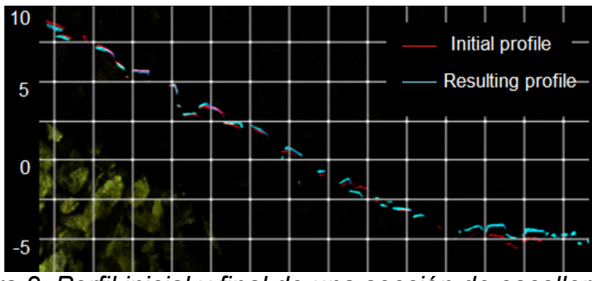


Figura 2. Perfil inicial y final de una sección de escollera.

RESULTADOS

Se analizaron 5 alternativas de diseño de los diques hasta la obtención de la configuración óptima de los dos diques, utilizando bloques de 35T, 20T y 10T. Se empezó por la colocación de bloques de hormigón solo en los dos morros, utilizando bloques de 20T en el dique más largo. En el otro dique se colocaron bloques de 10T (Figura 3).

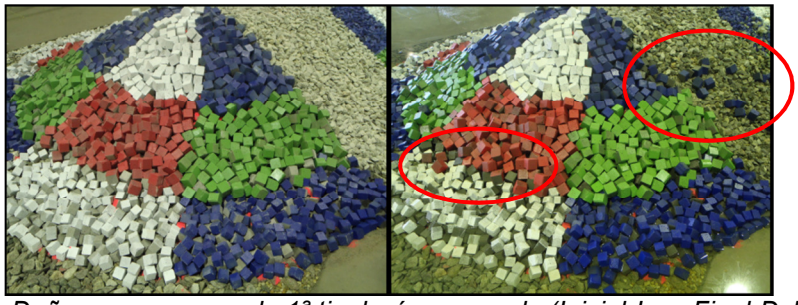


Figura 3. Daño en morro para la 1ª tipología ensayada (Inicial-Izq., Final-Dcha.)

Los daños obtenidos en los morros llevaron a un aumento del peso de los bloques en las dos estructuras, y la necesidad de proteger los mantos de ambos diques con bloques de hormigón en longitudes crecientes a lo largo de los mantos.

Como consecuencia se colocaron bloques de 35T en el morro del dique más largo y 20T en el morro del dique más pequeño. Se determinó relegar los bloques de 10T a las bermas, ya que no eran estables en los mantos. Se validó el uso de escollera, dado que su comportamiento fue muy bueno a lo largo de todos los ensayos.

CONCLUSIONES

El diseño final de ambas estructuras fue validado en la 5ª alternativa con la colocación de bloques de 35T en el morro del dique grande, y a lo largo de 60m del manto exterior y de 35m del manto interior. A continuación, se recomendó el diseño con bloques de 20T, con longitud de 25m en el manto exterior y 50m en el interior. El resto de los mantos quedaría protegido con escollera de 5T. Para el dique más corto se propuso construirlo íntegramente con bloques de 20T, siendo necesarios 100m en el manto exterior y 50m en el interior, con la escollera anteriormente citada hasta el arranque del dique.

La conclusión más importante del comportamiento estructural de ambos diques es la existencia de un punto débil, las transiciones. Este hecho es consecuencia de la incidencia perpendicular que tiene el oleaje y de la ola corredera que avanza por los mantos, generando más impacto en la unión entre bloques y escollera.

Un aspecto relevante es la diferencia de longitud de los dos diques, que generaba reflexiones del dique más corto y acumulaciones de agua en la zona intermedia. Este aspecto, unido a la llegada de nuevos trenes de ondas, provocaba la existencia de frentes energéticos acumulativos con mayor probabilidad de daño en los mantos de ambos diques.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto ha sido realizado con la colaboración de la Autoridad Portuaria de A Coruña (www.puertocoruna.com).

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE FONDEO DE DIQUES FLOTANTES. MODELIZACIÓN FÍSICA

J. Ferreras, E. Peña, L. Priegue, J. Sande

Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA), ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos – Universidade da Coruña. Campus de Elviña s/n. 15071, javie.ferreras@udc.es

INTRODUCCION

Los diques flotantes son estructuras de defensa de la costa cuyo uso y demanda han tenido un crecimiento potencial en los últimos años a nivel nacional, como internacional. Estos ofrecen claras ventajas medioambientales y económicas muy importantes desde el punto de vista del desarrollo sostenible frente a otras soluciones convencionales, como los diques verticales o de escollera. Además, los sistemas de fondeo actuales convierte a esta tipología de estructura en una solución que posibilita su instalación en zonas con grandes profundidades o con problemas de cimentación, donde son inviables económica o técnicamente otras alternativas tradicionales.

A la hora de realizar un diseño efectivo de un dique flotante, no solo es necesario garantizar su funcionalidad, principalmente frente a oleaje de viento, sino que es de vital importancia asegurar su buena conservación estructural durante su vida útil. Los anclajes y las uniones entre módulos contiguos sufren cargas de consideración durante su vida útil, que, unido al gran número de ciclos al que es sometido por el oleaje incidente, puede dar lugar a roturas de la estructura por efectos de fatiga.

Por tanto, el trabajo presentado surge con la finalidad de optimizar la solución estructural del sistema de fondeo con el menor coste y garantizando los niveles de atenuación de oleaje requeridos para el funcionamiento oportuno de los diques flotantes.

Para ello, se parte de los resultados obtenidos en trabajos previos con SFMarina, Portos de Galicia, Aquática Ingeniería Civil y Abeconsa. En ellos, se analizaron en modelo físico diferentes tipologías de fondeos y diferentes condiciones de diseño de estas (longitud y peso de cadena, touchdown, pretensión y rigidez de elastómeros,...). Como resultado final, se obtuvo el comportamiento de cada una de las tipologías de fondeo analizadas y los esfuerzos registrados en las líneas de amarre para cada estado analizado, así como su influencia en la atenuación de oleaje.

MODELO FISICO

Los ensayos se llevaron a cabo en la dársena de oleaje del Centro Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC, www.udc.es / CITEEC) de la Universidade da Coruña. Esta tiene unas dimensiones de 12 x 32 m que permite realizar ensayos 3D con grandes escalas de trabajo.

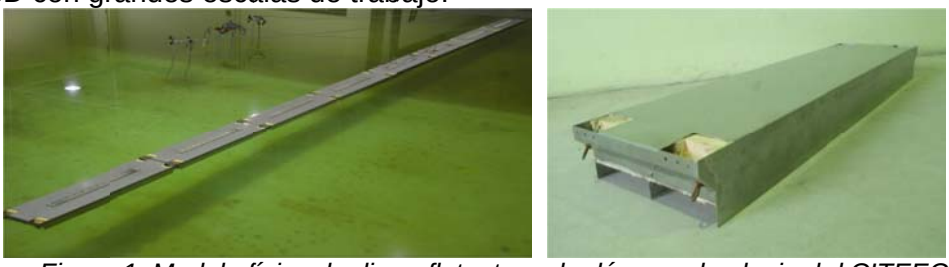


Figura 1: Modelo físico de dique flotante en la dársena de oleaje del CITEEC

Los diques flotantes analizados se representaron mediante módulos de acero inoxidable con interior de poliestireno para dotarles de flotabilidad.

Se analizaron dos tipologías diferentes de líneas de fondeo: cadenas y elastómeros. Las cadenas están diseñadas en forma de catenaria con longitud inicial de cuatro veces la profundidad, y con diferentes pesos por metro lineal. Además, estas se modelizaron con diferentes diseños, variando la posición de los muertos, la longitud de las mismas, o la

longitud de arrastre de cadena en el fondo o touchdown.

Los elastómeros analizados tienen un coeficiente de elasticidad de 2.14, 12 y 30 kN/m, similar a los utilizados por las marcas comerciales para este tipo de estructuras, y cuenta con un by-pass de seguridad que evita su alargamiento por encima del 80% de su longitud inicial. Se estudiaron dos pretensiones iniciales del elastómero, 10 y 30%, además de modelizar diferentes condiciones de marea de la costa gallega, con lo que varía sustancialmente la pretensión en reposo del elastómero.

RESULTADOS

En los resultados obtenidos para las diferentes tipologías, se observó una tendencia uniforme en la atenuación del oleaje, siendo óptima para períodos de onda menores de 3,2 s, siendo la altura de ola transmitida entre el 20-35% de la incidente. Para periodos mayores la atenuación disminuye. Los resultados de transmisión son muy similares con las diferentes tipologías de fondeo estudiadas, por lo que la influencia del fondeo en el comportamiento hidrodinámico del dique es muy pequeña.

Respecto a los esfuerzos en las líneas de fondeo, con condiciones de marea altas, se observaron tensiones superiores con elastómeros que con cadenas. Esto es debido las elevadas pretensiones en reposo que se produce en elastómero, del entorno al 60 % de su longitud inicial, en condición de marea alta de las costas gallegas. Además, con elastómeros existe el riesgo de produces considerables cargas puntuales, por encima de las 7 – 9 t, al entrar en funcionamiento el by-pass y rigidizarse el sistema de fondeo.

En elastomerós con mayor elasticidad las cargas normales son de menor entidad, sin embargo en estos existe mayor probabilidad de ocurrencia del fenómeno del by-pass.

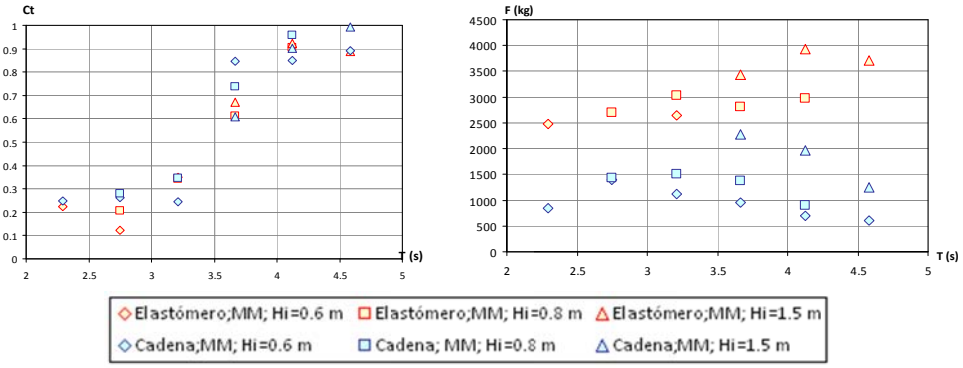


Figura 2. Coeficientes de transmisión (izquierda) y fuerzas en las líneas de fondeo (derecha).

Además, se observó que a menor touchdown, mayor son los esfuerzos registrados, y que para las condiciones analizadas el posicionamiento del muerto tiene una afección casi nula en el comportamiento del dique.

CONCLUSIONES

Para las condiciones analizadas de la costa gallega, las cadenas representan una solución adecuada desde el punto de vista técnico, ya que presentan tensiones ligeramente menores que los elastómeros en condiciones de marea alta, y el comportamiento hidrodinámico es similar con ambas tipologías. Para ello, es importante realizar un buen dimensionamiento de su geometría en catenaria y peso. Además, las cadenas presentan otras ventajas, como su menor coste económico y requerir un menor mantenimiento. Como desventajas frente a los elastómeros destacan los mayores movimientos de los diques flotantes, siendo este efecto más notable en localizaciones con altas carreras de marea.

Tema: Obras y Estructuras Marinas

Proyecto de un Terminal de GNL con 12 m de carrera de marea. Dahej, India

E. de Faragó Botella[1], V. Borges Nunes[1], M. Gómez Irigaray, H. Zorita Galán[1]

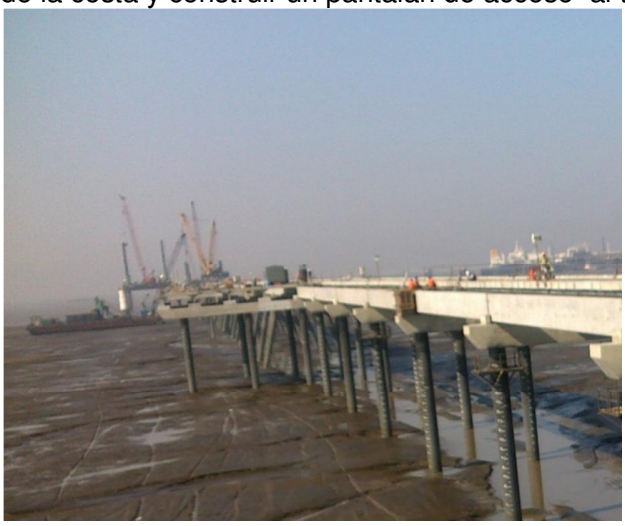
1. Proes Consultores S.A. General Yagüe 39, 28020, Madrid. efarago@proes.es, vborges@proes.es; mgomez@proes.es; hzorita@proes.es;

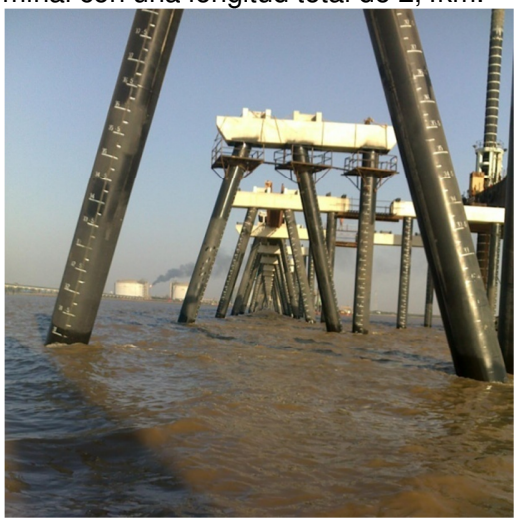
INTRODUCCIÓN

PETRONET LNG LTD adjudicó el contrato EPC (Engineering, Procurement and Construction) de un "Stand by Jetty" para grandes metaneros a la constructora india AFCONS *Infrastructure Limited*. PROES fue el autor del proyecto de licitación con el que se ganó el concurso y posteriormente también realizó el proyecto de detalle.

Esta terminal se localiza en el golfo Khambhat, lugar con una marea astronómica de 12 m de amplitud máxima. El orden de magnitud de las corrientes máximas de marea es de 7 nudos lo que plantea importantes retos al diseño. Fenómenos como la socavación alrededor de los pilotes o la vibración de los mismos por desprendimiento de vórtices (vortex shedding), han condicionado tanto el diseño final como los procedimientos constructivos.

Por otra parte, la naturaleza sedimentaria de este golfo hace que la batimetría sea bastante tendida. Esto provoca que para obtener el calado necesario de 14 m, es preciso alejarse mucho de la costa y construir un pantalán de acceso al terminal con una longitud total de 2,4km.





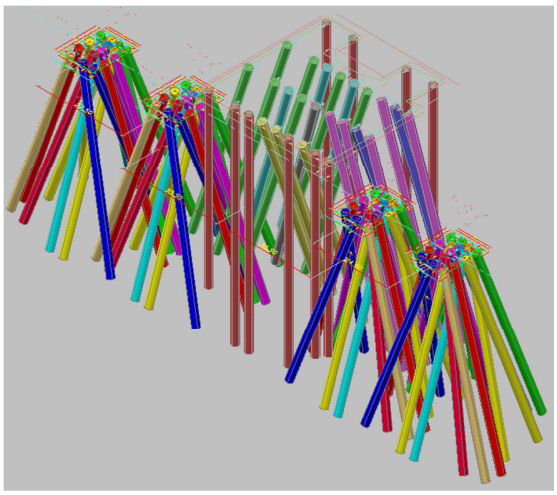
Figuras 1 y 2. Puente de Acceso y Perspectiva de los pórticos.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Este terminal de LNG daría servicio a buques desde 138.000 m^3 de capacidad hasta buques tipo QMax con una capacidad total de 266.000 m^3.

El pantalán de acceso consiste en una estructura pilotada con pilotes de acero y vigas pretensadas uniendo los 102 pórticos separados cada 24m. La configuración de los pórticos pasa de 2 a 3 pilotes a mitad del recorrido. Cada 10 pórticos se localiza un punto de anclaje (pórtico con 5 pilotes). La función de este pantalán es dar soporte a una carretera de acceso y al rack de tuberías: 2 tuberías de 32'' de LNG, una tubería de retorno de gas de 10'', tuberías de contra incendios y cables de energía y comunicación. A lo largo del pantalán existen 11 liras de dilatación de la tubería de gas. En la última lira se ubica el edificio de control.

La zona de atraque y amarre se compone de una plataforma de descarga de gas, 4 duques de alba de atraque y 8 de amarre. Todas las estructuras se apoyan en pilotes de acero de 1168mm y 1320mm de diámetro con longitudes que en algunos casos superan los 70m.





Figuras 3 y 4. Perspectiva 3D de la Plataforma de Descarga y de los Duques de Alba de atraque.

RETOS.

Carrera de Marea: La diferencia entre el nivel mínimo de las aguas y el máximo, incluida la sobreelevación por Storm Surge es de 13 m. Esto implica una gran complejidad en los estudios de compatibilidad del buque en el atraque. Los brazos de descarga son los mayores del mundo.

Socavación: Las importantes corrientes de marea (7 nudos) interactúan con los pilotes produciéndose fenómenos de socavación local y global del fondo marino, que es de naturaleza granular. El orden de magnitud de esta socavación puede alcanzar varias veces el diámetro del pilote.

Pilotes: Con los condicionantes mencionados las estructuras resultan muy esbeltas. Las luces libres de los pilotes superan en ocasiones los 45 m. Esto trae como consecuencia grandes valores en los axiles de diseño, tanto de tracción como de compresión, lo que implica una cota de hinca muy profunda y finalmente una longitud de los mismos (unos 70 m) cercana al límite de lo realizable con los medios actualmente existentes.

"Vortex Shedding": Al paso de la corriente por los pilotes se produce el desprendimiento de vórtices de estela. Este fenómeno se produce con una frecuencia que, si es similar a la frecuencia propia del pilote, éste entra en resonancia, provocando oscilaciones incompatibles con su integridad estructural y geotécnica. La comprobación de este fenómeno debe hacerse para todos los elementos del proyecto y para todas las fases constructivas.

CONCLUSIONES:

En aquellos emplazamientos en los cuales alguna de las variables de diseño se salga claramente de los valores habituales, cobran importancia fenómenos cuyo efecto usualmente es despreciable.

AGRADECIMIENTOS

AFCONS Infrastructure Limited.

REFERENCIAS

API RP 2A WSD October 2007

DNV-RP-C205 Environmental Conditions and Environmental Loads (2010)

B. M. Sumer and J. Fredsoe *"The Mechanics of Scour in the Marine Environment"* World Scientific 2002.

B. M. Sumer and J. Fredsoe *"Hydrodynamics around Cylindrical Structures" (Revised Edition)"* World Scientific 2006.

NUEVOS DESARROLLOS EN TERMINALES DE GAS NATURAL LICUADO

D. Hoornstra, X. Ametller Malfaz, M. González Coderch
SENER Ingeniería y Sistemas S.A., C/ Provença, nº 392, 08025 Barcelona
douwe.hoornstra@sener.es / xavier.ametller@sener.es/ marta.gonzalez@sener.es

INTRODUCCIÓN

Las tendencias actuales del sector energético del gas natural licuado (en adelante, GNL) hacen necesaria una revisión y adaptación de los criterios de diseño de las distintas infraestructuras y obras marítimas para acoger las nuevas terminales de GNL del futuro. La construcción de nuevos gaseros con capacidades del orden de 500 m^3 o las nuevas terminales flotantes de almacenamiento y regasificación (del acrónimo en inglés FSRU[1]) son claros ejemplos de cómo la industria naval se está adaptando estratégicamente a la nueva demanda del sector energético. Es por todo ello que es necesario establecer un marco de diseño especialmente adaptado a estos desarrollos cuya aplicación sea sistemática en los proyectos de diseño y construcción de estas obras marítimas.

Nuevas regulaciones impulsadas por la Unión Europea en materia medioambiental podrían catalizar el empleo del GNL como fuente de combustible y potenciar estos nuevos desarrollos. Los combustibles actuales empleados en la navegación contribuyen a la superación de la carga crítica de ciertas sustancias (NOx, SOx CO2 y otras partículas) que perjudican especialmente a las denominadas áreas SECA[2] en la Europa Septentrional. El GNL se presenta como un combustible claramente más limpio que los tradicionales por lo que el sector de las infraestructuras deberá estar preparado para recibir estos nuevos desarrollos.

LAS NUEVAS TENDENCIAS

Existen varios ejemplos de nuevos desarrollos en el ámbito de la obra marítima relacionados con nuevas estrategias de aprovechamiento y/o distribución del GNL. Entre ellas se pueden destacar:

- ~~-~~ Proyectos de transferencia de GNL de un buque gasero a otros buques ~~con~~ de menor capacidad ~~.~~
- ~~Proyectos de transferencia de GNL de un buque gasero a otro de buque~~o con distinta clasificación para la navegación en aguas polares
- ~~-~~ Proyectos de ~~transferencia~~ suministro de GNL ~~de un buque gasero a otro buque~~a buques mercantes ~~(de cualquier tipo)~~ que emplee~~n~~ el GNL como combustible o a vehículos
- ~~Proyectos de transferencia de GNL de un buque gasero a vehículos~~ terrestres como camiones cisterna
- Proyectos de ~~o~~ plantas de regasificación flotantes tipo FSRU o de almacenamiento sin capacidad de regasificación tipo FSU[3] ya sea mediante esquemas *ship-to-ship* o ambos buques atracados a instalaciones fijas
  - ~~transferencia de GNL a una buque tipo FSRU~~
- ~~Proyectos de o transferencia de GNL a una buque tipo FSU4 sin capacidad de regasificación.~~

[1] Floating Storage Regasification Unit
[2] Sulphur Emission Content Areas
[3] Floating Storage Unit. A diferencia de las unidades FSRU, los buques tipo FSU no poseen capacidad de regasificación y sólo pueden almacenar el GNL.
[4] ~~Floating Storage Unit. A diferencia de las unidades FSRU, los buques tipo FSU no poseen capacidad de regasificación y sólo pueden almacenar el GNL.~~

C~~BUQUES~~ ONDICIONANTES ~~DE~~ DISEÑO

Para el diseño de este tipo terminales ~~una terminal de GNL~~ el primer requisito es el de analizar y ~~seleccionar~~ caracterizar adecuadamente la naturaleza y el ~~espectro~~ rango de buques a los que se va a dar servicio. En el caso de las terminales destinadas al suministro de GNL (bunkering) se deberá contar con buques ~~Los buques para una terminal de~~ de GNL de pequeña capacidad, ~~estarán~~ en el rango de 500 hasta 40.000 m^3 de GNL. ~~La eslora mayor asociada a este rango puede alcanzar los 210 metros, manga del orden 30 metros y un calado aproximado de 10 metros; por su lado, los buques más pequeños pueden tener una eslora de unos 70 metros para la menor capacidad indicada.~~Así se hace de gran importancia garantizar la compatibilidad de todo el rango de buques, y especialmente del esquema de atraque y amarre así como de los equipos de carga y descarga.



Figura 1. Gasero de 7500m3 - Coral Methane. Fuente: www.anthonyveder.com

Determinadas circunstancias específicas como la estacionalidad de la demanda energética, restricciones ambientales o planificaciones estrictas pueden aconsejar la adopción de soluciones flotantes frente a las plantas de regasificación on-shore. ~~Los buques tipo FSRU de 170.000 m^3, presentan una eslora de 290 metros y una manga de 46 metros.~~ En este tipo de terminales ~~Para el diseño de este tipo de infraestructuras y cuando se consideran transferencias de GNL tipo *ship-to-ship*,~~aparecen nuevos condicionantes de diseño ~~el muelle debe estar especialmente diseñado para las operaciones de atraque y amarre del sistema~~de modo que reúna las condiciones de seguridad y funcionalidad requeridas por este tipo de instalaciones. ~~Los buques tipo FSRU de 170.000 m^3, presentan una eslora de 290 metros y una manga de 46 metros.~~



Figura 2. FSRU en un muelle. Fuente: www.hoeghlng.com

En la presentación se discutirán distintos esquemas de atraque y amarre y los principales requisitos de la infraestructura asociadaa~~a~~. SENER presentará su experiencia en materia de construcción naval de FSRU ~~e~~ e ingeniería de procesos y marítima asociada.

ESTUDIO DE UN NUEVO PUERTO ENERGÉTICO EN JORF LASFAR (MARRUECOS)

L. Ortego Valencia

SENER, Ingeniería y Sistemas S.A. c/ Provenza nº392. 08025 Barcelona. laia.ortego@sener.es

INTRODUCCIÓN

La *Direction des Ports et du Domaine Public Maritime* ha encargado a SENER y a MDC Ingénierie el proyecto de un nuevo puerto energético en Jorf Lastar, localizado en la provincia de El Jadida, en la costa Atlántica de Marruecos, à 110 km al sud-oeste de Casablanca (Figura 1).

El objeto del estudio es diseñar un nuevo puerto situado entre el Cap Blanc y el puerto actual de Jorf Lasfar, dedicado a la importación de crudo (10 millones de T/año) y Gas Natural Licuado (GNL) (7,8 BCM/año) y a la exportación de productos refinados (7,5 millones de T/año).



Figura 1. Ubicación del nuevo puerto de Jorf Lasfar (izquierda) y vista de la zona de proyecto (derecha).

ALCANCE DEL ESTUDIO

El proyecto comprende los estudios previos (que incluyen, entre otros, trabajos de topografía, batimetría, geofísica terrestre y marina, estudio sísmico, estudio de tráfico, estudio de capacidad y estudios hidrodinámicos), un estudio de alternativas, el APS (ante-proyecto básico) y el APD (ante-proyecto detallado), y los pliegos del concurso.

En el Estudio de Alternativas se han analizado cuatro posibles variantes en planta para el nuevo puerto, todas ellas ubicadas entre el Cap Blanc y el puerto actual de Jorf Lasfar (Figura 2). Cabe destacar que la zona de estudio es muy energética, proviniendo los mayores oleajes del NW. Uno de los principales criterios para el emplazamiento de las nuevas infraestructuras ha sido la minimización del volumen de dragado para obtener los calados operativos necesarios, dado que el fondo es principalmente rocoso.

La alternativa finalmente escogida por el cliente ha sido la 2B, que ofrece un mayor abrigo de la dársena, una reducida interferencia con el puerto actual de Jorf Lasfar, una menor ocupación del fondo y de la costa, posibilidades de ampliación futura del puerto y un menor coste de la obra. Sin embargo, esta alternativa afecta significativamente al acantilado (con necesidad de estabilización del mismo y creación del acceso al puerto).

Se ha propuesto la construcción del puerto en 2 fases, de manera que en la primera el

puerto estaría dedicado únicamente a la importación de GNL, y en la segunda fase se construirían los atraques de crudo y refinados.

En base a la alternativa seleccionada, se han realizado posteriormente numerosos estudios específicos (agitación portuaria, corrientes, dinámica litoral, maniobra, riesgos náuticos y terrestres, etc), y se está definiendo a nivel de APS el proyecto. Posteriormente se realizará el APD y los pliegos del concurso para la construcción del nuevo puerto.

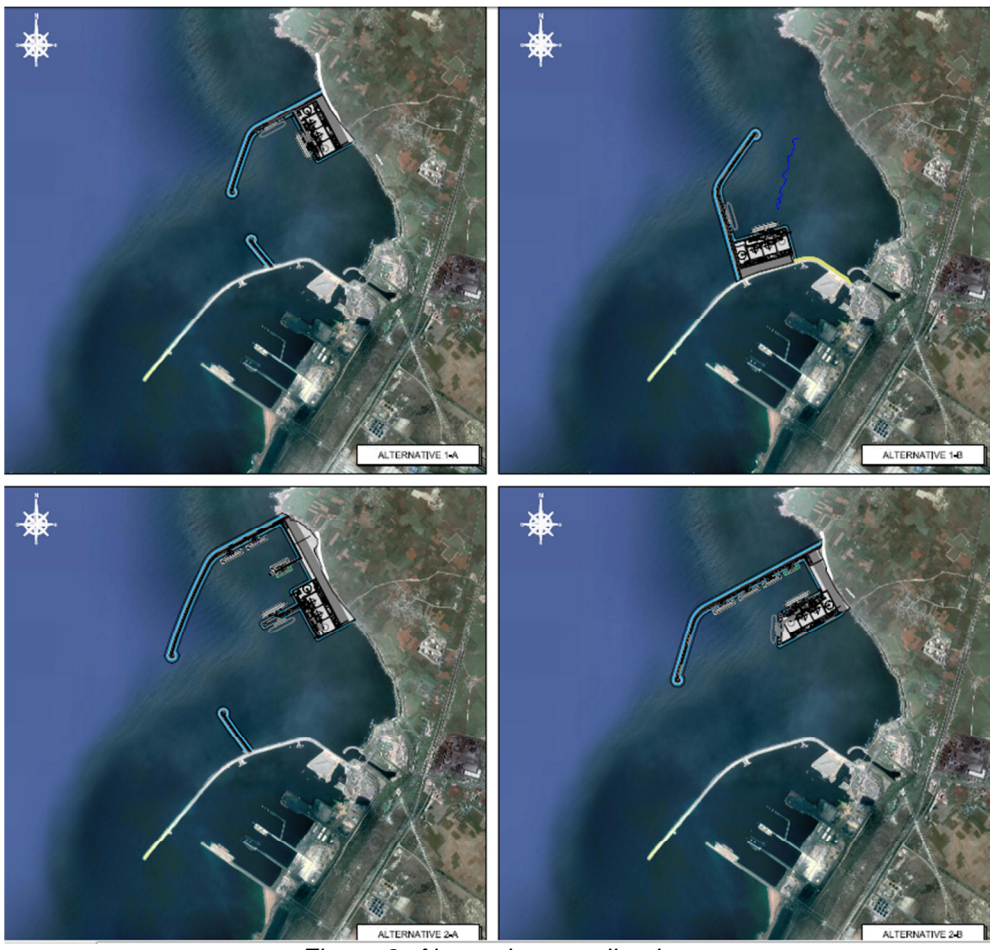


Figura 2. Alternativas analizadas.

DESCRIPCIÓN DEL NUEVO PUERTO

El nuevo puerto energético de Jorf Lasfar está protegido por un dique en talud de 2.000 m de longitud, alcanzando más de 20 m de calado en el morro. El primer tramo del dique, perpendicular a la costa y de 1.500 m de longitud, se ha proyectado como no rebasable y tiene adosados 4 atraques discontinuos para hidrocarburos. Estos atraques acogerán buques de entre 50.000 y 150.000 TPM.

El segundo tramo del dique, de unos 500 m de longitud, no dispone de ningún atraque adosado y se diseña como rebasable.

La terminal de GNL se proyecta en dirección perpendicular a la costa, y el atraque se sitúa en la parte interior, es decir paralelo a los atraques de petroleros. Se ha previsto un segundo atraque en el extremo oeste de la terminal en caso de un aumento de tráfico de GNL. El buque de diseño de esta terminal es un Q_{max}.

El volumen de dragado necesario (principalmente en la zona de reviro) es de aproximadamente 1.450.000 m^3.

El acceso al puerto se realizará a través del acantilado. Se ha proyectado una excavación en zanja desde la parte superior del acantilado (situado aproximadamente a la cota +40 m) hasta el nivel del puerto (aproximadamente a la +7 m), con estabilización de los taludes.

El proyecto también incluye el diseño de las redes técnicas y la pavimentación del puerto.

FIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS PORTUARIAS
XII JORNADAS DE COSTAS Y PUERTOS

D. Pérez[1], I. Benedicto[1], M. Vílchez[2], M, Clavero[2], M. Losada[2], G. Iglesias[3], J. Moyano[4]

[1] *Proes Consultores S.A. General Yagüe, 39, 28020, Madrid. dperez@proes.es, ibenedicto@proes.es.*
[2] *Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada. mvilchezsolis@ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es*
[3] *Universidad de Santiago de Compostela. Escuela Politécnica Superior Campus Lugo s/n, 27002, Lugo. gregorio.iglesias@usc.es.*
[4] *Autoridad Portuaria de Gijón. Claudio Alvargonzález, 32, 33201, Gijón. jmoyano@puertogijon.es*

INTRODUCCIÓN

Los diques de abrigo pueden clasificarse según tres tipologías principales: en talud, verticales y mixtos. Para su diseño existen una serie de formulaciones que pueden encontrarse en recomendaciones, manuales, libros, etc. Sin embargo, el desarrollo de la mayoría de éstas se basa en la experimentación, lo que supone un grado de incertidumbre en su aplicación.

Un modelo físico adecuadamente escalado es capaz de reproducir la interacción oleaje-estructura de manera fiable. No obstante, siempre existe la posibilidad de que los resultados del modelo no sean extrapolables al prototipo debido a los efectos de escala que modifican el reparto de energía incidente del oleaje y, por ende, las acciones y la respuesta de la estructura.

Con el estado actual en el diseño de diques no es posible dar una respuesta rápida y fiable a preguntas como ¿qué diferencias hay entre los coeficientes de reflexión y transmisión del dique prototipo y el modelo?, ¿cómo cambian los coeficientes de reflexión y de transmisión si el núcleo y las capas secundarias se construyen con material diferente a lo especificado en el proyecto?, ¿está el dique construido del lado de la seguridad?, ¿es posible optimizar el diseño de la estructura teniendo en cuenta el comportamiento hidráulico del conjunto dique-cimentación?

Para intentar dar respuesta a estas preguntas, PROES, la Autoridad Portuaria de Gijón, las Universidades de Granada y Santiago de Compostela y la empresa Tino Stone Group han desarrollado el Proyecto *P-50/08*. *Fiabilidad de las estructuras portuarias*, cuyo objetivo fundamental ha sido obtener un conocimiento detallado de la interacción oleaje-estructura que permita reducir la incertidumbre de las formulaciones actuales, y por consiguiente, disminuir los costes de construcción, mantenimiento y reparación del dique en su vida útil. Como actividad complementaria, se ha realizado un estudio sobre la influencia del viento en las infraestructuras portuarias, en particular en grúas portuarias y en el acopio de granel sólido.

ACTIVIDADES REALIZADAS

El Proyecto se ha basado en un exhaustivo plan de ensayos en modelo físico donde se han medido presiones, superficie libre, caudales y captura de vídeo. En el caso de diques de abrigo, los resultados experimentales se han complementado con una campaña de medidas en prototipo, lo ha permitido contrastar los resultados teóricos y experimentales con medidas reales.

RESULTADOS

Del análisis de los datos experimentales y de campo, las contribuciones más importantes del Proyecto en el ámbito del diseño y construcción de diques de abrigo han sido las siguientes:

- Se ha propuesto una metodología para determinar y cuantificar los efectos de escala, de vital importancia para los ensayos en laboratorio.
- Se ha propuesto una metodología alternativa de diseño de diques que se basa en la adecuada determinación de la energía reflejada por la estructura, aspecto que no ha sido considerado en las formulaciones tradicionales de diseño. Esto permite verificar los cambios en las acciones cuando se modifica la geometría y/o los materiales de la sección y, por ende, optimizar el diseño de la estructura teniendo en cuenta el comportamiento hidráulico del conjunto.
- Se ha diseñado una pieza especial derivada del cubo que presenta una mayor estabilidad ante el posible empaquetamiento del manto de un dique en talud.
- Se ha desarrollado un modelo de gestión que, basado en técnicas de simulación de Montecarlo, permite optimizar el proceso constructivo de diques de abrigo. Para simular el clima marítimo se ha incluido el modelo no estacionario para la distribución de variables climáticas propuesto por Solari *et al*. (2011). La implementación informática del modelo de gestión se ha realizado en un software de uso amigable (ver Figura 1).

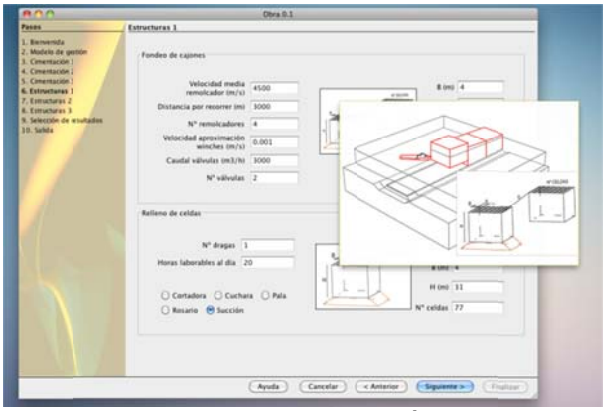


Figura 1. Imagen del software del modelo de gestión de riesgo de diques en fase de construcción.

En cuanto al uso y explotación de infraestructura portuaria las actividades han consistido en:

- Analizar los modos de fallo de inicio de movimiento y aceleración de las grúas portuarias ante la solicitación del viento, a partir de la campaña experimental realizada en túnel de viento. Asimismo, con el estudio de la afectación del viento en el acopio de graneles sólidos se ha obtenido la geometría ideal de las parvas, asimilada a las formas naturales de una duna, para reducir la puesta en suspensión de material a la atmósfera.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Economía y Competitividad a través del Proyecto "Fiabilidad de las estructuras portuarias" (P50/08).

REFERENCIAS

M. Clavero, M. Vílchez, D. Pérez, M. I Benedicto, M. A. Losada. 2012. A unified design method of maritime works against waves. 33th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Santander (España).

Solari, S., Losada, M.A. 2011. Non-stationary wave height climate modelling and simulation. Journal of Geophysical Research. Vol.116, C09032http://dx.doi.org/10.1029/2011JC007101.

Tema: Obras y Estructuras Marítimas

DISEÑO Y EJECUCIÓN DE BOLARDOS DE GRAN TIRO EN MUELLES ANTIGUOS

AUTORES: A. Ginard López[1], J. Martin Jimenez[2], A. Parada González[3], I. Canales Elorduy[4], C. Garau Fullana[5].

[1]Autoridad Portuaria de Baleares, C/ Moll Vel nº 5, 07012 Palma, Mallorca, aginard@portsdebalears.com

[2]Autoridad Portuaria de Baleares, C/ Moll Vel nº 5, 07012 Palma, Mallorca, jmartin@portsdebalears.com

[3]Autoridad Portuaria de Baleares, C/ Moll Vel nº 5, 07012 Palma, Mallorca, aparada@portsdebalears.com

[4]Técnicas Reunidas, Avda. de Burgos, 89 – Bami 6 - 4ª pta.,28050 Madrid icanales@trsa.es

[5]Garau Ingenieros, Estudi General, n 15, 07001 Palma, Mallorca, cgarau@ciccp.es

INTRODUCCIÓN

Nuestros puertos reciben buques cada vez mayores, especialmente cruceros. Muchos de los bolardos existentes resultan insuficientes para los nuevos requerimientos, especialmente porque al tratarse de cruceros el área expuesta al viento es grande y por lo tanto las fuerzas de amarre son importantes. Por otro lado, algunos de los bolardos actuales han cumplido su vida útil, y su renovación debe responder a las condiciones actuales. Por lo anterior, ha resultado necesario realizar diversas actuaciones que garanticen la seguridad de los buques amarrados, para lo que se han desarrollado diferentes tipologías de bolardos con el denominador común de garantizar la resistencia aun cuando el muelle existente no esté preparado para esos grandes tiros.

Las soluciones para la sujeción de estos nuevos bolardos a la estructura de los muelles en el Puerto de Palma, debían tener en consideración los siguientes aspectos:

- Ser capaces de transferir las cargas de tiro sin afectar a los muelles, para garantizar una solución segura, independientemente de las condiciones reales en las que se encuentren las infraestructuras de atraque.
- Tener versatilidad y ser compatibles con la situación de servicio de los muelles, durante su construcción.
- Posibilidad de ejecutarse con medios sencillos.
- Ser compatibles con la existencia de la galería de servicios y otros servicios afectados.

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

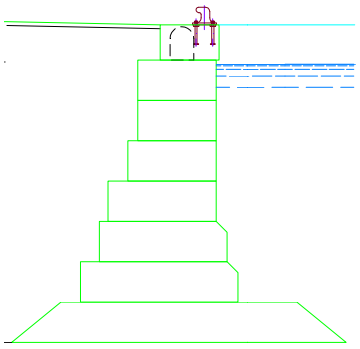
Se plantearon 4 alternativas para dar solución a la problemática planteada:

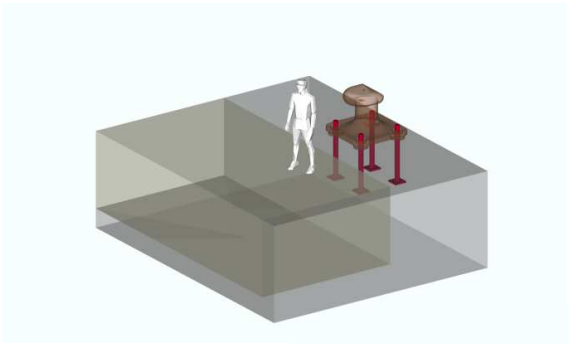
1. Macizo único apoyado en el muelle
2. Macizo sujeto por anclajes
3. Macizo sujeto por bloque de reacción
4. Macizo sujeto a muelle de cajones

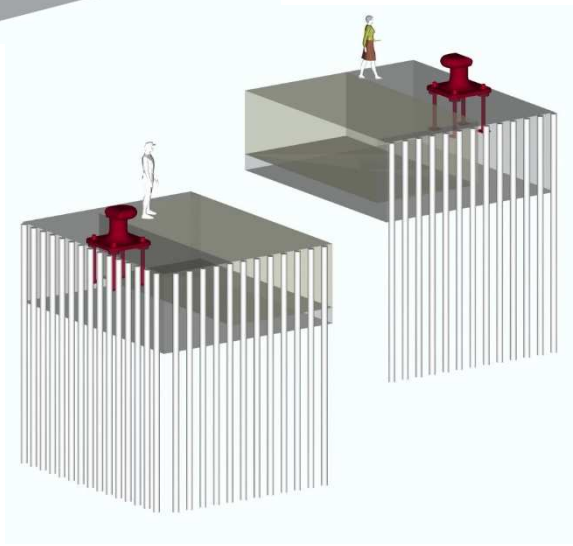
Estas alternativas se han basado tanto en cálculos de estabilidad como en la experiencia en proyectos anteriores similares desarrollados en el Puerto de Palma.

1. MACIZO ÚNICO APOYADO EN EL MUELLE

Esta solución es apta para bolardos alejados del cantil, pero no para la mayoría de los muelles existentes, donde se comprobó que no cumplían los criterios establecidos en la ROM 0.5-05 con las nuevas fuerzas de tiro (si bien el factor de seguridad calculado fue mayor que 1)



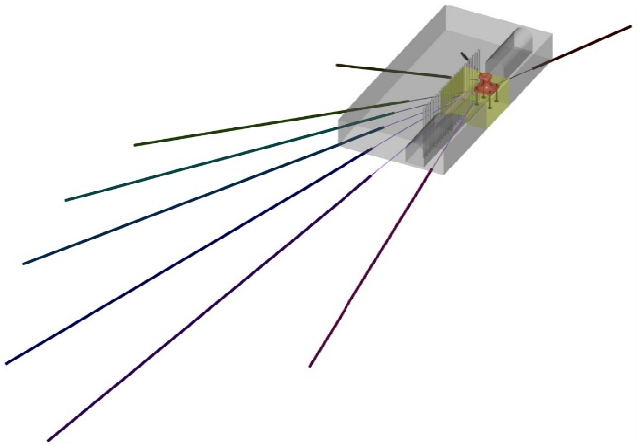




En algunos casos, para disminuir volúmenes de obra, se incluyó en la solución pantallas de micropilotes:

2. <u>MACIZO SUJETO POR ANCLAJES</u>

Como se ha comentado, el hecho determinante en la solución adoptada para la mayoría de los bolardos, es la insuficiente capacidad de los muelles de bloques de hormigón para resistir, cumpliendo con coeficientes de seguridad aceptables, el tiro de bolardo ejercido por buques de grandes dimensiones (200 t).



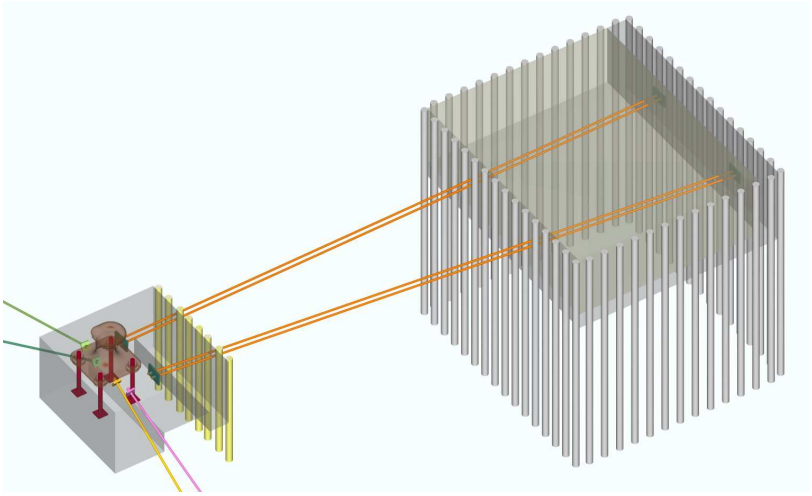
En estos casos, para bolardos cercanos a la línea de atraque, se plantearon soluciones para transmitir las cargas hacia elementos resistentes alejados del cantil como fueron los anclajes al terreno.

Esta solución presenta como ventajas que facilita alejar las cargas del muelle y que, al ejecutarse desde el propio macizo del bolardo, la afección a la operación es reducida. Esta solución puede considerarse óptima cuando la geotecnia es favorable. Sin embargo, en gran parte de los muelles del puerto de Palma, el terreno, no proporcionaba adherencia bulbo-terreno suficiente y dificultaba la ejecución de los anclajes, por lo que hubo que adoptar otras soluciones.

3. <u>MACIZO SUJETO POR BLOQUE DE REACCIÓN</u>

Para aquellas zonas donde no era posible ejecutar los anclajes, se diseñó una solución consistente en un macizo sujeto por bloque de reacción.

Esta solución consiste en un macizo de hormigón que sujeta el bolardo, y que transmite las cargas del tiro a un bloque de reacción, alejado del cantil, mediante tirantes de acero. En la experiencia, dicha configuración ha demostrado capacidad de optimizar los tiempos de ejecución y de compatibilizar las obras con la explotación del puerto.



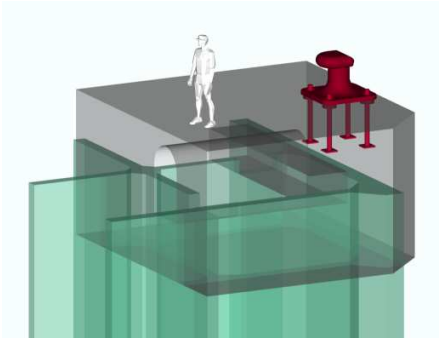
Los elementos fundamentales que componen esta solución son:

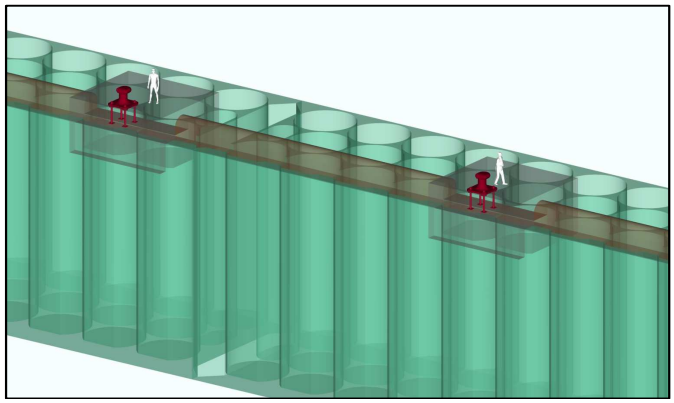
- Tirantes: diseñados fundamentalmente para limitar las deformaciones de trabajo.
- Bloque de reacción que resiste por fricción con el terreno de apoyo.
- En algunos casos se ejecutaron pantallas de micropilotes con doble objetivo: contener las tierras durante la excavación y participar en la resistencia al deslizamiento del bloque para reducir el volumen de hormigón.
- Anclajes al muelle: para resistir la componente vertical del tiro del bolardo
- Macizo de bolardo

4. MACIZO SUJETO A MUELLE DE CAJONES

Las estructuras más recientes, como pueden ser los muelles de cajones, sí cumplen los con criterios de estabilidad de la ROM 0.5-05 con el tiro de bolardo de 200

En estos casos se pudo plantear un macizo resistente por peso propio y por las conexiones entre su armadura y los cajones. Para esta solución, el macizo del bolardo resultó ligeramente mayor que en otros casos analizados, pero menor que los bloques de reacción.





PRUEBAS DE TIRO EN BOLARDOS

Además de la ejecución de nuevas estructuras para garantizar el amarre de los buques en condiciones de seguridad, también ha sido necesario identificar los bolardos existentes que mantienen su capacidad nominal, para retirar aquellos que no la cumplían. Para ello se diseñó y realizó una prueba de tiro de 50 t en un número significativo de bolardos existentes en el Puerto de Palma.

PROCESO CONSTRUCTIVO

En la siguiente tabla se desglosan las principales actividades del proceso constructivo:

1	Demolición / Excavación (micropilotes)	
2	Protección de servicios	
3	Anclajes / tirantes	
4	Armados / Tirantes / Pernos	
5	Hormigonados	
6	Instalación del bolardo	

El ritmo de ejecución logrado para los diferentes proyectos ejecutados fue de 1 mes/bolardo (aproximadamente), con una optimización de los diferentes equipos de trabajo se logró obtener 1 bolardo finalizado a la semana.

CONTRASTE DE LAS FORMULACIONES EXISTENTES PARA LA ESTIMACIÓN DE LA TASA DE REBASE EN DIQUES DE ABRIGO PORTUARIO Y APLICACIÓN DE LA RED NEURONAL NN-OVERTOPPING2

Mª Ángeles Rodríguez[1]; José F. Sánchez[1]; Ramón Gutiérrez[1]; Vicente Negro[2]

[1]Centro de Estudios de Puertos y Costas. C/Antonio López, nº81, 28026 Madrid. (angeles.rodriguez@cedex.es; jose.f.sanchez@cedex.es; Ramon.M.Gutierrez@cedex.es)
[2]E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. C/Profesor Aranguren, s/n, 28040 Madrid. (vicente.negro@upm.es)

INTRODUCCIÓN

La investigación que se resume en este artículo, resultante de diversos trabajos realizados en el CEDEX, tiene por objeto contrastar las formulaciones desarrolladas por diferentes autores en materia de rebases en distintas tipologías de diques de abrigo. Para ello, se realizó en primer lugar la recopilación y el análisis de las formulaciones existentes para estimar la tasa de rebase sobre diques en talud y verticales. Posteriormente, se llevó a cabo el contraste de dichas formulaciones con los resultados obtenidos en el ensayo del dique en talud del puerto de Bilbao realizado en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Para finalizar, se aplicó al ensayo seleccionado la red neuronal NN-OVERTOPPING2 desarrollada en el proyecto europeo de rebases CLASH, contrastando de este modo la tasa de rebase obtenida en los ensayos con este otro método de cálculo.

TASA DE REBASE. CONCEPTO Y FORMULACIONES

El rebase se define como el volumen de agua que sobrepasa la coronación de un dique cuando ésta es menor que el remonte del oleaje, alcanzando así el área abrigada. Para la cuantificación del rebase, es habitual considerar la tasa de rebase (q) que se define como el caudal de agua que sobrepasa una longitud de dique por unidad de tiempo cuando sobre el mismo incide un determinado número de olas. El cálculo de la tasa de rebase está basado en expresiones empíricas obtenidas de ensayos en laboratorio, por lo que es evidente que las formulaciones obtenidas dependen no sólo de las condiciones medioambientales, sino también de las características del modelo y sólo son de aplicación en el rango de validez de los ensayos realizados en cada caso. En la revisión del estado del arte sobre rebases en diques en talud y verticales, son habituales dos tipos de formulaciones:

- $Q = a \cdot e^{-(bR)}$ (1)
- $Q = a \cdot R^{-b}$ (2)

siendo a y b parámetros específicos de cada formulación

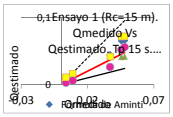
REDES NEURONALES: NN-OVERTOPPING2

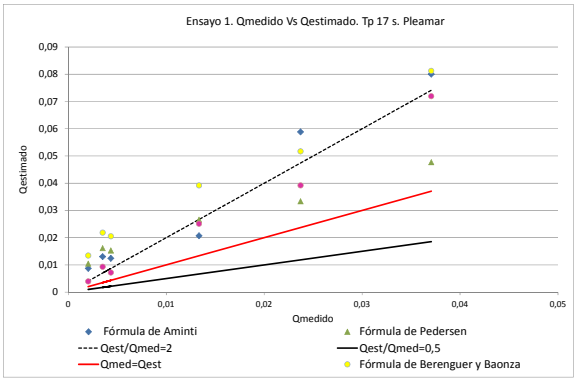
El proyecto europeo CLASH ("*Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full Scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping*") [1], nace de la necesidad de disponer de un procedimiento genérico de diseño para estimar la tasa de rebase en las obras marítimas de abrigo, que evite tener que emplear formulaciones específicas para cada tipología, por estar restringidas a un rango de validez determinado por su proceso de obtención. Se desarrolla dentro del marco de este proyecto un método general de cálculo (NN-OVERTOPPING2) para estimar la tasa de rebase basado en la teoría de "redes neuronales", que soluciona la heterogeneidad y las diferencias entre las formulaciones existentes hasta la fecha.

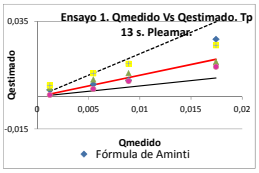
CONTRASTE DE LAS FORMULACIONES Y APLICACIÓN DE NN-OVERTOPPING2

El objeto de la investigación sintetizada en este artículo ha sido el contraste de las formulaciones desarrolladas por los autores que han estudiado el tema del rebase sobre diques de abrigo. Previamente se analizó el estado del arte en esta materia, tanto en diques en talud como verticales. Seguidamente, se contrastaron las formulaciones existentes con

los resultados obtenidos en el ensayo sobre la sección tipo en talud del dique del Puerto de Bilbao realizado en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX y se aplicó la red neuronal NN-OVERTOPPING2. Estos ensayos fueron llevados a cabo en el Gran Canal del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, lo que permitió trabajar a una escala suficientemente grande (1/15). Se generaron distintos oleajes (Tp = 11, 13, 15 y 17 s) cuyas características espectrales se ajustaron a un espectro teórico tipo Jonswap previamente definido (Tp, H,γ). Se ensayaron distintos niveles de agua (pleamar, nivel medio y bajamar) y dos secciones, cuya diferencia radica en la cota de coronación del espaldón (15 y 17 m).







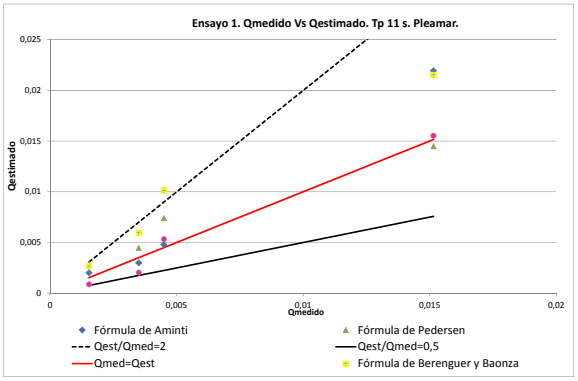


Figura 1. Comparación entre las tasa de rebase medidas y calculadas. Rc= 15 m

Se observa una gran disparidad entre las tasas de rebase medida y las estimadas con las distintas formulaciones. Esto se debe a que las formulaciones recogidas en este artículo están basadas en expresiones empíricas obtenidas a partir de ensayos en laboratorio, por lo que sólo son válidas para las condiciones geométricas (sección tipo) e hidrodinámicas (oleaje, nivel de agua) reproducidas en los ensayos empleados para su obtención. Además, el rango de aplicación de las formulaciones analizadas no coincide por completo con el del ensayo del Puerto de Bilbao. Al aplicar la red neuronal se observa un buen ajuste, que mejora al aumentar la tasa de rebase medida en los ensayos, por el contrario, al disminuir ésta empeora el ajuste entre la tasa de rebase medida y la estimada. En el caso del Tp=17s la NN-OVERTOPPING2 estima una tasa de rebase del orden del doble de la medida. De la misma forma, al comparar los resultados del ensayo 1 y 2 (Rc=15 y 17m respectivamente) se obtiene para el ensayo 2 un aumento en la tasa de rebase estimada con respecto a la medida del orden del doble. Por ello, se puede afirmar que aunque los modelos físicos presentan algunos inconvenientes derivados fundamentalmente de los efectos de escala, siguen siendo la herramienta más precisa y fiable para el estudio específico de cada caso, especialmente cuando se adoptan modelos de grandes dimensiones.

REFERENCIAS

[1] CLASH (2005). 5º Programa Marco de la UE. Contrato nº EVK3-CT-2001-00058.
[2] Coastal Engineering Manual (2006). U.S. Army Corps of Engineers.
[3] EurOtop (2007). “Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment manual”. Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Pullen, T.; Schüttrumpf, H.; van der Meer, J.W.

CONSTRUCCIÓN DE DIQUE EXENTO REBASABLE EN EL PUERTO DE LLANÇÀ.

C.Alonso[1], M. Cucurella[2], O. Garcia[3], M. Reventós[3], J.P. Darbra[4], X. Blanco[4]

1 PORT DE LLANÇÀ U.T.E. (SERVIÀ CANTÓ, S.A.- CONSTRUCCIONS RUBAU S.A.)
2 OCEANS enginyeria civil, C/Cap Norfeu, 64 local 1, 17480 Roses (Girona)
3 ENGINYERIA REVENTÓS, S.L., C/PereIV 359 1r local 15, 08020 Barcelona
4 Ports de la Generalitat, C/Dr. Roux, 59-61, entr., 08017 Barcelona

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Situado al norte del Cabo de Creus, el puerto de Llançà es refugio para embarcaciones de recreo y la flota pesquera de la localidad, a la vez que tiene espacio habilitado para lonja de venta de pescado. Su gestión recae en la entidad Ports de la Generalitat de Catalunya, la cual tiene cedida la gestión de los amarres deportivos al Club Náutico Llançá.

El dique de abrigo del puerto fue construido a finales de los `80 mediante sección en talud con manto resistente exterior de acrópodos y espaldón con cota coronación situada a la +6.50 respecto N.M.M en origen, y posteriormente recrecida hasta la cota +8.90 m.

Desde su entrada en funcionamiento adolece de problemas excesivos de rebase para estados de mar procedentes de Levante, presentando incluso problemas de estabilidad del manto exterior que se hicieron evidentes durante el temporal que azotó la costa catalana en Diciembre de 2008.

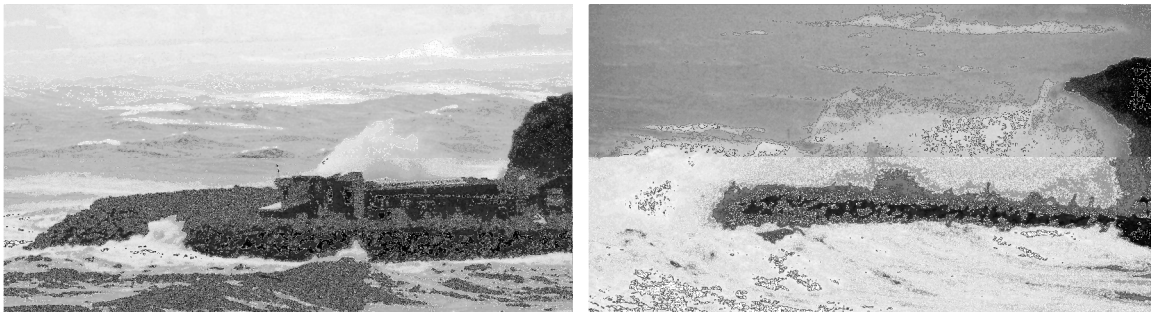


Figura 1.Secuencia de imágenes, tomadas el día 26 Diciembre de 2008, donde se aprecia el impacto del oleaje sobre la infraestructura portuaria.

Por todo ello, Ports de la Generalitat de Catalunya decidió construir un dique exento exterior, de 116 metros de longitud, paralelo al dique actual situado a unos 100 metros mar adentro de éste, con sección vertical y espaldón danés, cimentando a la cota -15,00 metros.

SINGULARIDADES Y DESARROLLO DE LA OBRA

La obra consistió en la construcción, transporte y fondeo de 4 cajones de hormigón armado de 29,05 metros de eslora, 17,75 metros de manga y 14,50 metros de puntal, cimentados sobre base de escollera, y la ejecución de un espaldón de hormigón en masa, de 3,00 metros de altura, con su cara exterior inclinada 45º respecto a la horizontal. La protección de la banqueta frente a la erosión se realizó mediante escollera de 2 toneladas y bloques de guarda de hormigón en masa de 16 y 26 Tn.

La presente ponencia describe los procesos constructivos seguidos para realizar esta obra, cuyas singularidades son notables debido principalmente a la conjunción de los factores climáticos imperantes en la zona, con predominio de vientos fuertes de tramontana, unido a la necesidad de acometerla con medios propios de obras offshore, sin posibilidad de conexión terrestre. Todo ello obligó al equipo de trabajo a desarrollar los siguientes aspectos:

- Utilización exclusiva de medios marítimos para realizar todas las actividades de obra.

- Restricciones de capacidad de los medios marítimos, condicionados a los espacios disponibles de amarre y carga en el propio puerto, lo que obligó a trabajar con embarcaciones que no superaran los 30 metros de eslora.

- Construcción de los cajones fuera del ámbito de obra, por requerimientos de calado, y obligatoriamente al sur del cabo de Creus, con la evidente complicación de las operaciones de fondeo. Los cajones fueron construidos en el puerto de Tarragona, posteriormente transportados en primera fase hasta el puerto de Palamós, donde se habilitó una zona para poder prepararlos para las operaciones de fondeo, y en segunda fase remolque hasta la zona de obra (navegando por el cabo de Creus) y fondeo. La operativa obligaba a trabajar con ventanas de fondeo de 72 horas.

- Hormigonado del espaldón mediante doble bombeo. Se dispusieron los medios necesarios sobre pontona y se trabajó intensivamente sobre la fórmula del hormigón a utilizar, a fin que la evolución temporal de la consistencia del mismo en sus primeras horas, se adaptara a los requerimientos impuestos por el sistema constructivo.



Figura 2.Medios de hormigonado situados sobre pontona.

CONCLUSIÓN

El dique exento de Llançà es una obra marítima pequeña, que implica la utilización de medios propios de grandes obras. En la ponencia se exponen con detalle todas las incidencias vividas y las soluciones empleadas, con el objetivo de poder aportar ideas para otros equipos de obra que pudieran necesitarlas en un futuro.

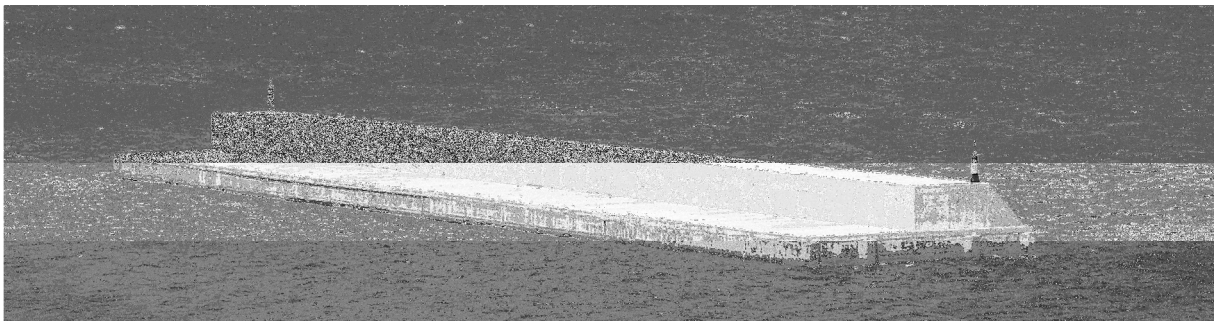


Figura 3.Vista del dique acabado.

ESTRUCTURA MARÍTIMA VERTICAL CON CÁMARAS DE UNIDADES MÚLTIPLES PARA LA ATENUACIÓN DE LA ONDA DE BAJA FRECUENCIA

J. A. González-Escrivá y J. R. Medina Folgado

Laboratorio de Puertos y Costas, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Valencia. Cº de Vera s/n, 46022 VALENCIA. jgonzale@upv.es, jrmedina@upv.es.

INTRODUCCION

En algunos puertos, la resonancia de dársenas y ondas de baja frecuencia generan problemas graves (oscilación de buques, tiro de amarras, etc.) y difíciles de prever. La resonancia de dársenas es un problema que suele ser difícil de solucionar ya que los cambios de configuración de dársena no suelen ser sencillos de realizar sin afectar la operatividad. Para frenar la resonancia de las dársenas portuarias y atenuar las bajas frecuencias, sin modificar la configuración del puerto, se propone utilizar cajones diseñados especialmente para atenuar bajas frecuencias

La formación de ondas de baja frecuencia (periodos T > 25 segundos) es un fenómeno complejo que puede compromete la operatividad y seguridad en puertos, dársenas y zonas abrigadas dependiente de las características del oleaje, del fondo y de los contornos que lo limitan. En caso de producirse como consecuencia de una modificación en las características geométricas (ampliaciones portuarias, dragados, etc), la solución es siempre difícil, con alto grado de incertidumbre y que, de llevarse a cabo, implica generalmente un coste elevado.

La atenuación de la reflexión del oleaje y consiguiente amplificación de la energía asociada ha sido y es un objetivo a conseguir. Existen numerosas referencias en la literatura científica sobre diferentes tipos de estructuras antirreflejantes que reducen, en mayor o menor medida, la reflexión del oleaje (periodos T < 25 s), pero que no resuelven la problemática asociada a ondas de baja frecuencia. (*González et al., 2011* y *González-Escrivá y Medina, 2012*).

DISEÑO ANTIRREFLEJANTE PARA ONDAS DE BAJA FRECUENCIA. *CYES-R*.

Basándose en los resultados ampliamente aceptados de las estructuras antirreflejantes con tipología Jarlan (*Jarlan, 1961*), y en el concepto de circuito definido por cámaras de unidades múltiples (*Medina et al., 2010*), se propone la estructura denominada *Cyes-R* que extienda las características antirreflejantes de las estructuras con tipología Jarlan para afrontar la problemática de las ondas de baja frecuencia, siendo una solución viable técnica y económicamente (*Martínez et al, 2010*).

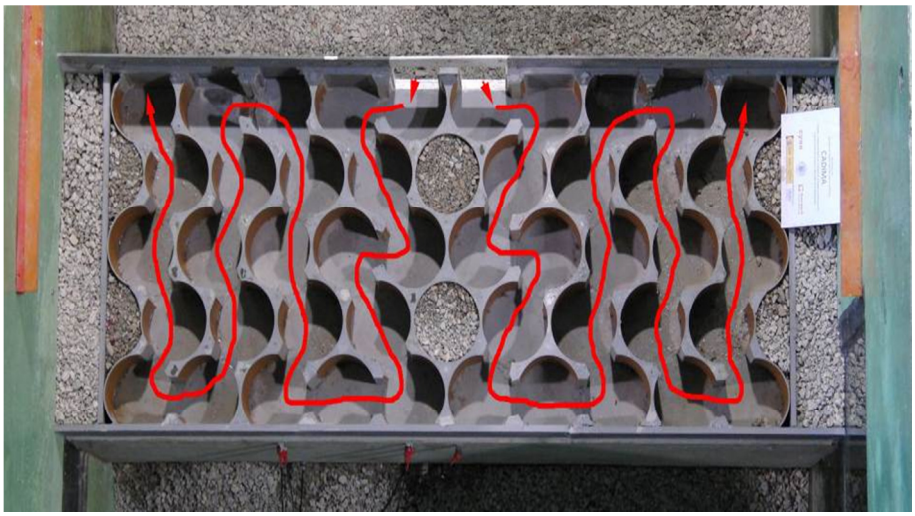


Figura 1. Cajón antirreflejante Cyes-R con 2 circuitos de 20 celdas

La ponencia completa el estudio realizado en las anteriores Jornadas (*González et al., 2011*) aportando resultados finales basados en una nueva metodología de análisis de los resultados de la experimentación física a gran escala del nuevo diseño *Cyes-R*. Los resultados, validan la eficacia antirreflejante de *Cyes-R* tanto frente a oleaje (65% < Cr < 90%) como frente a ondas de baja frecuencia (la energía se reduce un 50% en un 28% de tiempo respecto a una estructura reflejante).

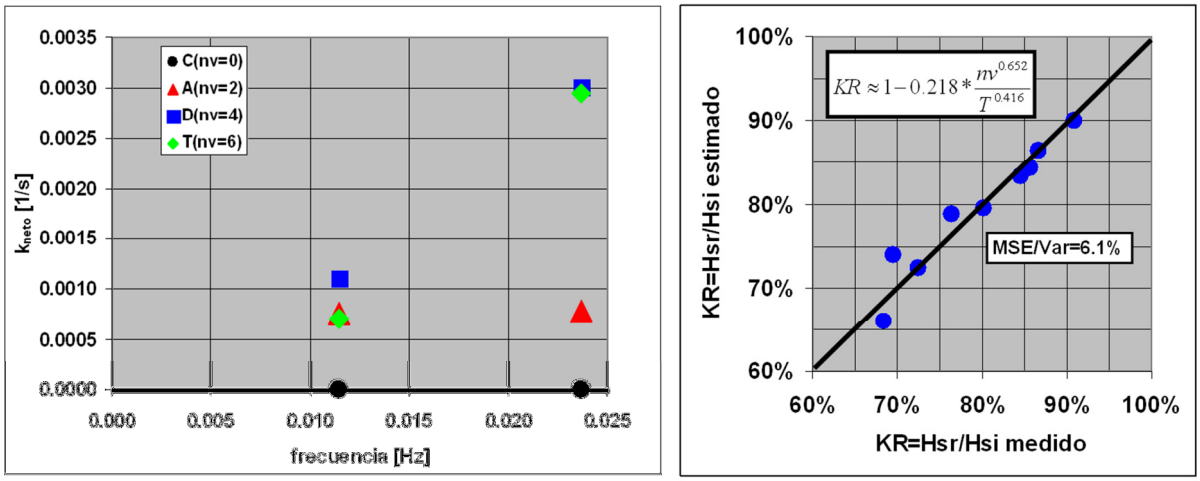


Figura 2. Análisis de los resultados experimentales. Izqda: 10-15% de la energía de onda de baja frecuencia se absorbe en cada oscilación con Cyes-R. Dcha: $Cr_{oleaje} \in [65\%, 90\%]$.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al Ministerio de Desarrollo, Ciencia e Innovación por la financiación recibida para el proyecto CADIMA (2001-2011).

REFERENCIAS

Garrido, J., D. Ponce, A. Berruguete, S. Martinez, J. Manuel, L. Fort, D. Yagüe, J.A. Gonzalez-Escriva, and J.R. Medina. 2010. Study of Reflection of New Low-Reflectivity Quay Wall Caisson, *Proceedings of 32nd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 466-480.

González-Escrivá, J. A. et al. 2011. Estudio de Muelles Antirreflejantes de Baja Frecuencia. *XI Jornadas Españolas de Costas y Puertos*,

González-Escrivá, J. A. y Medina, J. R. 2012. Antireflective Vertical Structure Extended for Attenuation of Low Frequency Waves. *Proceedings of 33nd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, in press.

Jarlan, G. E. 1961. A perforated vertical breakwater, *The Dock and Harbour Authority*, Vol. 21, nº486, 394-398.

Martinez, S., J. Manuel, D. Yagüe, J. Garrido, D. Ponce de Leon, A. Berruguete, J.A. Gonzalez-Escriva and J.R. Medina. 2010. Designing a New Low-Reflexivity Quay Wall Caisson, *Proceedings of the 32nd PIANC Congress*, 949-963.

Medina, J.R., J.A. Gonzalez-Escriva, L. Fort, S. Martinez, D. Ponce de Leon, J. Manuel, D. Yagüe, J. Garrido and A. Berruguete. 2010. *Vertical Maritime Structure with Multiple Chambers for Attenuation of Wave Reflection*, International PCT/EP2010/068000, EPO, The Hague, 23 pp.

Tema: Obras y estructuras marítimas

HISTORIA Y CONSTRUCCIÓN DE LOS DIQUES DE CURRA Y NAVIDAD

E. Estrella Sevilla[1], A.J.Gómez Prieto[2], P.J. Andreu Conesa[3]

[1] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Académico C. de la Real Academia Alfonso X el Sabio. Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Cartagena (Área de Ingeniería de la Construcción),*

Dirección: Plaza de los Apóstoles, Edif. Apóstoles III, esc. 3ª, 1º B, Murcia (30001)

Teléfono: 609104624

Correo electrónico: 11ees@ciccp.es

[2] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Cartagena (Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes).*

Dirección: Avda. Juan Carlos I, nº88, Escalera 1, 7ºB. Murcia (30007)

Teléfono: 617329367

Correo electrónico: antonio.gomez@upct.es

[3] *Ingeniero Técnico de Obras Públicas y Graduado en Ingeniería Civil*

Dirección: C/ Juan de la Cosa, nº 1, 8º derecha, Cartagena (30203)

Teléfono: 678787479

Correo electrónico: pablo.jose.andreu.conesa@gmail.com

RESUMEN DE LA COMUNICACIÓN

Realizar una reflexión sobre la trascendencia de la ciudad de Cartagena a lo largo de los anales de la historia de España puede ser francamente superfluo por conocido de todos, mucho más si la propia ciudad tiene raíces que se adentran incluso más en el tiempo que la propia historia de nuestra patria. La preponderancia a lo largo de los siglos de la ciudad de Cartagena radica en su singular y extraordinaria situación topográfica en una antigua península, rodeada por al Sur el Mar Mediterráneo, al Norte por una laguna, hoy desecada, y al Oeste por un brazo de mar que unía la antigua laguna con el mar; solamente al Este estaba unida al continente por una estrecha franja de terreno.

Si a lo anterior añadimos que dentro de la mencionada península se localizaban (y aun se pueden observar) cinco cerros escarpados: al noroeste el Cerro de El Molinete, al norte el monte Sacro dedicado a Cronos, al noreste el Cerro de San José, al este el Cerro de Despeñaperros, al sur el Cerro de la Concepción, la ubicación estratégica del emplazamiento de la ciudad la convirtió desde los albores de la historia en una plaza fuerte, militarmente hablando, un puerto seguro para el comercio marítimo y un enclave privilegiado donde se asentaron todas las culturas mediterráneas.

En el siglo XIX la rebelión cantonal y el auge de la minería confieren a la ciudad y al puerto, en general, la fisonomía que hoy podemos contemplar, iniciándose todo ello mediante el R.D. de 17-XII-1851, momento en el Ministerio de Fomento recibió clara y definitivamente la responsabilidad y los recursos financieros para la elaboración de los proyectos y el desarrollo de las obras de todos los puertos españoles.

El Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos D. José Almazán, en su Anteproyecto del ferrocarril Albacete-Cartagena (1852), al tratar el final de la línea, manifestó la falta de unas adecuadas instalaciones portuarias, en la ciudad. Pero no fue hasta la R.O. de 28-X-1853, cuando se encargó al Ministerio de Fomento la mejora del puerto de Cartagena, de ahí que, el ingeniero-jefe del distrito de Murcia, Constantino Germán, encomendó a

Almazán, una memoria sobre la mejora del puerto de Cartagena (influenciada por el ya existente proyecto de ferrocarril Albacete-Cartagena), incluyendo este un plano de las infraestructuras portuarias que sugiere en la bahía, destinadas a nuevo muelle comercial y estación marítima.

La construcción de los diques de Curra y Navidad fueron el acicate para la posterior reorganización de las actuales instalaciones portuarias de Cartagena, lo que en su día fue un importantísimo logro para el tráfico marítimo de nuestra Región y de España en general. Los avatares de su construcción, y posterior puesta en servicio, fueron un proceso digno de conocimiento para los especialistas en instalaciones portuarias.

Tema: Obras y Estructuras Marítimas.

REHABILITACIÓN Y PROTECCIÓN DEL MUELLE DE TALLERES EN LA DÁRSENA CARTAGENA

D. Franco Mayordomo, C. Guzmán Tubía

Autoridad Portuaria de Cartagena (APC), Plaza Héroes de Cavite, s/n., 30201, Cartagena, Murcia, dfranco@apc.es
Hidráulica Construcción y Conservación (HCC), Avenida de Euskadi, 5, 28917, Leganés, Madrid, cesarg@hcc-es.com

En el año 2.012 la Autoridad Portuaria de Cartagena (APC) decide acometer la reparación del “Muelle de Talleres” situado en la dársena Cartagena, situada en Cartagena (Murcia).
El vial del Muelle de Talleres tiene una longitud aproximada de 55 m. Está formado por 10 vanos de 4,30 metros de ancho y 5,73 metros de profundidad. Se trata de una estructura de hormigón armado antigua en la que se habían realizado, históricamente, distintas reparaciones tradicionales con resultados de durabilidad limitada. Las patologías estudiadas por la APC se centraban en apoyos y soleras de los vanos del muelle.

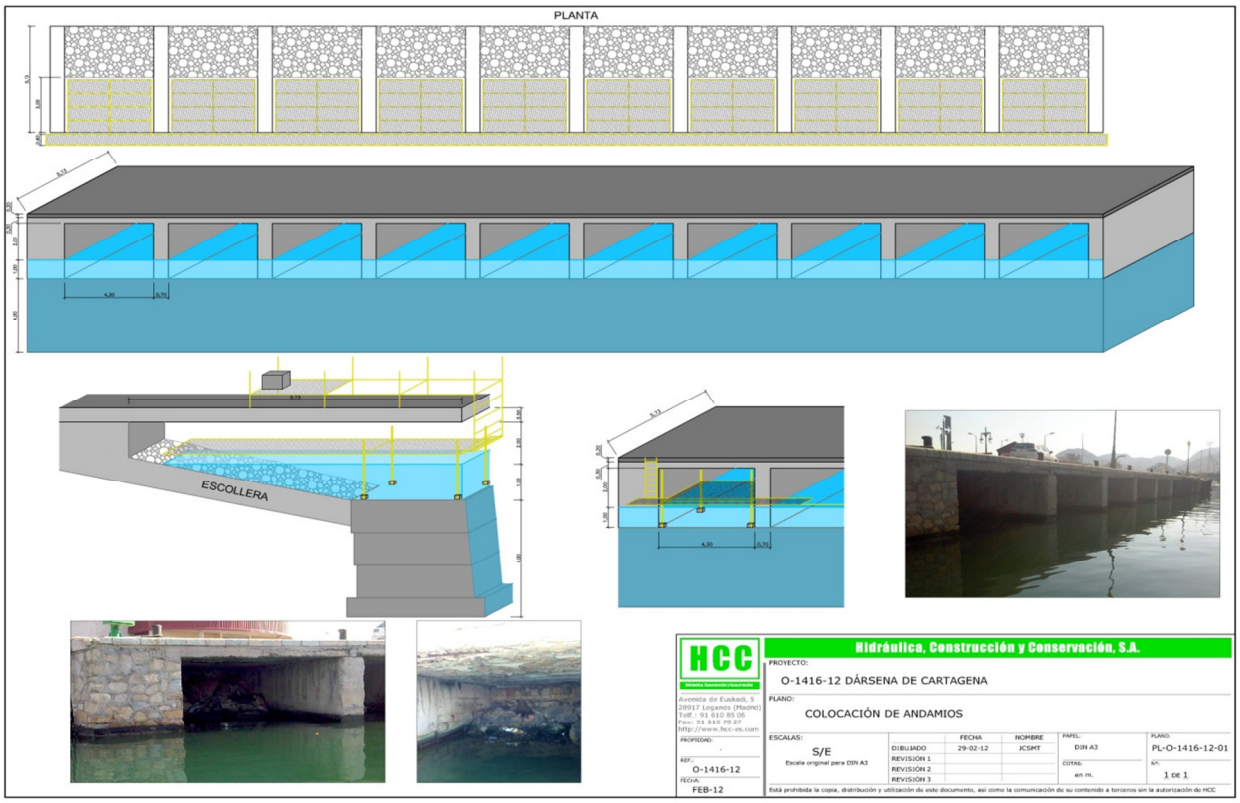


Figura. Planta, alzado y sección de la estructura en su estado original

El objeto de la obra fue mejorar la capacidad resistente de la estructura mediante la combinación de distintas técnicas de reparación y protección del hormigón, optimizando los recursos existentes y con la menor afección posible sobre las instalaciones y servicios del Puerto. La eliminación del hormigón armado en mal estado con agua a ultra alta presión (hasta 2.500 bar) y la aplicación de inhibidores de corrosión migratorios mixtos respetando el medio ambiente fueron las principales aportaciones técnicas al proceso, así como el diseño y montaje de los andamios colgantes después de un correcto estudio de los condicionantes y del estado de dicha estructura.

El procedimiento de reparación, la trazabilidad de dichos procesos, la emisión a la APC de fotografías de los defectos, para la creación de una base de datos útil, y los ensayos de calidad durante la ejecución con la supervisión de los responsables de la APC, hacen que conceptos como Durabilidad y Mantenimiento que indica la normativa actual vigente, se introduzcan en este tipo de reparaciones especializadas.





Figura. Fases de la rehabilitación



Figura. Ensayos durante el proceso

INGENIERÍA PORTUARIA INTEGRAL EN BRASIL

D. Zamora Serrano, M. Contreras Glez-Rosell, J.M. González Herrero.

Acciona Ingeniería, c/ Anabel Segura nº 11, 28108 Alcobendas, Madrid.

daniel.zamora.serrano@acciona.es

marta.contreras.gonzalezrosell@acciona.es

josemanuel.gonzalez.herrero@acciona.es

INTRODUCCIÓN

Acciona Ingeniería (resultado de la fusión entre IBERINSA y AEPO) resultó adjudicataria por parte de LLX Operações Portuarias, S.A. del diseño de la nueva Terminal TX2 del área del Superpuerto do Açu.

La terminal TX2 consiste en un puerto exterior de grandes dimensiones que protege la entrada al Estaleiro de Açu, un gran astillero con un dique seco y 10 km de diques y explanadas para la construcción de plataformas y buques tipo supply. (Ver figura 1).

Los trabajos encargados a Acciona Ingeniería han sido el diseño integral del puerto exterior así como su optimización para generar el mayor número posible de atraques



Figura 1. Lay-out global inicial

PROBLEMÁTICA

La construcción de un astillero en tierra con un calado de 14.50m, provocaba la necesidad de realizar unos diques de encauzamiento que evitasen el aterramiento continuo del canal de acceso y que redujesen las labores de dragado de mantenimiento del mismo al máximo.

En un primer momento, la Propiedad sólo consideraba la necesidad de unos diques de protección. (Ver figura 2)

El diseño que finalmente se aprobó, se seleccionó entre un total de más de 10 alternativas en planta, con diferentes diques y atraques. La solución final incluye diques verticales y diques en talud, con tramos de escollera, core-loc y bloques. La longitud de línea atracable en el lado interior de los diques es de más de 2.700m de 18m de calado. (Ver figura 3). El uso será para productos petrolíferos y carbón.

A todo esto se añade la problemática geotécnica; las obras se sitúan en terrenos blandos con espesores de fangos de 5 a 7m.

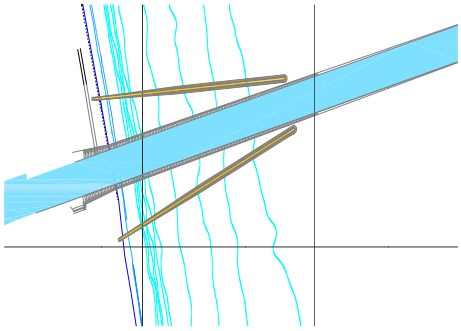


Figura 2: Alternativa inicial sin atraques exteriores



Figura 3: Diseño final. 2.7km atracables de diques.

TRABAJOS REALIZADOS

A lo largo del diseño, los trabajos realizados fueron:

3.1- Campaña geotécnica: se realizó mediante cptu submarino autónomo. Se realizaron 45 puntos de investigación con una longitud media de 15m. En la actualidad, Acciona Ingeniería está desarrollando trabajos complementarios con una campaña de sondeos y CPTU de 50m de profundidad cada uno.

3.3- Trabajos específicos de clima marítimo, agitación, dinámica litoral, maniobrabilidad, resonancia (tanto en la dársena exterior como interior) y cálculos de estabilidad geotécnica e hidráulica, para definir un Proyecto Básico que la propiedad licitó como llave en mano.

3.2- Ensayos 3D de agitación y estabilidad. De esta manera, se ha comprobado la fiabilidad de la obra desde el punto de vista de estabilidad hidráulica y desde el punto de vista de operatividad.

CONCLUSIONES

En la ponencia se describirán las soluciones dadas por Acciona Ingeniería a problemas relevantes, como son:

- Análisis de la influencia de un canal de dragado de 15km de longitud en el oleaje incidente sobre las obras. Comprobación en modelo físico del incremento de Hs debido al efecto del mismo

- Análisis de agitación y resonancia en una dársena cuasirectangular de grandes dimensiones (4.000m x 350m).

- Soluciones geotécnicas para la cimentación de estructuras en áreas deltaicas.

SEGURIDAD FUNCIONAL EN EL NUEVO TERCER JUEGO DE ESCLUSAS DE CANAL DE PANAMÁ

J.A. Castro Fernández[1], D.Martín Rodríguez[1],A. Vermeire[2], S. Ametller Malfaz[2]

[1]*SENER Ingeniería y Sistemas, S.A., c/Provença, 392, 08025, Barcelona, antoni.castro@sener.es*
[1]*SENER Ingeniería y Sistemas, S.A., c/Provença, 392, 08025, Barcelona, david.martin@sener.es*
[2]*GUPC Grupo Unidos por el Canal, S.A., Calle Brujas, Panama, andres.vermeire@gupc.pa*
[2]*GUPC Grupo Unidos por el Canal, S.A., Calle Brujas, Panama, sergi.ametller@gupc.pa*

INTRODUCCIÓN

Actualmente los grandes proyectos de infraestructuras combinan todas las ramas de la ingeniería difuminando las antiguas disciplinas, emergiendo actividades generalistas que anteriormente no recibían la suficiente consideración. Dentro de estas actividades se encuentra la seguridad funcional, es decir; cómo diseñar un sistema que ofrezca protección ante una potencial amenaza para las vidas humanas, el medio ambiente, la operación, etc. derivada de su propia operación. Para establecer un marco único de actuación se desarrolló la norma IEC 61508.

Uno de los proyectos de ingeniería más ambiciosos actualmente en ejecución es la construcción del Tercer Juego de Esclusas de Canal de Panamá. Uno de los requisitos impuesto por la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) al consorcio adjudicatario, Grupo Unidos Por el Canal (GUPC), es la aplicación de la normativa IEC 61508. GUPC ha encargado a SENER la función de determinar los riesgos a los que debe hacer frente el diseño y como reducirlos para garantizar la seguridad funcional y operativa del Canal.

IEC 61508 introduce la gestión e ingeniería de seguridad en todo el ciclo de vida de un proyecto. Aunque formalmente enfocada a los sistemas eléctricos, electrónicos, y programables (E/E/PE), sus principios son aplicables cualquier proyecto y ofrecen el marco a través del que SENER gestionará la ingeniería de seguridad.

LA SEGURIDAD FUNCIONAL EN CANAL DE PANAMÁ

El programa de expansión del Canal de Panamá está destinado a incrementar la capacidad del canal para hacer frente a la demanda prevista en los próximos años. El proyecto del Tercer Juego de Esclusas implica el diseño y construcción de dos nuevos complejos de esclusas en los extremos Atlántico y Pacífico. Cada complejo incluye el juego de esclusas con los sistemas asociados, así como todos los edificios y otros equipamientos adicionales, necesarios para la operación.

De acuerdo con la normativa IEC 61508, SENER ha realizado una exhaustiva evaluación de riesgos y una clasificación de los niveles de seguridad requeridos por el sistema para sus funciones, ya que la seguridad en la operación es un requisito que se ha identificado como crucial para todo el ciclo de vida del proyecto y su ciclo de operación.

De acuerdo con las exigencias establecidas por la ACP y por el consorcio constructor (GUPC) la evaluación de riesgos realizada por SENER incluye todos los sistemas de control para evitar la posibilidad de que durante la operación del canal ocurran situaciones peligrosas. Los sistemas considerados son todos aquellos que incluyen componentes eléctricos, electrónicos o programables, como los mecanismos de accionamiento de compuertas, el sistema de control, los mecanismos de control hidráulico de válvulas y bombas, sistemas de gestión del tráfico, sistemas de comunicaciones, etc.

Los resultados obtenidos por SENER son una lista de funciones de seguridad a las que se les asigna un nivel de integridad de la seguridad SIL (del inglés Safety Integrity Level) en función de su probabilidad de fallo y los efectos que pueda producir. Esto implica cambios en la forma en que las funciones se diseñan, implementan y verifican; estableciendo restricciones sobre los subsistemas y la forma en que estos se relacionan entre sí.

DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO

Las actividades realizadas por SENER se pueden sintetizar como sigue:

TAREA	ACTIVIDADES
1.- Definición del Sistema	
	• Acotar el alcance operativo del nuevo Tercer Juego de Esclusas • Análisis funcional e identificación de las funcionalidades principales de alto nivel • Identificación de requisitos de seguridad operativos o técnicos ya establecidos
2.- Identificación de Peligros del Sistema	
	• Clasificación de los peligros que pueden afectar a todo el complejo • Identificar la contribución que tiene el sistema a la aparición o no de peligros • Realizar sesiones de análisis de peligros con la participación de todos los actores relevantes del proyecto
3.- Análisis de Consecuencias	
	• Análisis de consecuencias de cada peligro identificando mediante árboles de eventos, identificando la secuencia de condiciones y eventos que conducen a un accidente.
4.- Evaluación de Niveles Tolerables de Riesgo para el Sistema	
	• Mediante un modelo de causa-consecuencia y dependiendo de lo aceptable de cada peligro, asignar un valor de tasa de ocurrencia del peligro (THR, tolerable hazard rate) que resulte adecuado a la operación
5.- Requisitos de Seguridad del Sistema	
	• Traducir los peligros del sistema en requisitos funcionales de seguridad • Refinar y complementar la identificación de requisitos técnicos y operaciones que intervienen en la seguridad
6.- Diseño del Sistema	
	• Desglose del sistema en subsistemas, componentes y elementos. • Análisis funcional e identificación de requisitos de seguridad que les aplican
7.- Análisis Causal	
	• Identificar peligros a niveles de subsistema y elemento y asignarles la correspondiente THR a las funciones de seguridad • Para cada función y THR, identificar mediante análisis de árboles de fallos cómo participan todos los componentes, teniendo en cuenta la arquitectura funcional.
8.- Especificación de requisitos de seguridad a niveles de elemento y subsistema	
	• Traducir los peligros a nivel de subsistema/componente a requisitos de seguridad a nivel de subsistema/componente. • Refinar y complementar la identificación de requisitos técnicos y operaciones que intervienen en la seguridad
9.- Establecimiento de los niveles de integridad en la seguridad (SIL)	
	• El nivel de integridad de seguridad de una función dependerá de la frecuencia estimada de aparición del peligro que protege, por lo que en cada para cada función se le asigna su nivel de integridad de seguridad

PRINCIPALES RESULTADOS OBTENIDOS

El detallado análisis realizado por SENER han mostrado cuáles, de todas las funciones que realizará el Tercer Juego de Esclusas de Canal de Panamá, deben ser completamente seguras según la norma IEC 61508 ya que tienen incidencia directa en los peligros identificados para el sistema: drenaje del lago Gatún, dejar en dique seco un barco durante la operación, inundaciones de los niveles inferiores de las compuertas, daños personales, a la estructura y a los buques durante la operación.

El resultado es una lista de modos de fallo de estas funciones que deben cumplir requisitos adicionales en su diseño. Los fabricantes y suministradores encargados de diseñar, construir y/o instalar los sistemas que realizarán estas funciones deberán demostrar, según establece la norma IEC 61508, que han aplicado todas las exigencias y criterios que ésta establece para los sistemas que implementan funciones de seguridad. SENER se ocupa también de velar por que la solución adoptada alcanza los niveles de seguridad establecidos.

Las funcionalidades que se han estudiado comprenden básicamente el buen funcionamiento de las órdenes de apertura y cierre de las válvulas para llenado y vaciado, tanto de esclusas como de los depósitos secundarios, el adecuado control de las operaciones de cierre y apertura de las compuertas, y las funciones de parada de emergencia previstas.

Así pues, tras el análisis detallado del sistema completo SENER a puesto a disposición de GUPC los mejores criterios de ingeniería para que el nuevo juego de esclusas de Canal de Panamá se diseñe y construya tal que opere de forma completamente segura.

AVANCES EN EL ESTUDIO DE DIQUES SUMERGIDOS PARA PROTECCIÓN DE LA COSTA

J.M. Garrido[1] y M.D. Ortiz[2]

1. Iberport Consulting, S.A. C/Botiguers Nº 3. Parque empresarial Táctica. 46980 Paterna. jgarrido@iberport.com
2. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Plaza San Juan de la Cruz s/n. 28071 MADRID, dortiz@marm.es

INTRODUCCIÓN

Durante las últimas dos décadas han sido numerosos los estudios realizados en el campo de las estructuras marítimas de baja cota de coronación para protección de la costa, habiéndose desarrollado formulaciones para el cálculo de estabilidad y diseño (Van der Meer, 1991; Vidal *et al*., 2000; Burcharth *et al*., 2006). Sin embargo, es escaso el conocimiento que se tiene sobre el diseño y efectividad de los diques sumergidos en la protección de la costa. A objeto de atender a esta demanda, la Asociación técnica de Puertos y Costas crea un grupo de trabajo sobre diques sumergidos cuya labor se desarrolla en dos áreas principales. Por una parte, el estudio y selección de los criterios y modelos de diseño y cálculo y, por otra, el análisis de las experiencias obtenidas en casos reales ya construidos, con el objetivo final de ampliar en el conocimiento de esta tipología marítima y de dar una serie de recomendaciones para su diseño y aplicación en la costa española.

Para ello, se establece como objetivo general del grupo el de elaborar unas Recomendaciones para el diseño de diques sumergidos y rebasables para la defensa de la costa y sus afecciones a la dinámica sedimentaria. Estas se dividen en una serie de capítulos dedicados a las distintas fases de la vida de un dique: (1) Tipologías; (2) Diseño funcional: Sección transversal: Reflexión, rebase y transmisión, Planta: Transmisión, Formas en planta de la línea de costa; (3) Diseño último: Del manto principal, Del manto secundario y núcleo, De las bermas de pie, filtros de cimentación y plataformas de apoyo, Erosión del fondo y Modelos numéricos; (4) Materiales: tipos y características: Manto principal: Escolleras, bloques de cantera, piezas artificiales, Manto secundario: Escolleras, Núcleo; (5) Aspectos geotécnicos; (6) Métodos constructivos; (7) Otras consideraciones: Generación de vida, E.I.A., Estética, Afecciones a la navegación: Balizamiento; (8) Mantenimiento y seguimiento.

Por otra parte, también se pretende incluir un apartado relacionado con las experiencias españolas en cuanto a la construcción de esta tipología estructural, por lo que se realiza un repaso a las construcciones más representativas de este tipo de estructuras en la costa española.

Por último, el trabajo se completa con la experimentación física en tanque 3D de dos tipologías de dique sumergido con manto de escollera y de cubos.

Con este planteamiento, se ha formado un grupo de trabajo multidisciplinar de manera que se aprovechen las potencialidades de los cuatro agentes identificados en el grupo de trabajo: Administración (Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar - MAGRAM), Científicos (IHA-Universidad de Cantabria, CEDEX, INHA), Consultores (KV Consultores, Berenguer Asociados, Iberinsa e Iberport Consulting) y Constructores (CYES y Ferrovial-Agroman).

En la presente comunicación se hace un resumen de los diferentes aspectos tenidos en cuenta en la investigación desarrollada y se describe el diseño experimental 3D que, en el contexto de los trabajos, se está llevando a cabo en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

TIPOLOGÍAS

En general, el principal objetivo para el que se construyen las estructuras costeras es controlar la erosión costera en una zona determinada, afectada por la falta de material sedimentario o en la que se ha alterado la dinámica litoral, mediante la creación de un patrón de corrientes que reduzca las salidas de material y potencie el depósito en su área de actuación. Todo ello, sin trasladar el problema a otras zonas adyacentes, ni empeorar las condiciones de recreo, medioambientales o socioeconómicas de la zona, como por ejemplo la calidad de las aguas (renovación), tanto para el baño como para otros usos, la seguridad en el baño y en la navegación en áreas próximas, el paisaje, etc. En general, los criterios según los cuales se clasifica este tipo de estructuras son: (1) En función de la posición con respecto a la línea de costa, pudiendo ser paralelo a la costa (diques conectados y exentos), o perpendicular a la costa, (2) Según la deformabilidad de la estructura de protección: Los diques en talud están incluidos dentro de estructuras de protección flexibles, ya que, en las condiciones de oleaje de cálculo se admite una deformación. Una vez alcanzada dicha deformación, ésta se mantiene estable, con los elementos de la estructura también inalterados. Las estructuras flexibles admiten diversos grados de avería, aun manteniendo sus condiciones funcionales y fallan por acumulación de daño, produciéndose el daño tras la acción de muchas olas. (3) Por el efecto de la estructura en el oleaje: Clasificación energético–funcional: en este caso se trata de estructuras de protección mixtas: los coeficientes de transmisión, reflexión y disipación son del mismo orden. (4) Clasificación en función de la metodología de cálculo: Las obras de protección del litoral tienen dimensiones horizontales relativas a la longitud de onda, tales que pueden considerarse en conjunto grandes respecto al flujo, por lo que, para el cálculo de esfuerzos, será necesario determinar las modificaciones que la estructura introduce en el flujo. (5) Dependiendo de la función que desempeñe (diseño funcional): reducción de impactos y representación del esquema de diques con respecto a la protección de la costa, mejora de las condiciones recreativas y la conservación de reservas naturales. (6) En función de la resistencia a las acciones de oleaje y corriente (Diseño estructural). Las estructuras reducen la energía del oleaje que llega a la línea de costa y en consecuencia, también influyen en el transporte de sedimentos y en los cambios impuestos en la línea de costa.

De los casos analizados en España, se observa que la función principal que tienen los diques, es la generación de nuevas playas y la protección frente a la erosión, por lo que, la mayoría son paralelos a la costa, si bien en 10 de las playas analizadas (36 % de los casos) se han encontrado combinados con otras tipologías. La sección transversal es principalmente monocapa, aunque en casos concretos se han encontrado secciones multicapas.

Del resto del mundo se han estudiado y completado 147 cuestionarios de playas en los que se han encontrado 184 estructuras de diques sumergidos o de baja cota de coronación.

DISEÑO FUNCIONAL

El buen funcionamiento de un dique sumergido y de su zona de influencia depende fundamentalmente de la hidrodinámica generada, que a su vez depende del nivel de transmisión del oleaje y de la acumulación de agua en el lado abrigado (en adelante, pilling-up).

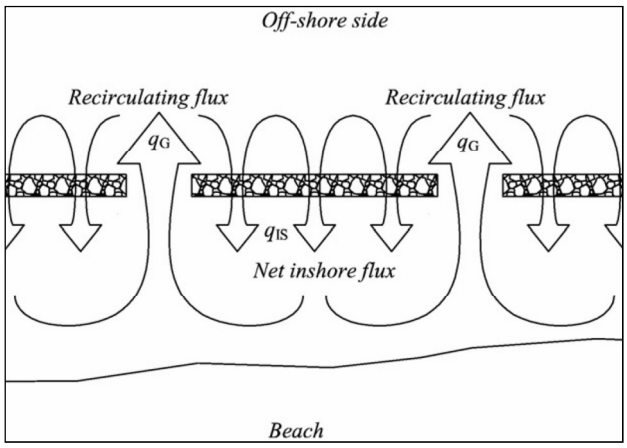
En el trabajo desarrollado se han incluido cuatro epígrafes dedicados a la transmisión en un dique de baja cota, la circulación hidrodinámica en la zona situada a su abrigo, las tendencias de la forma en planta previsibles en función de diversos parámetros climáticos y geométricos y, por último, la reflexión en el dique.

Transmisión

De las formulaciones presentadas para el cálculo de la transmisión, se puede emplear la de van der Meer *et al.* (2005) de forma genérica, aunque se presentan otras opciones para casos específicos. Por ejemplo, para diques no excesivamente sumergidos puede ser recomendable la formulación de Buccino y Calabrese (2007), obtenida mediante la calibración de un modelo teórico con datos medidos en modelo físico y con mejor ajuste de los datos disponibles.
En diques situados en pequeñas profundidades, se recomienda emplear la fórmula de Calabrese *et al.* (2002), que por otro lado cuenta con la ventaja de haber sido obtenida a partir de datos en modelo físico a gran escala. Por último, también se ha incluido un trabajo dedicado específicamente a los diques arrecife.

Circulación hidrodinámica

El volumen de agua introducido por el oleaje (por rebases u oleaje en rotura) provoca acumulaciones en la zona abrigada y el ascenso del nivel del mar hasta que se alcanza un punto de equilibrio, tanto de fuerzas como de masas, en el que los caudales netos entrantes (q_{IS}, igual a la diferencia entre las entradas y salidas sobre o a través de los diques), se igualan con los caudales recirculados (q_G) por los huecos entre estructuras.

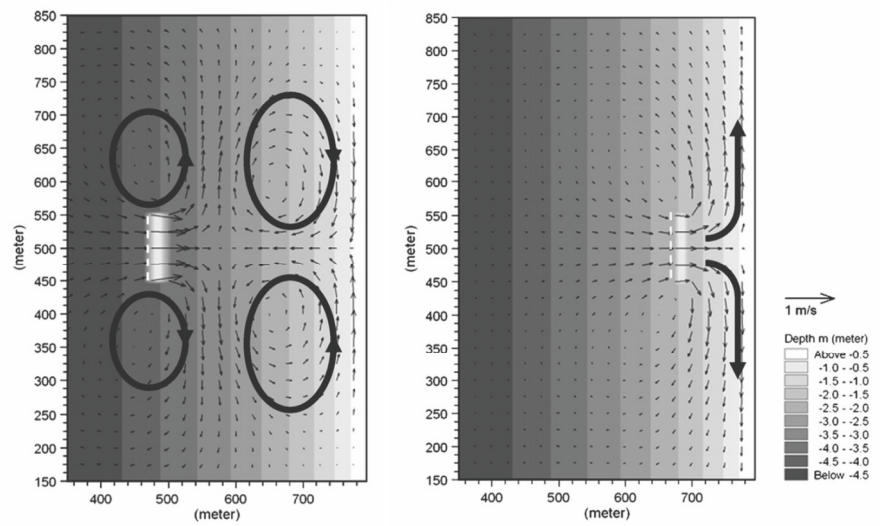


Patrón de circulación producido por el oleaje en las cercanías de un dique sumergido (Zanuttigh et al., 2008).

Este problema se aborda desde un punto de vista bidimensional (confinamiento lateral total), donde las corrientes de retorno son nulas y el piling-up máximo, o tridimensional, donde se incluye una nueva condición de equilibrio para las rip-currents que también debe satisfacerse, para lo cual los distintos autores proponen aproximaciones basadas en la aplicación del teorema de Bernoulli al camino de retorno del flujo.

Formas en planta

En este apartado se presenta un conjunto de trabajos que proponen sencillas reglas de cálculo para determinar la posible forma en planta de una playa abrigada por uno o varios diques sumergidos.
Todavía no se dispone de suficiente información de campo como para validar estas expresiones o para establecer una relación clara entre las principales variables del proceso y el comportamiento final de la obra. Una solución a este déficit de información es utilizar modelos numéricos, mediante los cuales se ha estudiado la posibilidad de acumulación de material en diversos escenarios (Ranasinghe *et al.*, 2010).



Ejemplos de los patrones de circulación inducidos en la zona abrigada por un dique sumergido (flechas negras de trazo grueso). Izquierda: tendencia a acumular. Derecha: tendencia a erosionar. En Ranasinghe et al. (2010).

En estos casos, las fórmulas presentadas pretenden fundamentalmente dar una idea de la tendencia que tendrá la forma en planta, distinguiendo entre patrones acumulativos o erosivos en función de la hidrodinámica generada al abrigo de los diques.

En otros casos las fórmulas son una simple modificación de otras ecuaciones anteriores obtenidas para diques exentos emergidos no rebasables o con un nivel de transmisión muy bajo.

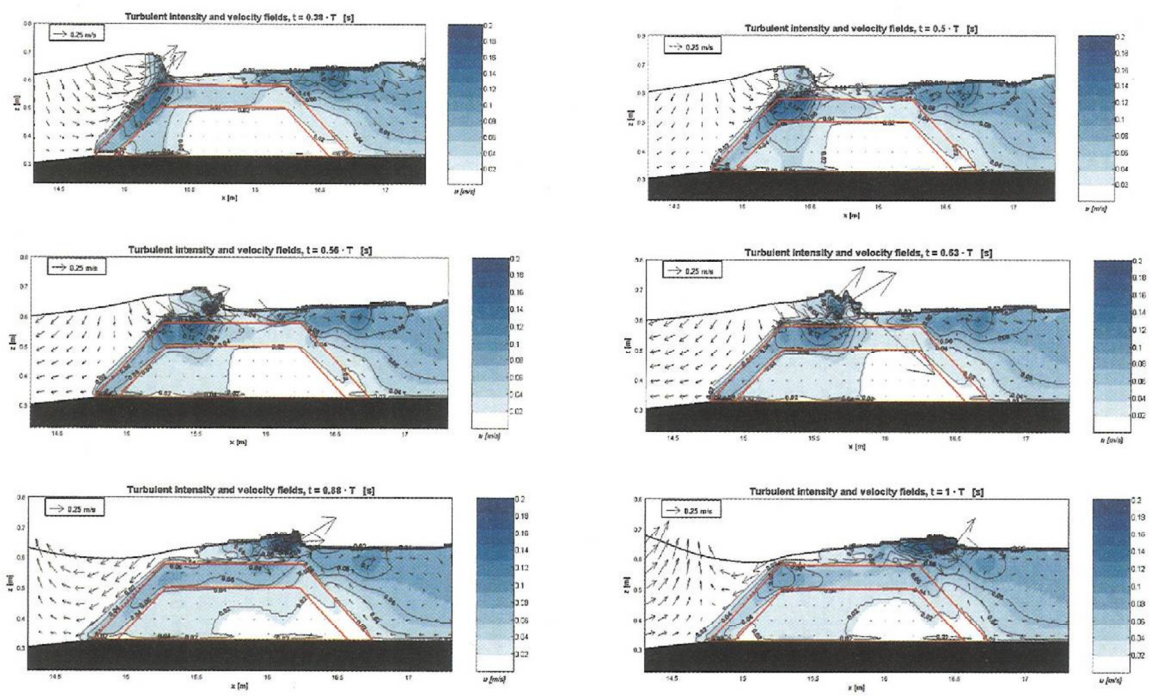
Por tanto, deben tomarse estas expresiones con cautela, comprobando en cada caso concreto si son aplicables, atendiendo a las circunstancias en que se obtuvieron.

Reflexión

Por último, para la estimación de la reflexión se proponen dos trabajos que tratan de obtener el coeficiente de reflexión en diques de escollera, permeables y de baja cota de coronación (van der Meer et al. 2005 y Zanuttigh y van der Meer, 2008).

Modelos numéricos

En cuanto a los modelos numéricos, recientemente se han desarrollado avances que permiten abordar el estudio de la interacción del oleaje con estructuras costeras. Se ha revisado el estado del arte de la modelación numérica de los procesos de interacción del oleaje con estructuras de baja coronación y sumergidas, haciendo especial hincapié en la descripción de las distintas características, hipótesis, simplificaciones y limitaciones, que cada familia de modelos numéricos presentan a la hora de evaluar las corrientes generadas por la rotura del oleaje sobre este tipo de estructuras. En resumen, se presenta la descripción general sobre el desempeño numérico de dos familias específicas de modelos: a) los modelos que resuelven el flujo bidimensional e integrado en vertical (2DH), y b) los modelos que resuelven las ecuaciones de Reynolds de Navier-Stokes promediadas, RANS (2DV y 3D), con respecto a su aplicabilidad directa en estudios de propagación de oleaje sobre batimetrías reales, y particularmente, su interacción con estructuras sumergidas o de baja coronación.



Representación en superficie libre, módulo y dirección de la velocidad 2DV para un oleaje irregular interactuando con una estructura de baja coronación, modelo RANS-VOF 2DV.

DISEÑO ÚLTIMO

Los diques rebasables son aquellos que, debido a su baja cota de coronación, han sido diseñados para permitir un rebase importante sobre la misma. El mecanismo de transmisión más importante es el rebase sobre la coronación, aunque la transmisión a través del dique puede ser significativa, especialmente en el caso de diques arrecifes, en los que el tamaño de la escollera del núcleo es similar a la del manto principal. En el contexto de este documento, se denomina: (A) Diques rebasables: diques con francobordo positivo o negativo en los que la rotura del oleaje determina las características del flujo sobre los taludes y por lo tanto la estabilidad de las piezas. (B) Diques sumergidos: diques con francobordo negativo en los que el flujo alrededor de la estructura no viene determinado por el flujo de rotura del oleaje, que puede producirse o no al paso de las olas sobre el dique. La separación entre los dos tipos de estructuras viene dada por la expresión $-H/F<0.8$, para $F<0$. Donde en H es una altura de ola incidente característica y F es la distancia entre el nivel medio del mar y la coronación o francobordo, con valor positivo para coronación por encima del nivel medio.

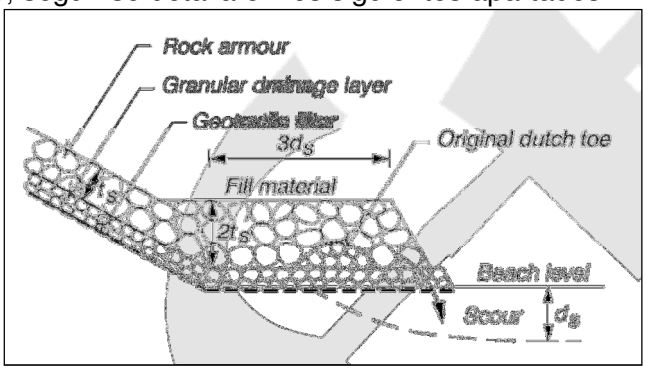
Estabilidad

En lo que se refiere a diques sumergidos, en Vidal et al. (1999) se demuestra que para este tipo de estructuras, el parámetro de flujo que mejor describe la estabilidad de las piezas es un parámetro de movilidad, MP. En 2007, Vidal et al. proponen el uso de un parámetro de movilidad crítico, que se produce en el borde de tierra de la coronación de la estructura sumergida. Además de los datos de oleaje monocromático utilizados para ajustar la fórmula, (UCA 2001 R), se han comparado los datos de oleaje irregular de la misma fuente (UCA 2001 IRR), los datos monocromáticos de Vidal et al. (1999) (UCA 1998 R), los ensayos realizados en Delft Hydraulics (DELFT 1994) y los ensayos en prototipo realizados en la protección del emisario de Santander (PROT 2001). De todo ello se puede extraer que para niveles de daño bajos ($S<1$) la fórmula

sobreestima ligeramente el daño, mientras que para valores muy elevados de daños (S>7) produce una infraestimación del daño, S.

Socavación

En el marco de este trabajo se denomina socavación a la erosión del suelo natural granular en la proximidad de las estructuras costeras debido a la acción del oleaje y las corrientes. Cuando la socavación se produce al pie de una estructura en talud puede provocar la inestabilidad del mismo y como consecuencia el deslizamiento de su manto de protección.
En los diques sumergidos ésta puede producirse al pie en el lado mar y en las inmediaciones del morro. La socavación que se produce al pie del dique en lado mar se debe al flujo hidrodinámico dominado por la rotura del oleaje, el ascenso-descenso de la masa de agua por el talud, y las corrientes longitudinales de rotura a lo largo de la alineación del dique. En este caso la socavación está influida por la porosidad del dique, su geometría, y en especial por su coeficiente de reflexión. A más reflexión mayor socavación, pudiendo incluso producirse acreción si el coeficiente de reflexión es muy bajo, según se muestra en la figura siguiente para revestimientos costeros (donde α es la pendiente del talud, y ℓ la distancia desde el punto de máximo remonte en un perfil de equilibrio hasta la ubicación de la estructura).
La protección frente a la socavación puede llevarse a cabo mediante un dragado previo o mediante una berma de protección, siendo recomendable además disponer una base de apoyo, según se detalla en los siguientes apartados.



Protección del pie de estructuras en talud frente a la socavación mediante una berma de protección (McConell 1998)

MATERIALES

Las características de los materiales utilizados en la construcción de los diques sumergidos constituyen un factor de gran importancia para alcanzar cada uno de dichos requerimientos y, por ello, una adecuada selección de los mismos afectará de forma determinante a la longevidad y al éxito de la obra. Es por ello por lo que también para los materiales deben tenerse en cuenta una serie de requerimientos como son el Peso específico y la Resistencia; la Durabilidad, que en este tipo de obras sumergidas se refiere a la capacidad para resistir la abrasión, los ataques químicos, la corrosión y la degradación producida por el medio marino; la Adaptabilidad a la diferentes formas y tamaños que pueda requerir el diseño del dique sumergido; la Disponibilidad de material adecuado en suficiente cantidad, que afectará tanto a los costes de construcción como al coste de mantenimiento de la obra; el Coste, además del propio del material, el del factor transporte a la zona de emplazamiento y el coste de la manipulación y almacenamiento de los mismos hasta su puesta en obra; Factores de tipo ambiental, de cara a minimizar el efecto de materiales que pueden resultar contaminantes para el medio marino o el efecto de turbidez en fase de construcción y a potenciar efectos favorables para el medio ambiente al contribuir en la generación de ecosistemas.

Para la construcción de diques sumergidos se utilizan generalmente los siguientes tipos de materiales: Escollera natural, Piezas prefabricadas de hormigón, Geotextiles (filamentos de plástico, fibras tejidas), seleccionados según los requerimientos anteriormente expuestos, y según los métodos constructivos disponibles.

ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Al igual que ocurre con todas las obras que se asientan sobre el terreno o utilizan el mismo para obtener materiales de construcción, para los proyectos y la ejecución de diques sumergidos es fundamental conocer las características geotécnicas del fondo marino sobre el que se ejecutará el dique.
En función de las características propias de estas obras, unido a criterios de coste-presupuesto de las obras, el presente apartado tratará de definir el alcance de la campaña de reconocimiento geotécnico, de la toma de muestras y de los correspondientes ensayos de laboratorio a realizar, que permitan tener un conocimiento adecuado del terreno natural y poder estimar su comportamiento derivado de la construcción del dique y analizar la respuesta conjunta del suelo–dique debido a las acciones a las que estará sometido durante la vida útil de la obra.
Los resultados de esta investigación tendrán como principal objetivo poder evaluar la seguridad frente a los diferentes modos de fallo geotécnicos (E.L.U) asociados a este tipo de diques, junto a otras características o propiedades relacionadas con E.L.S. (R.O.M. 0.5-05): (1) Necesidad de dragar y medios a emplear, (2) Capacidad portante del terreno natural, (3) En caso de suelos blandos, estimación de asientos en el tiempo y espesor de clava, (4) Características del terreno frente a la erosión y la necesidad de protección y diseño de las mismas, (5) Necesidad de analizar situaciones no drenadas o de corto plazo, (6) Posibilidad de la existencia de sobrepresiones intersticiales debidas a la acción del oleaje en el fondo marino, (7) Estabilidad global del dique, (8) Estabilidad global de bermas o elementos del dique, (9) Estabilidad frente a socavación del fondo, (10) Estabilidad frente a la erosión interna y (11) Necesidad de capas de filtro o geotextiles en el contacto del dique con el fondo marino.

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Los procedimientos constructivos utilizados en la ejecución de diques sumergidos están condicionados a los medios empleados en el avance del dique, planteándose las operaciones por medios marítimos, terrestres o compatibilizando ambos métodos.
Varios son los condicionantes a analizar que determinan como óptimo uno u otro procedimiento, dependiendo la elección, entre otros, de características como la situación y emplazamiento del dique respecto a la costa, la batimetría y calados en la zona, la tipología de dique sumergido y características geométricas del mismo, los volúmenes disponibles de material y gestión, en su caso, del material a retirar, la disponibilidad de medios y equipos, las características climáticas, oceanográficas y de abrigo de la zona asociados a riesgos derivados en la ejecución de las obras, la posibilidad de ejecución de obras auxiliares y distancia a las obras, la disponibilidad de superficies a ocupar durante la ejecución, los accesos, itinerarios e interferencias con los tráficos terrestres y/o marítimos, los criterios económicos y de plazo y, por último, el calado y las pendientes de los taludes que establecen por sí mismas un límite para los medios constructivos.
En cuanto a métodos constructivos, se comienza por analizar los condicionantes que influyen desde el punto de vista de la ejecución, desarrollando aspectos como el nivel de referencia, la topografía y batimetría, el clima marítimo y meteorología, la geología y geotecnia, las canteras y préstamos, los aspectos medioambientales, las superficies necesarias, los accesos y el tráfico marítimo e interferencias. Posteriormente, se analizan las primeras actividades a realizar en la obra antes del comienzo de la ejecución y se detallan las necesidades de instalaciones auxiliares a disponer

dependiendo del método constructivo empleado. Otro apartado relevante describe la secuencia de trabajos en la construcción de un dique sumergido por medios marítimos y terrestres, recomendando en cada etapa, para ambos métodos, la maquinaria y medios auxiliares apropiados, los condicionantes de los materiales y medios para las operaciones a realizar, criterios de elección de los métodos y maquinaria y las ventajas e inconvenientes de la ejecución de ambos procedimientos. Se concluye comentando aspectos relativos a la planificación de la obra y al control de la ejecución.

OTRAS CONSIDERACIONES

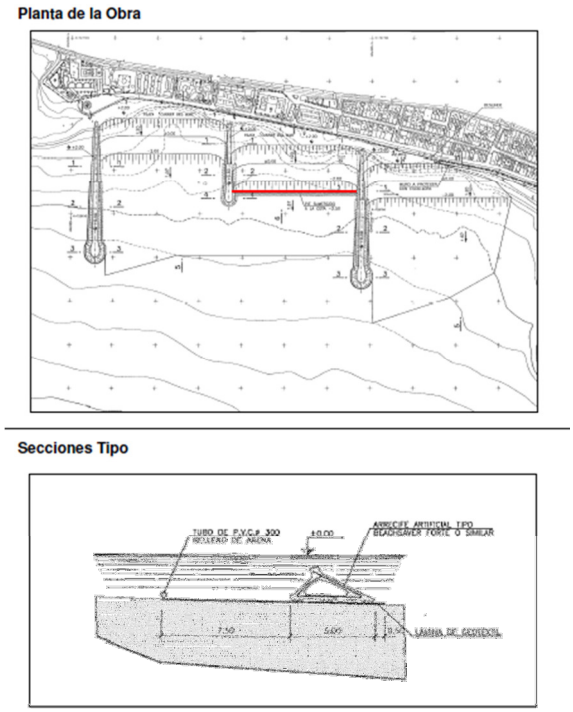
Otros aspectos considerados en el trabajo que se presenta se refieren a recomendaciones en la redacción de un proyecto de Evaluación de Impacto Ambiental, indicaciones en cuanto a la necesidad y tipos de balizamiento para diques sumergidos, los aspectos ecológicos derivados de la construcción de un dique de baja cota de coronación que se definen en función de cierta cantidad de variables como pueden ser la ubicación geográfica del dique, la naturaleza del fondo en el que se construye el dique, la diversidad de fauna y flora en la misma, y los aspectos estéticos.
En relación a estos últimos, comentar que los diques sumergidos son especialmente valorados por su bajo impacto visual. Ese hecho es especialmente relevante cuando la carrera de marea es pequeña, pero ya no lo es tanto cuando se hacen muy visibles durante las mareas bajas. En esa situación su diseño formal y su integración con el paisaje resultan de importancia crucial. Para introducir el paisaje en el diseño de los diques sumergidos se propone un Método de Proyectación con el Paisaje.
Por último, el trabajo del grupo se completa con unas recomendaciones sobre mantenimiento y seguimiento de la obra finalizada.



Imagen de la propuesta plástica para el nuevo dique

CASOS REALES

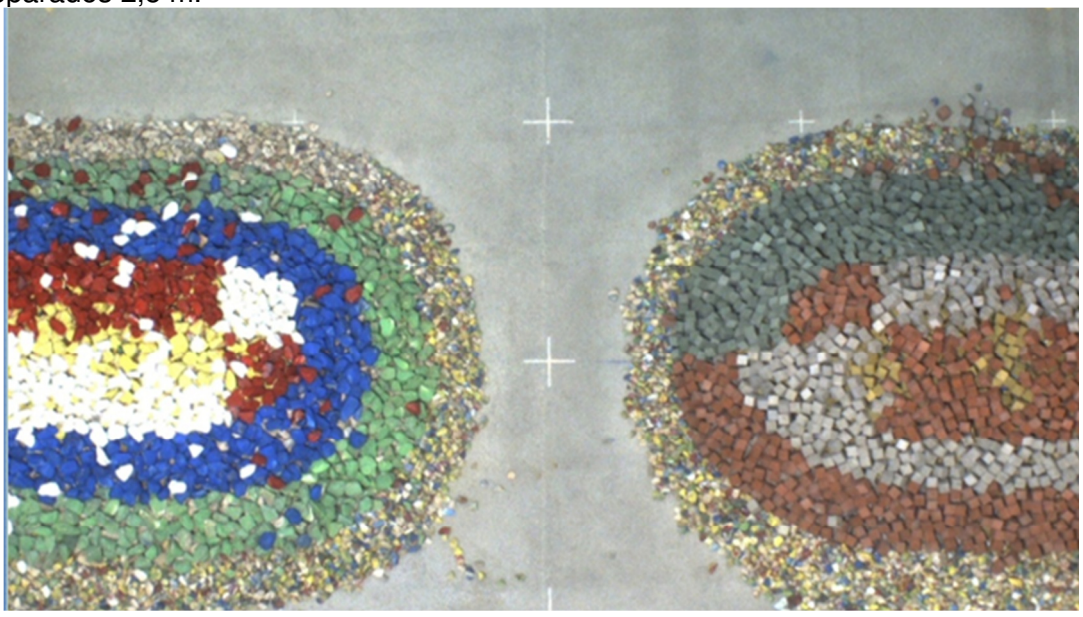
Se han elaborado unas fichas tipo Atlas a modo de inventario que recopilan los casos más representativos de obras de diques sumergidos en España. Ejemplo de estas fichas son los casos de Peñíscola, Campello, Altafulla, Cambrils, donde existen diques sumergidos que ha sido catalogado en relación a su situación, propiedad, fecha, tipología, función, características climáticas de la zona, características físicas del emplazamiento, características y datos geotécnicos, procedencia de los materiales, sección tipo, métodos de cálculos, proceso constructivo, principales medios utilizados, incidencias de la obra, presupuesto, etc.



Dique sumergido de Peñíscola

DISEÑO EXPERIMENTAL

Como aportación final al estudio y al objeto de completar la información experimental y de verificar la formulación desarrollada, se llevan a cabo ensayos físicos en un canal/tanque de 36,5 m de longitud, 1,3 m. de profundidad y 6,5 m. de anchura, permitiendo de este modo la construcción de dos medios diques sumergidos de sección multicapa con manto de escollera y cubos de 2.0 m de longitud cada uno, separados 2,5 m.



Planta de modelo experimental (distancias en m.)

PARTICIPANTES DEL GRUPO DE TRABAJO

El trabajo del grupo de diques sumergidos ha estado compuesto por los siguientes miembros: Jose María Berenguer y Chelo Tamayo (Berenguer Ingenieros), Jose María Valdés y Jose Francisco Sánchez (CEDEX), Ignacio Pellicé (CRC), Gabriel Usedo y

Silvia Martínez (CYES), Dolores Ortiz y Pedro Fernández (DGSC-Madrid), Ana Castañeda (DGSC-Barcelona), César Vidal (IHA-Cantabria), César Enamorado (Ferrovial), Arrate Losada (Iberinsa), Joaquín Garrido y Victoria Simón (Iberport Consulting), Marta Martínez, Sara Iglesias y Jorge Flores.

REFERENCIAS

Buccino, M. and Calabrese, M., 2007. Conceptual Approach for Prediction of Wave Transmission at Low-Crested Breakwaters. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. Volume 133, Issue 3, pp. 213-224.

Burcharth, H.F., Krame, M, Lamberti, A., Zanuttigh, B., 2006. Structural stability of detached low crested breakwaters. Coastal Engineering 53, pp. 381-394.

Calabrese, M., Vicinanza, D. and Buccino, M., 2002. Large-scale experiments on the behaviour of low crested and submerged breakwaters in presence of broken waves. Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering, pp. 1900–1912

McConnell, K., 1998. Revetment Systems Against Wave Attack - A Design Manual, Thomas Telford Publishing, London, UK, 1998.

Meer, J.W. van der, 1991. Stability and transmission at low – crested structures. Delft Hydraulics Publication 453. Delf Hydraulics, The Nederlands

Meer,J.W. van der, Briganti, R., Zanuttigh, B., Wang, B., 2005. Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change. Coastal Engineering, Volume 52, Issues 10-11, November 2005, Pages 915-929.

Ranasinghe, R., Larson, M., and Savioli, J., 2010. Shoreline response to a single shore-parallel submerged breakwater. Coastal Engineering Vol. 57, pp. 1006–1017.

Vidal, C., Medina, R., Martín, F.L., 2000. A methodology to assess the armour unit stability of low-crested and submerged rubble-mound breakwaters. Coastal Structures 1999, Santander. pp. 721-725.

Vidal C., M.A. Losada and E.P.D. Mansard. (1995). Stability of Low-Crested Rubble-Mound Breakwater´s Heads. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE. Vol. 121, No. 2. March/April 1995, pp. 114-122.

Vidal C., I.J. Losada and F. Martín. (1999). Stability of near-bed rubble-mound structures. Proc. 26th Int. Conference on Coastal Engineering. Copenhaguen, Denmark. Ed. B. L. Edge. ASCE.1730 – 1743.

Vidal, C., Medina, R., Martín, F.L. (2000). A methodology to assess the armor stability of low-crested and submerged rubble-mound breakwaters. Coastal Structures'99. pp. 721 – 725.

Vidal C., P. Lomónaco, J.A. Revilla, F.L. Martín and R. Medina. (2002). Stability of rubble mound protections for submarine outfalls: prototype and laboratory experiments. Proc. 2nd Int. Conf. on Marine Waste Water Discharges. Istambul, Turkey.

Vidal C., P. Lomónaco and F. L. Martín (2003). Prototype analysis of stability of rubble mound protections for submarine outfalls. Proc. 28th Int. Conference on Coastal Engineering. Cardiff, U.K. Vol. 2. World Scientific Publishing Co. pp. 1936 – 1948.

Vidal C., F. López Mera and Í.J. Losada Rodríguez. (2007). Stability analysis of low crested and submerged rouble mound breakwaters: relationship between flow characteristics and measured damage and stability formulae for low crested and submerged breakwaters. Proc. Int. Conf. Coastal Structures 2007. World Scientific. pp. 939-950.

Wamsley, T., and Ahrens, J.P., 2003. Computation of wave transmission coefficient at detached breakwaters for shoreline response modelling. Proc. Coastal Structures 2003, Oregon. pp. 593 – 605.

ESTUDIO DE AGITACIÓN Y MANIOBRABILIDAD EN EL PUERTO DE FERROL. CALIBRACIÓN CON MEDICIONES DE BUQUES AMARRADOS

AUTORES: E. García García[1], Alejandro Rey Seoane[2], I. Canales Elorduy[3], L. Ferreiro Guerrero[3]

[1]*Autoridad Portuaria de Ferrol - San Cibrao, Muelle de Curuxerias s/n, 15401 Ferrol, Coruña, egarcia@apfsc.es*

[2]*Autoridad Portuaria de Ferrol – San Cibrao, Muelle de Curuxerias s/n, 15401 Ferrol, Coruña, arey@apfsc.es*

[3]*Técnicas Reunidas, C/ Rafael Calvo, nº 3-5, 2810 Madrid, icanales@trsa.es*

[4]*Técnicas Reunidas, C/ Rafael Calvo, nº 3-5, 2810 Madrid, lferreiro@trsa.es*

Los objetivos fundamentales del Estudio de Agitación y Maniobrabilidad en el Puerto de Ferrol fueron analizar la viabilidad de las maniobras de acceso y salida de buques portaconenedores en el Puerto Exterior y cruceros en el Puerto Interior y estudiar la situación de operación en el Puerto Exterior a partir de sus condiciones de agitación por onda larga y onda corta.

Con la finalidad de evaluar la agitación en la dársena del Puerto Exterior de Ferrol, se realizaron varias propagaciones de oleaje desde profundidades indefinidas hasta la entrada del Puerto mediante el modelo numérico SWAN, capaz de representar los procesos que sufre el oleaje en su aproximación a la costa, como son la refracción, difracción, asomeramiento, y rotura. Los datos de oleaje obtenidos en la bocana del puerto sirvieron como datos de entrada para el análisis de agitación en la dársena del Puerto Exterior, el cual fue llevado a cabo mediante el modelo WAPO, capaz de simular los principales procesos de transformación del oleaje en recintos portuarios: refracción, difracción, asomeramiento, rotura, reflexión, fricción por fondo, etc.

Los datos arrojados por ambos modelos numéricos fueron calibrados con datos de oleaje instrumentales provenientes del mareógrafo de Ferrol y de sensores de presión situados en el Puerto ex profeso.

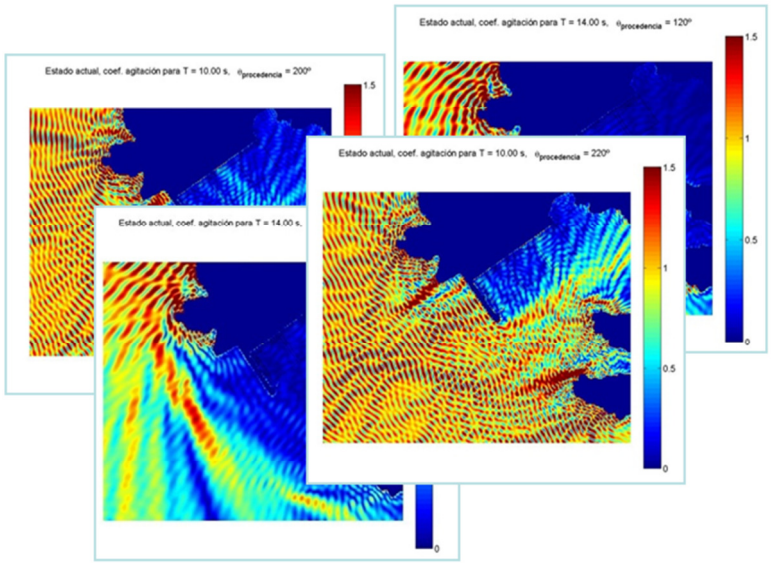


Figura 1 Ejemplos de varios casos de simulación numérica de la agitación en el Puerto Exterior de Ferrol

Por otra parte, como parte del Estudio se buscó abordar la operatividad desde el punto de vista del factor que realmente la determina, es decir, los movimientos del buque atracado, para ir más allá de los criterios generales presentes en la literatura, cuyo carácter es general y no particularizado a ningún puerto, basados en medir la operatividad en términos de probabilidad de excedencia de alturas de ola significante. Con el objetivo de tener

datos para relacionar condiciones ambientales (oleaje, corrientes) con movimientos del buque atracado, se realizó una campaña de medición de estos últimos, durante un período de tiempo en el que también se realizaron mediciones de oleaje. Los datos de corriente se obtuvieron mediante simulación numérica con el modelo MOHID.

La solución más evidente para la mejora de la operatividad es la construcción de estructuras de abrigo. No obstante, dado el alto costo de inversión, existen otras alternativas que pueden proporcionar una mejor relación costo-beneficio. Así, la Autoridad Portuaria de Ferrol – San Cibrao planteó la posibilidad de emplear en el Puerto Exterior un sistema capaz de mantener la tensión en las líneas de amarre (sistema Shoretension) para incrementar la operatividad de la futura terminal de contenedores.



Figura 2 Configuración de amarre con el sistema Shoretension durante la campaña de medición

Con el objetivo de evaluar cualitativa y cuantitativamente la efectividad del mencionado sistema de amarre para las condiciones específicas existentes en el Puerto de Ferrol, se realizaron varias campañas de medición de los movimientos de buques atracados en el Puerto. Para ello se instaló en el Puerto un arreglo de distanciómetros remotos, fijados temporalmente al muelle, que posibilitaron medir en continuo distancias mediante la reflexión de sus emisiones en el casco del buque.

Conocidas las ubicaciones de los equipos y los ángulos de los distanciómetros, se obtuvieron las series de tiempo de los seis movimientos del buque, es decir, los 3 desplazamientos del buque -avance/retroceso, deriva y arfada- y los 3 giros del buque -guiñada, cabeceo y balance-, mediante relaciones geométricas.

Durante la campaña de medición, los buques estuvieron permanentemente amarrados mediante una configuración de amarres convencional y, alternativamente, con la sujeción adicional del sistema Shoretension, de tal forma que se obtuvieron datos de movimiento del buque en ambas situaciones de amarre para unas mismas condiciones climáticas y unas mismas características del buque.

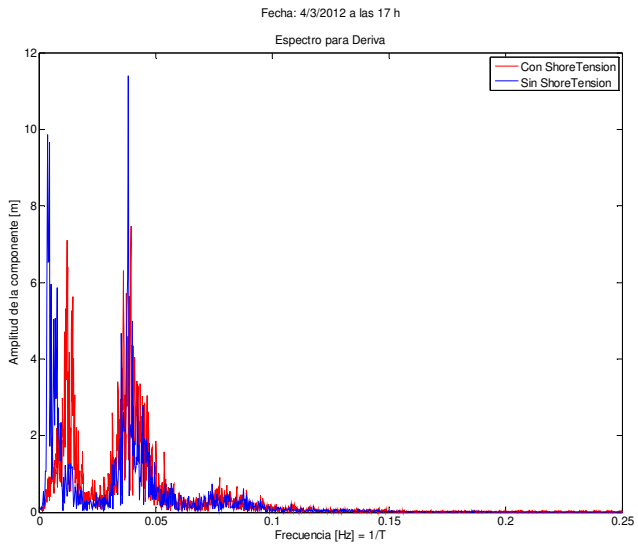


Figura 3 Ejemplo de espectros del movimiento de deriva del buque con y sin el sistema Shoretension

Tras el análisis de los datos medidos, se realizó una comparación de los resultados obtenidos al emplear el sistema de amarre Shoretension y al emplear sistemas de amarre convencionales, de tal manera que fue posible valorar cuantitativamente la eficacia del mencionado sistema para las condiciones climáticas específicas del Puerto Exterior de Ferrol.

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO ÚLTIMO DE DIQUES REBASABLES Y SUMERGIDOS DEL GRUPO DE DIQUES SUMERGIDOS DE LA COMISIÓN PARA LA GESTIÓN DE LA COSTA DEL PIANC

C. Vidal Pascual[(1)], J. F. Sánchez González[(2)], Mª D. Ortiz Sánchez[(3)], J. Garrido Checa[(4)]

[(1)] Instituto de Hidráulica Ambiental. Universidad de Cantabria, Isabel Torres 15, 39011 Santander, España. vidalc@unican.es
[(2)] Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, Ministerio de Fomento. Antonio López, 81, 28026 Madrid, España. Jose.F.Sanchez@cedex.es
[(3)] Subdirección General para la Protección de la Costa. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Plaza de San Juan de la Cruz s/n, 28071 Madrid, España. DOrtiz@magrama.es
[(4)] Joaquín Garrido Checa. Iberport Consulting. Parque Empresarial Táctica, Botiguers 3, 46980 Paterna, Valencia, España. jgarrido@iberport.com

INTRODUCCIÓN

El objetivo principal del Subgrupo de Diseño de la Comisión es la redacción de unas recomendaciones para el diseño último de los diques rebasables y sumergidos que se utilizan en el diseño de playas y protección de costas. En esta ponencia, se presenta la información experimental existente, la experimentación realizada y las formulaciones de estabilidad propuestas.

ANTECEDENTES

Diques rebasables y sumergidos son aquellos con francobordo positivo o negativo en los que el flujo debido a la rotura del oleaje en condiciones extremas determina la estabilidad de las piezas. Esta definición excluye aquellos diques muy sumergidos o protecciones de fondo en los que la rotura del oleaje no afecta al flujo oscilatorio sobre la estructura.

Durante las últimas décadas se han producido numerosas investigaciones en el ámbito de los diques en talud rebasables y sumergidos con mantos principalmente de escolleras. En ese sentido cabe destacar los trabajos de van der Meer (1988), Vidal et al. (1992) y Burcharth et al. (2006), destacando entre sus resultados las metodologías para el cálculo último propuestas por van der Meer (1994), Vidal et al. (2000) y Burcharth et al. (2006).

En la tabla 1, se presenta un resumen de las bases de datos experimentales existentes, a la que se ha añadido los datos correspondientes a los ensayos realizados en el CEPYC para la Comisión de Diques Sumergidos, descritos con detalle en Sánchez-González (2102).

Ensayo		Tipo Re-Ir	Nº Olas	D_{n50} (m)	H_S (m)	T_p (s)	h (m)	B (m)	h_c (m)	Cot α E I	F ó Rc (m)
Delft 1988	2D	31- 31	1000	0.0344	0.078-0.219	1.68-2.22	0.40	0.275	0.3-0.525	2.0- 2.0	-0.1-0.125
Delft 1988	2D	31- 31	3000	0.0344	0.078-0.219	1.68-2.22	0.40	0.275	0.3-0.525	2.0- 2.0	-0.1-0.125
NRC 1992	3D	00- 35	3000	0.025	0.050-0.150	1.40-1.80	0.38-0.65	0.150	0.40-0.60	1.5- 1.5	-0.05-0.06
Delft 1995	2D	00- 76	1000	0.035	0.059-0.188	1.50-2.40	0.60	---	0.67	2.0- 1.5	0.07
UCA 2001	2D	52- 16	3600	0.012	0.020-0.070	1.80-3.40	0.20-0.30	0.250	0.25	2.0- 2.0	-0.05-0.05
AAU 2002	3D	00- 69	900	0.033	0.020-0.070	1.27-2.37	0.25-0.40	0.250	0.30	2.0- 2.0	-0.10-0.05
CEPYC2012	3D	00- 12	2000	0.040	0.080-0.270	1.21-3.14	0.45-0.61	0.240	0.45	1.5- 1.5	-0.16-0.00

Tabla 1. Bases de datos de laboratorio de estabilidad de diques rebasables

ENSAYOS EN LABORATORIO

Al analizar la base de datos, la Comisión detectó escasez de información referente a la estabilidad de los morros, y a piezas distintas de las escolleras, por lo que decidió realizar ensayos de laboratorio que cubrieran en lo posible estos huecos. Los ensayos se realizaron en el canal de 36 m x 3.5 m x 1.3 m del CEPYC, y la disposición experimental permitió ensayar simultáneamente dos diques sumergidos, con mantos principales de escollera y cubos, respectivamente. Se realizaron un total de 12 ensayos, con tres peraltes de oleaje y cuatro francobordos diferentes.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y CURVAS DE DISEÑO

En la figura 1 se muestra a modo de ejemplo, la curva de diseño del nº de estabilidad, $N_{s50} = H_{50}/\Delta D_{n50}$, en función del francobordo, $F_d = F/D_{n50}$, para Inicio de Avería en la coronación del dique de escolleras. H_{50} es la media de las 50 mayores olas de cada ensayo. En la tabla 2 se muestra las formulaciones propuestas para todos los sectores del dique

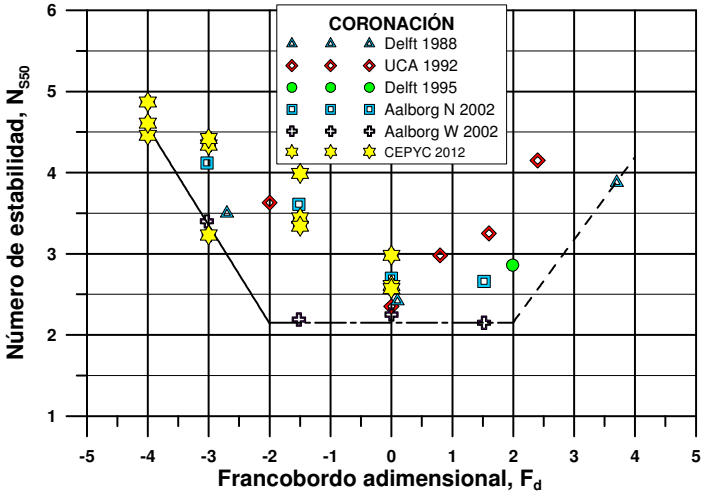


Figura 1. Curvas de diseño para inicio de avería en la coronación

SECTOR	FORMULACIÓN PROPUESTA. INICO DE AVERÍA. EXCOLLERAS
TALUD EXTERIOR	$N_{S50} = 2.60 - 0.33\,F_d;\ con\ N_{S50\min} = \begin{cases} 1.94\ si\ \cot\alpha = 1.5 \\ 2.085\ si\ \cot\alpha = 2.0 \end{cases}\ y\ F_d \geq -4.5$
CORONACIÓN	$N_{S50} = -1.21F_d - 0.28\ para - 4 \leq F_d \leq 2; N_{S50} = 2.15\ para - 2 < F_d < 2$ $N_{S50} = 1.02F_d + 0.115\ para\ 2 \leq F_d \leq 4$
TALUD INTERIOR	$N_{S50} = -0.48F_d + 2.86\ para - 4.5 \leq F_d \leq 2; N_{S50} = 1.9\ para\ F_d > 2$
MORRO INTERIOR	$N_{S50} = -0.58F_d + 1.99;\ para - 4 \leq F_d \leq 2; N_{S50\min} = \begin{cases} 1.69\ para\ \cot\alpha = 1.5 \\ 1.81\ para\ \cot\alpha = 2.0 \end{cases}$

Tabla 2. Formulaciones propuestas para el Inicio de Avería en escolleras

AGRADECIMIENTOS

Los ensayos de laboratorio han sido subvencionados por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, que asimismo ha facilitado las reuniones de la Comisión.

BIBLIOGRAFÍA

Burcharth, H.F., Kramer, M., Lamberti, A., Zanuttigh, B. 2006. *Structural stability of detached low crested breakwaters, Coastal Engineering, 53 (4), 381–394.*

Sánchez-González, J.F., Garrido Checa, J., Ortiz Sánchez, M.A. and Huescar, M.M. *Structural Stability of Cube and Rock-Armoured Submerged Breakwaters for Beach Protection. Proc. ICCE 2012. ASCE.*

van der Meer, J.W. 1988. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Delf Hydraulics Communication N. 396, Delft.*

van der Meer, J.W. and Daemen, I.F.R. 1994. *Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures. Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering, 120 (1), 1-19.*

Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., Mansard, E.P.D. , Gomez-Pina, G. 1992. *A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters, Proceedings of 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1679-1692.*

Vidal, C., Medina, R., Martín, F.L. 2000. *A methodology to assess the armour stability of low-crested and submerged rubble-mound breakwaters. Coastal Structures, 721 – 725.*

ANÁLISIS DE LAS FUERZAS INDUCIDAS POR EL OLEAJE EN DIQUES VERTICALES CON INCIDENCIA OBLICUA

J. López Lara, I. J. Losada Rodríguez, P. Higuera Caubilla, M.E. Maza Fernández, G. Barajas Ojeda, F. L. Martín Gallego

Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria IH Cantabria. Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres nº 15. Santander, 39011, España; (+34) 942-201810; E-mail: loezjav@unican.es

INTRODUCCIÓN

El uso de los modelos numéricos en el estudio de la funcionalidad y la estabilidad de estructuras se ha generalizado en los últimos años como una vía de estudio complementaria al uso de las formulaciones semi-empíricas o a la ejecución de ensayos de laboratorio en escala reducida. La mejora de los recursos computacionales y los avances en la investigación en este campo han permitido el desarrollo de herramientas numéricas cada vez más potentes que permiten dar respuesta en tiempos competitivos y con un alto grado de exactitud a aspectos relacionados con la interacción del oleaje con estructuras marítimas. Una de las principales ventajas del uso de estos modelos es que pueden evitar los efectos de escala, presentes en los modelos, además de proporcionar más información que estos últimos sobre la hidrodinámica y las fuerzas inducidas por el oleaje en estructuras. Dentro de los potenciales campos de aplicación, se encuentra la interacción del oleaje con estructuras verticales, cuando este incide de manera oblicua. Aunque existen en la literatura estudios que permiten evaluar la tasas de reducción del rebase (EurOtop) o de las fuerzas que el oleaje ejerce sobre las estructuras (Goda, 1972) cuando el oleaje no llega a la estructura de manera perpendicular, la incertidumbre presente en dichas formulaciones para la evaluación de los parámetros necesarios para evaluar la funcionalidad y la estabilidad de la estructura es muy grande.

OBJETIVO

En este trabajo se presenta el potencial de un modelo numérico tridimensional, IH-FOAM basado en las ecuaciones de Navier-Stokes para ser utilizado en la evaluación del rebase y de las fuerzas originadas por el oleaje en diques verticales. El objetivo es demostrar la capacidad del modelo para reproducir los procesos hidrodinámicos originados por el oleaje, cuando este incide de manera oblicua del oleaje. El estudio se realiza a escala de prototipo.

IH-FOAM

Para alcanzar los objetivos planteados en el apartado anterior se ha usado el modelo numérico IH-FOAM (ihcantabria.com/IHFOAM). IH-FOAM (Higuera et al., 2013) es un modelo desarrollado en el IH Cantabria orientado al estudio tridimensional de la interacción flujo-estructura. Está basado en OpenFOAM, un modelo multifísica muy avanzado y robusto que actualmente tiene gran implantación en la industria. IH-FOAM resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas por Reynolds en tres dimensiones para dos fases mediante volúmenes finitos. Dispone de un gran número de modelos de turbulencia, destacando el k-ε y k-ω SST. En caso de contar con medios porosos resuelve las llamadas ecuaciones VARANS (Volume-Averaged/Reynolds-Averaged Navier-Stokes), que promedian volumétricamente dichas zonas, como las zonas con materiales sueltos como escolleras o gaviones. El modelado de la superficie libre se lleva a cabo mediante la técnica VOF, lo que permite la caracterización de configuraciones de oleaje muy complejas de una forma simple. El modelo IH-FOAM ha sido ampliamente validado y sus resultados se han contrastado con medidas en laboratorio. Esto hace que se pueda usar el modelo IH-FOAM para la resolución de problemas reales, asegurando una fiabilidad en los resultados. El modelo desarrollado se encuentra en el estado del arte de la ingeniería de costas, permitiendo la simulación de flujo bifase, incluso en el interior medios porosos, como escolleras, y por lo tanto dotándolo de la capacidad de simular todo tipo de obras marítimas. Esto incluye no solo las estructuras estáticas, sino también el cálculo de estructuras flotantes. Sus capacidades cubren la

simulación tanto en escala de laboratorio como en escala de prototipo, en la que a día de hoy se ha llegado a calcular dominios del orden de 1 km2.

Entre sus características distintivas destaca la aplicación de condiciones de contorno de desarrollo propio en IH-Cantabria que permiten la generación de todo tipo de oleaje (regular, irregular, solitaria...), ligada a un sistema de absorción activa así como cualquier condición de flujo estacionario o transitorio. Este aspecto lo hace óptimo para la simulación de los procesos hidráulicos en flujos con lámina libre.

RESULTADOS

Durante la presentación se mostrarán resultados de las simulaciones numéricas de interacción del oleaje con diques verticales. Se han estudiado diferentes ángulos de incidencia del oleaje con diques verticales analizando la distribución del rebase a lo largo del dique por efecto de la oblicuidad del oleaje y determinando puntos de concentración de energía debido a la reflexión que aumentan las tasa de rebase. Así mismo se ha determinado el efecto de la tridimensionalidad en las fuerzas originadas por el oleaje, principalmente en el morro del dique. Las figuras 1 y 2 muestran unos ejemplos de los resultados obtenidos con el modelo.

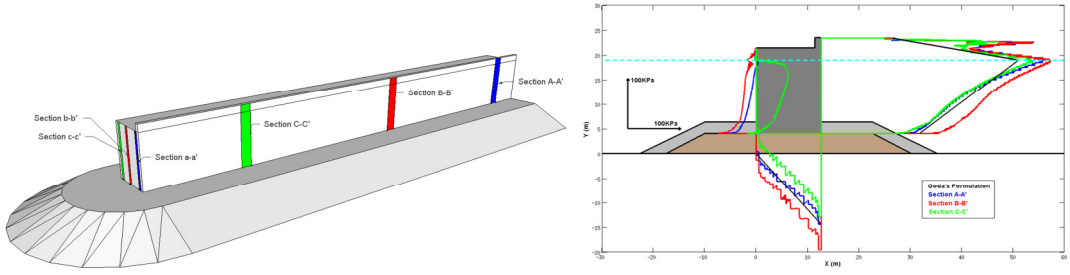


Figura 1. Detalle de las fuerzas originadas por el oleaje a lo largo del cuerpo del dique vertical

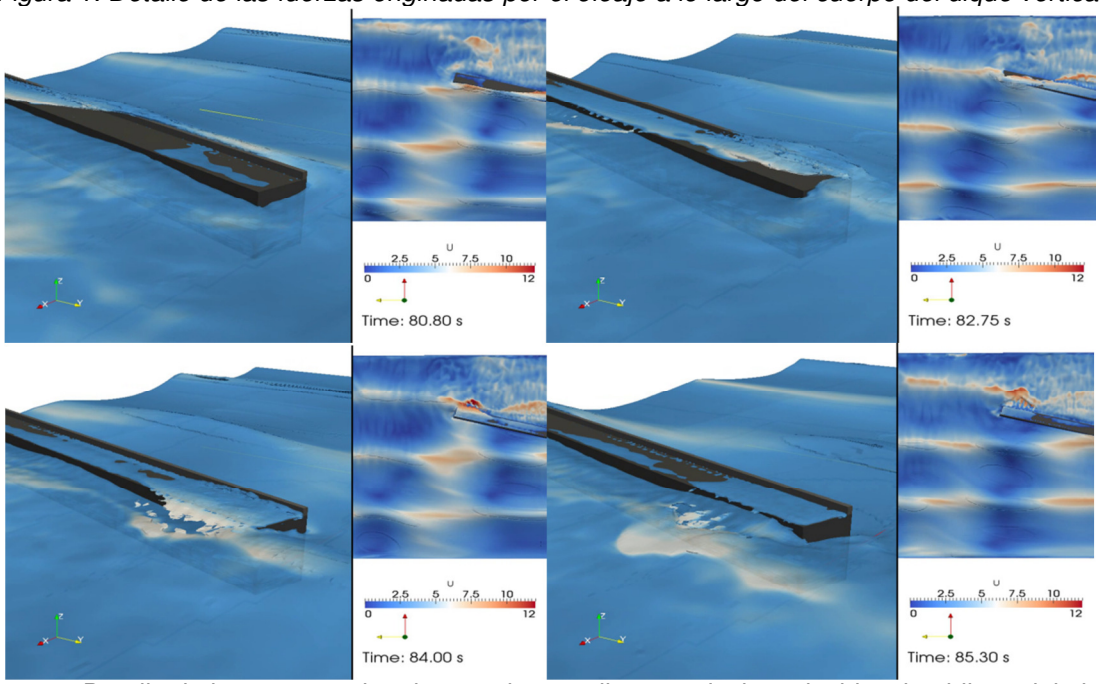


Figura 2. Detalle de los eventos de rebase sobre un dique vertical con incidencia oblicua del oleaje

REFERENCIAS

Higuera, P., Lara, J.L., Losada, I.J. (2013) Simulating Coastal Engineering Processes with OpenFOAM. Coastal Engineering, ELSEVIER, 71, pp. 119-134.

EurOtop Overtopping Manual, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures — Assessment Manual, eds. T. Pullen, N. W. H. Allsop, T. Bruce, A. Kortenhaus, H. Sch¨uttrumpf and J. W. van der Meer (2007), www.overtoppingmanual.com.

Goda, Y., (1972) Laboratory investigatation of wave pressures exerted upon vertical and composite walls, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.* **11**(2), 3–45 (1972) (in Japanese)

DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS EN LOS CABLES Y DEFENSAS PARA LA MANIOBRA DE BOTADURA DE LOS CAJONES TIPO QUADRILOBE DEL PROYECTO TANGER MED 2

P. Lomónaco Tonda, A. P. Mendoza Munizaga, Emmanuel Berger, Melanie Mazet
Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria, Universidad de Cantabria
PCTCAN, c/Isabel Torres 15, 39011 Santander, Cantabria,
pedro.lomonaco@unican.es/andres.mendoza@unican.es
Tanger Mediterranée BouYgues Saipem TMBYS, B.P. 1213 – 9000, Tanger – Maroc,
Emmanuel.Berger@saipem.com / M.Mazet@tmbys.com

El proyecto Tánger Med 2 se encuentra localizado al oeste del puerto actual de Tánger, en Marruecos. La configuración general del puerto consiste en un dique de abrigo principal de 2600 m y un contradique de 900 m de longitud. La tipología de los diques del nuevo puerto de Tánger Med 2 es de escollera para aguas poco profundas, y un dique vertical para las secciones con mayor calado. El dique vertical se compone de 106 cajones tipo Quadrilobe.

En el interior del puerto se ha dispuesto una instalación para el prefabricado y botadura de los cajones, localizada en el extremo suroeste de la dársena. Los cajones tipo Quadrilobe se fabrican en dos partes: primero, se construye el cajón en una línea de prefabricado en tierra y, posteriormente, el cajón se deposita en el agua en una dársena de 32 m de longitud por 34 m de anchura, expuesta a la dársena interior del puerto (Figura 1). El desplazamiento del cajón se realiza por medio de un puente grúa, que levanta el cajón 0.3 m sobre la línea de prefabricado para luego ser colocado sobre la posición requerida en la dársena de botadura.

El fondo de la dársena de botadura está a la cota -6 m ZH (ZH es el cero del puerto local), mientras que la dársena portuaria puede considerarse a una profundidad constante de 8 m. El fondo de la dársena de botadura se encuentra protegido con 0.5 m de balasto de 40/60 mm. El manejo de los cajones se realiza con un puente grúa que desliza sobre una estructura de hormigón armado. El izado se realiza con dos polipastos de gran capacidad instalados en cada una de las 4 cerchas, y cada polipasto se compone de 33 líneas de cable trenzado.

Mientras que el cajón se baja al agua o se lastra, o cuando se coloca en el fondo de la dársena, se encuentra sujeto a la acción del oleaje difractado que penetra por la bocana del puerto. Durante esta maniobra, su movimiento está parcialmente restringido por líneas de atraque. Además, se han colocado defensas a lo largo de los tres costados de la dársena, con el fin de evitar que el cajón o el muelle se dañen.

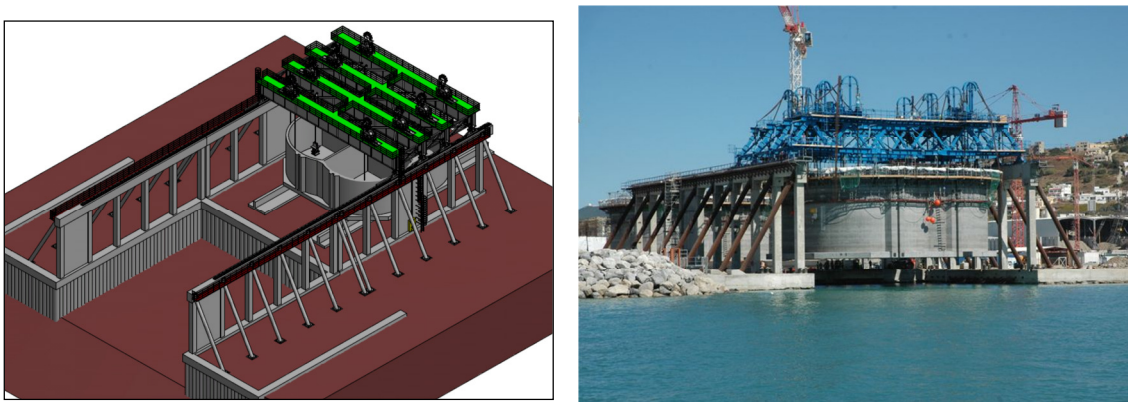


Figura 1. Izquierda: Infografía 3D del sistema para la botadura de los cajones. Derecha: Fotografía del sistema en operación.

En este artículo se describen los ensayos en modelo físico realizados para determinar los esfuerzos verticales y horizontales producidos por el cajón conforme éste se introduce

en la dársena al encontrarse bajo la acción del oleaje. Los objetivos de los ensayos en modelo físico son:

1. Medir los esfuerzos verticales producidos por el cajón en los cables del puente grúa. Los resultados de estas medidas permitirán al operador del puente grúa verificar la resistencia de la superestructura y determinar la resistencia requerida de los cables de la grúa.
2. Medir los esfuerzos verticales producidos por el cajón, con el fin de dimensionar el sistema de defensas perimetrales instaladas en la dársena.

El estudio incluye, asimismo, la evaluación del daño producido en la cama de balasto del fondo de la dársena, así como la observación de cualquier otro fenómeno como la estabilidad de la escollera que protege la dársena, rebase del muelle o movimientos excesivos del cajón (debidos al sloshing o slamming del oleaje debajo del cajón).

Los ensayos fueron ejecutados en el Tanque de Oleaje Direccional del IH Cantabria, localizado en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica, Costas y Offshore del Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, en Santander, España. Para ello, se instaló un modelo a escala reducida 1:20 del cajón, la dársena de botadura y el puente grúa (Figura 2). El modelo se instrumentó con 6 sensores de superficie libre, 8 células de carga axiales para los cables de sustentación, 6 células de carga axiales sumergibles para las defensas y 2 cámaras digitales de vídeo y fotografía.

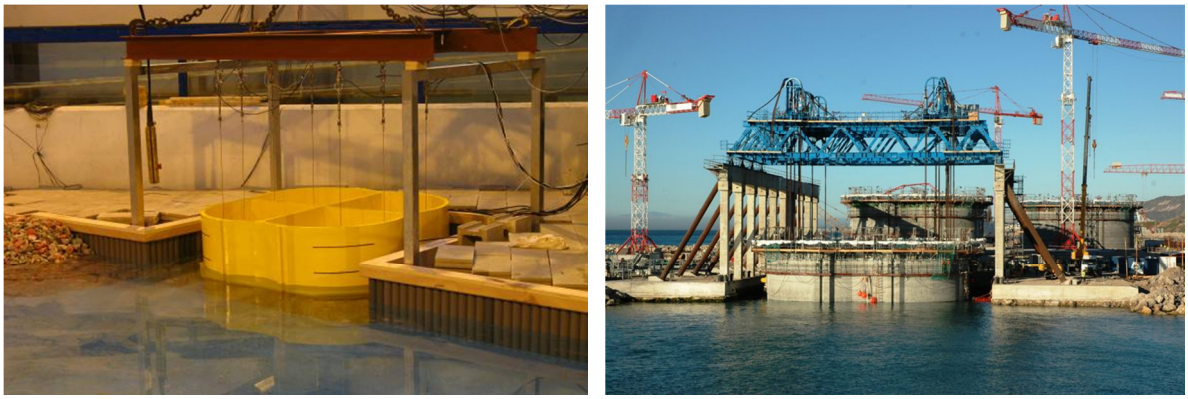


Figura 2. Izquierda: Vista general del modelo del sistema de botadura del cajón en el tanque de ensayos. Derecha: Vista general del prototipo del sistema de botadura en el puerto.

Se realizaron ensayos para 5 condiciones de izado y lastre diferentes, con oleaje irregular unidireccional con estados de mar cuya altura de ola significante varió de 0.5 m a 1.2 m, y periodos de pico de 7 s a 15 s. Las 5 condiciones de izado se corresponden con los casos más desfavorables del procedimiento de izado o botadura del cajón, esto es, cuando el cajón se encuentra semi-sumergido, y en combinación con lastre líquido. En total, se realizaron 66 ensayos con los que se obtuvo una base de datos fiable para el diseño y gestión del procedimiento de botadura, donde se determinó la altura de ola significante y periodo de pico límites correspondientes a una botadura segura. Se obtuvieron los esfuerzos máximos en los cables, así como las fuerzas máximas en las defensas, mientras que se registró el movimiento del cajón, así como fuerzas de impacto del cajón sobre el muelle, que fueron restringidas empleando líneas de atraque.

Como resultado de los ensayos y de las limitaciones de servicio de los cables de sustentación, los esfuerzos máximos y desplazamientos indican que el procedimiento de botadura debe evitarse para cualquier estado de mar cuya altura de ola exceda 0.5 m si el periodo de pico es superior a 15 s, mientras que la operación debe evitarse si el oleaje excede 0.75 m para periodos superiores a 12 s.

SITEMAS DE DE REFERENCIA GEODÉSICOS Y MARINOS PARA LA REALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTOS HIDROGRÁFICOS.

S. Bastida Abril

Presidente de la Asociación Hidrográfica Nacional
sbastida8@gmail.com

Resumen

La realización de levantamientos hidrográficos supone la recogida de datos (coordenadas) en un área, lo que requiere la elección de un sistema de referencia.

Una vez está concretado el ámbito donde los trabajos deben ser desarrollados, es preciso previamente a su ejecución elegir los sistemas de referencia a utilizar, tanto geodésicos como del nivel del mar.

1. Introducción.

Un sistema de referencia es una definición teórica de la posición que ocupan unos ejes en el espacio, respecto a los cuales se refiere la posición de otros.

El sistema de referencia geodésico adoptado actualmente por España es el ETRS89 (todos los trabajos realizados deben atenderse obligatoriamente a este sistema a partir del 1 de enero de 2015) lo que implica una convivencia de los sistemas ED50 y ETRS89 hasta el 1 de enero de 2015 por lo que cualquier producción cartográfica o sistema de posicionamiento se ve obligado a manejar elementos geográficos referidos a ambos sistemas y dar el resultado final en uno de ellos.

Para la realización de trabajos hidrográficos no nos basta con la elección de un sistema geodésico, como ocurre para trabajos cartográficos, topográficos y de posicionamiento, sino que también tenemos que elegir un origen de altitudes o referencia del nivel mar (nivel medio del mar, cero hidrográfico o cero del puerto) ya que tenemos que tener en cuenta las mareas.

2. Sistemas de referencia Geodésicos utilizados en España.

Hasta la llegada de la navegación por satélite, las cartas náuticas se referían generalmente a los datums locales y nacionales. En el caso de España todas las cartas náuticas se referían al sistema de referencia ED50. Ahora el ampliamente usado sistema de posicionamiento global por satélite utiliza él WGS84 pero el sistema de referencia adoptado actualmente por España es el ETRS89, por lo tanto todos los trabajos realizados deben atenderse obligatoriamente a este sistema.

El ETRS89 (siglas en inglés de European Terrestrial Reference System 1989, en español Sistema de Referencia Terrestre Europeo 1989), es un sistema de referencia geodésico ligado a la parte estable de la placa continental europea. Este datum

geodésico espacial es consistente con los modernos sistemas de navegación por satélite GPS, GLONASS y el europeo GALILEO.

Cabe decir que el WGS84 y ETRS89 son equivalentes para la gran mayoría de aplicaciones topográficas y cartográficas.

3. Sistemas de referencia marinos utilizados en España.

En topografía se determinan las alturas a partir del geoide, que puede definirse como la superficie equipotencial gravitacional de la Tierra que mejor se ajusta al nivel medio del mar. En hidrografía debemos de tener en cuenta las mareas por lo que necesitamos una referencia marina de la zona de trabajo.

3.1. Nivel medio del mar (NMMA).

El Instituto Geográfico Nacional (IGN) establece el origen de altitudes en tierra. En la Península Ibérica se utiliza el Nivel Medio del Mar en Alicante (NMMA).

3.2. Cero Hidrográfico (CH).

El Cero hidrográfico (CH) o Datum de la carta náutica es el plano horizontal de referencia sobre el cual se miden, de forma vertical, las profundidades representadas y las alturas de todo accidente geográfico que vele en bajamar.

Las series temporales de los mareógrafos permanentes de la REDMAR son usadas para el cálculo, monitorización y actualización de esta referencia.

3.3. Cero del puerto.

Cada puerto, por su parte, define un nivel de referencia o cero conveniente para la realización de obras, dragados, etc; que se conoce con el nombre de cero del puerto y que normalmente coincide con la mínima bajamar.

4. Conclusiones.

La utilización del sistema geodésico ETRS89 en detrimento del ED50 facilitará los trabajos topográficos e hidrográficos debido a su equivalencia con el WGS84, ya que no se tendrán que estar realizando las continuas transformaciones que hasta ahora hay que realizar de WGS84 a ED50, por otro lado el que cada puerto tenga documentado las diferencias entre los distintos “Ceros” evitará errores en la cartografía portuaria y marina próxima a puerto y facilitara los trabajos hidrográficos.

REFERENCIAS.

“Niveles de referencia de nivel del mar”. (Julio 2009). Puertos del Estado. Ministerio de Fomento. España.

El Instituto Hidrográfico de la Marina, Francisco J. Pérez Carrillo de Albornoz Arbor, Arbor, Vol 173, No 682 (2002) doi:10.3989/arbor.2002.i682.1129

Instituto Geográfico Nacional

APLICACIÓN DE LOS ENSAYOS EN MODELO FÍSICO A ESCALA REDUCIDA AL DISEÑO DE FASES CONSTRUCTIVAS DE GRANDES DIQUES. LOS CASOS DE LAS AMPLIACIONES DE LOS PUERTOS DE A CORUÑA, BARCELONA Y TARRAGONA.

R.Mª. Gutiérrez Serret, J. Lozano Pedroche, J.Mª. Valdés Fernández-Alarcón y Mª.A. Rodríguez Gil

[1]Centro de Estudios de Puertos y Costas. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). C./ Antonio López 81, 28026 Madrid.; Ramon.M.Gutierrez@cedex.es*;* Jose.Lozano@cedex.es*; Jose.M.Valdes@cedex.es; Angeles.Rodriguez@cedex.es.*

INTRODUCCIÓN

Los ensayos en modelo físico a escala reducida, son empleados, de forma profusa, para la comprobación y la optimización de los diseños finales de los diques de abrigo portuario. Sin embargo, su aplicación al análisis de las fases constructivas de estas estructuras es menos habitual. No obstante, su utilización facilita el diseño de dichas etapas, así como la seguridad de la obra en general y especialmente la del personal involucrado en la misma.

Ante esta situación, la ponencia presenta una panorámica de algunas de las opciones que la experimentación física ofrece en el campo de la construcción de diques y expone tres ensayos realizados en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX: dique del puerto exterior de A Coruña, dique Sur (Sección 2) de la ampliación del puerto de Barcelona y contradique de la ampliación del de Tarragona, que son ejemplos ilustrativos de ensayos de fases constructivas de las tipologías de diques más frecuentes: verticales y en talud.

APLICACIÓN DE LA EXPERIMENTACIÓN FÍSICA A LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES

Algunos de los aspectos que se pueden estudiar en los ensayos de fases constructivas de diques son: procesos y métodos constructivos, protecciones temporales para el avance de la construcción (tronco y morro) y condiciones límite de clima marítimo para la seguridad de las personas y los equipos involucrados en la obra, de forma que la actividad se pueda interrumpir con suficiente plazo, evacuando la zona y protegiendo o retirando los equipos.

Estos ensayos pueden realizarse, en función de los aspectos a estudiar y de las condiciones de incidencia del oleaje sobre el dique, mediante modelos bidimensionales (2D) o tridimensionales (3D), utilizándose escalas que, según los casos, oscilan entre 1:10 y 1:50.

PUERTO EXTERIOR DE A CORUÑA

El dique del puerto exterior de A Coruña es una estructura en talud de 3.354 m de longitud, cimentada a una profundidad máxima de 40 m y coronada a la cota 25 m, cuyo tronco está formado por bloques de 150 t en su lado mar y 50 t en su trasdós.

El objeto de los ensayos 2D, de esta ponencia, fue: A) determinar protecciones temporales en la plataforma de construcción y B) conocer el oleaje correspondiente al primer rebase en dicha plataforma, a efectos de la seguridad de los trabajadores y de los equipos.

Se realizaron, a escala 1:28.5, en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala. Las disposiciones ensayadas y los oleajes fueron:

A) Protecciones temporales en la plataforma de construcción

   Se adoptaron 5 configuraciones, con una o las dos capas de bloques de 150 t y varias protecciones de la plataforma con bloques de 50 y 150 t. Se generó un oleaje con Tp = 20 s, Hs creciente, m a m, desde 7 m hasta fallo de la protección y 4 niveles de marea.

B) Condiciones de oleaje del primer rebase en la plataforma de trabajo

   Se ensayaron 7 etapas, iniciando con el núcleo protegido por el filtro de 1 t y terminando con la sección completa sin la 2ª capa de bloques de 150 t. Los oleajes fueron: Tp = 8-10-12-16-21 s y Hs crecientes, en escalones de 0,2 m, desde 1 m hasta el 1er rebase.

Los resultados determinaron que la protección que mejor se comportó fue la 2 (figura 1), fallando para Hs = 11 m (otras disposiciones fallaron para Hs = 9 -10 m), y el primer rebase se produjo en la fase 1 (núcleo protegido por el filtro de bloques de 15 t con la plataforma de trabajo a la cota +10 m) para Hs = 1,35 m; Tp = 21 s y 5 m de marea (figura 1).

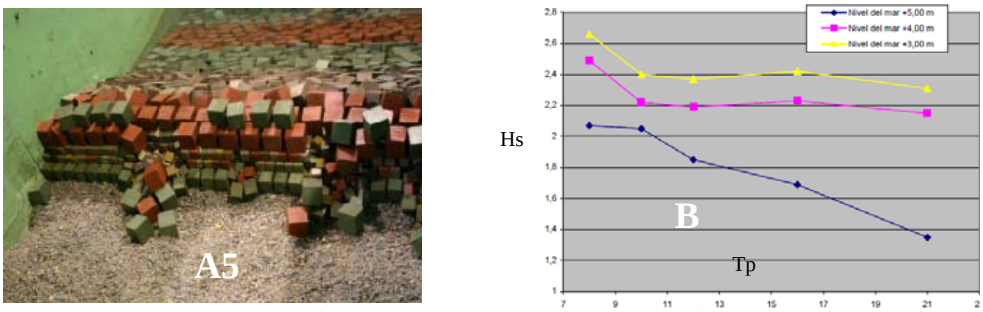


Figura 1. A Coruña. Resultados. A) Protecciones temporales y B) primer rebase

AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE BARCELONA. DIQUE SUR, SECCION 2.

El dique Sur (sección 2) es una estructura vertical de 1.700 m de longitud y 31 m de altura máxima, cimentada sobre un terreno de escasa capacidad portante, lo que determinó la necesidad de su construcción por etapas para alcanzar el grado de consolidación necesario. Para estudiar estas etapas se ensayaron disposiciones del cajón con y sin losa de cubrición y celdas sin rellenar y con varios tipos de relleno (figura 2), a fin de determinar los esfuerzos en el cimiento. Además se evaluaron las fuerzas en el interior de las celdas.

Los ensayos se realizaron a escala 1:10 en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala, generando oleajes de Tp = 11 y 13 s y Hs = 3 a 6 m. La contribución de las fuerzas del oleaje sobre las celdas abiertas (sin losa) respecto a la total fue del 24 % para Hs = 4,5 m y del 38 % para Hs = 5 m (figura 2). Las presiones sobre el cimiento fueron similares con y sin losa en la situación de celdas sin relleno y mayores con las celdas rellenas sin losa.



Figura 2. Barcelona. Dique Sur (sección 2). Fases constructivas y fuerzas sin y con losa

AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE TARRAGONA. CONTRADIQUE.

Para el diseño del morro de invernada del contradique se realizaron ensayos 3D en el Tanque de Oleaje Multidireccional. El contradique es una estructura en talud, que en su primera fase se extiende entre las cotas -10 y -22 con una longitud de perpendicular a la costa de unos 700 m y un martillo de 100 m, estando constituida por bloques de 12 t en el lado exterior y escollera de 6 t en el interior.

La escala adoptada fue 1:30 y se generaron oleajes, con incidencia normal al morro, de Tp = 12 s y Hs = 3 a 4,5 m. Se ensayaron dos alternativas con bloques de 18 t -MI: tramo de coronación sin bloques y MII: ídem con bloques- (figura 3), siendo esta la que mejor se comportó; alcanzándose para Hs = 4,5 m la situación de "*inicio de destrucción*" en el contacto morro-tronco, lo que para una protección temporal se consideró admisible.

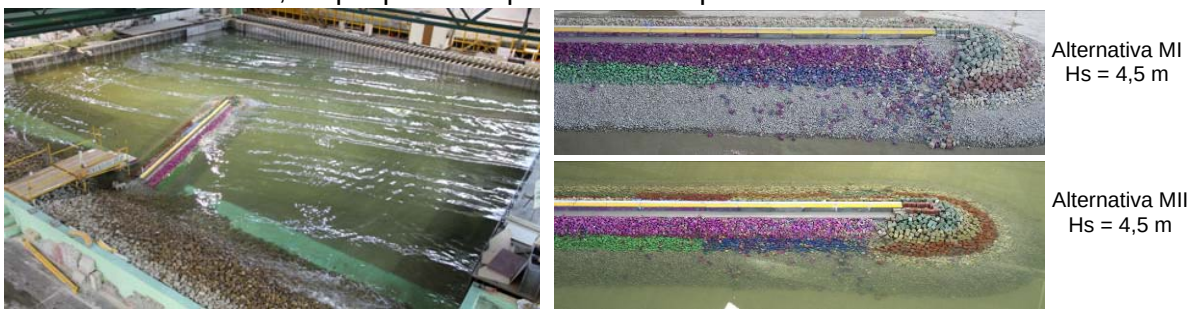


Figura 3. Ampliación puerto de Tarragona. Contradique. Morro de invernada.

Prefabricación de módulos de dique exento en Cartagena

A. Hué Ibargüen, M. Vidal Martín, J. Remón Higuera

DRACE Infraestructuras, Avda. Camino de Santiago nº 50, 28050 Madrid, ahuei@drace.com

INTRODUCCIÓN

El aumento de capacidad de los puertos impuesto por las nuevas exigencias en cuanto a eficiencia y coste del transporte marítimo, combinado con el agotamiento de las zonas idóneas para la formación de dársenas de protección ha generado un aumento de la complejidad y dimensiones de las obras marítimas. La tendencia hacia un mayor control en los materiales, los procesos y el producto; las normas de protección ambiental y la propia exigencia de la sociedad han orientado los esfuerzos del sector hacia diseños técnicamente más desarrollados y ajustados, más eficientes en el uso de recursos y menos agresivos para el medio ambiente y social en sus etapas de construcción y servicio.



Figura 1. Arzew GNL 3Z cerca de completarse. Antorcha en primer plano; pantalán, plataforma de carga y dique exento de protección

La ejecución de un dique exento en un mercado con limitado acceso a recursos y un complejo emplazamiento con exposición a la acción del mar e importante tráfico portuario generan un reto cuya resolución exige una solución completa desde el punto de vista de diseño y ejecución.

En este contexto se desarrolló la solución presentada, en la construcción de una terminal para gas natural en Arzew, Argelia. La planta de licuefacción de gas, promovida por Sonatrach, ente argelino del gas y el petróleo, supone uno de los pilares de la expansión en la capacidad de exportación de gas por parte del país norteafricano, con el fin de dar salida al aumento de producción de gas en la zona interior del país. Con el fin de optimizar la capacidad de generación de beneficio de la exportación de su principal producto, Argelia precisa acceder al mercado global de gas, lo cual requiere tener capacidad de acceso a la

demanda, en contraposición al acceso restringido que suponen los gaseoductos. La licuefacción de gas permite dicha movilidad del producto.

La terminal marítima, aneja a la planta de licuefacción, permite el embarque del producto en los grandes metaneros actuales.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Las condiciones de profundidad, protección y los criterios de operación de la cercana instalación portuaria de "El Djedid" determinaron la configuración de la instalación. La terminal se articula en torno al elemento central de la misma: la plataforma de carga, de unos 100 metros de longitud, donde se instalan los equipos de trasiego de gas.

A la plataforma se accede por un pantalán de 894 metros que conecta con la planta, de forma que el calado natural en la zona de atraque sea el necesario para su operación, sin necesidad de realizar dragados adicionales. A ambos lados de la plataforma se sitúan los duques de Alba, que permiten el atraque y el amarre del buque en el puesto de carga.

La dársena de maniobra, frente a la plataforma, viene condicionada por la operativa existente en la cercana instalación portuaria de "El Djedid".

Por último, toda la instalación queda protegida por la estructura objeto de análisis: el dique exento. El dique, sensiblemente paralelo a la costa, proporciona el resguardo necesario para el desarrollo de las operaciones de carga de los buques metaneros.

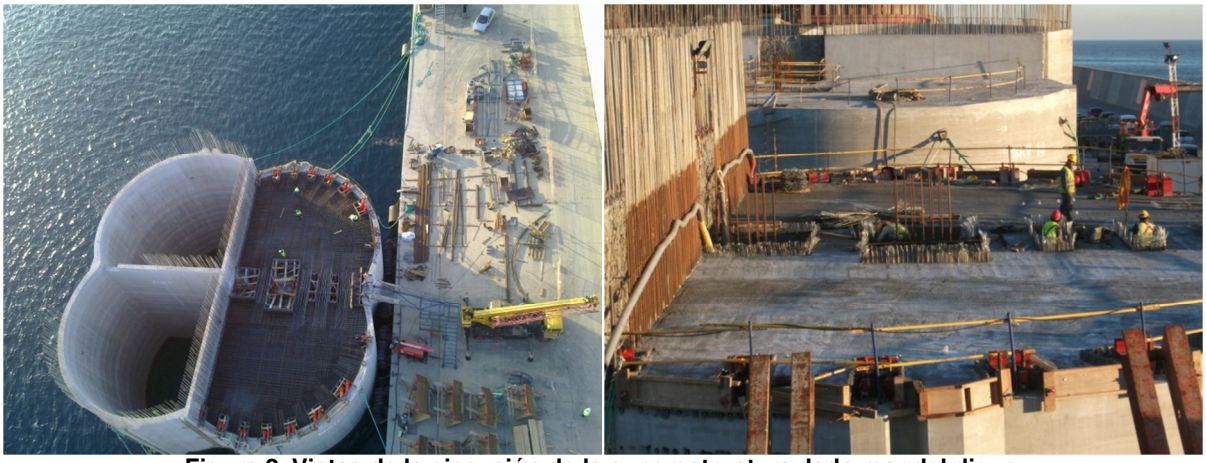


Figura 2. Vistas de la ejecución de la superestructura, lado mar del dique

EL DIQUE EXENTO

El dique lo forman 27 cajones tetralobulares. En su diseño se plantea una depresión del lado mar respecto al lado tierra, de forma que dicho desnivel sirva de arranque al espaldón, situado en el centro del cajón. Las cuatro primeras unidades (cajones altos) con una cota de coronación en lado mar y lado tierra situada respectivamente a +4,55 y +7,55mLAT (Lowest Astronomical Tide) no presentaban problemas de ejecución en segunda fase.

Sin embargo, en las 23 unidades siguientes la cota de la losa del lado mar es la +1,55mLAT, situándose la losa del lado tierra 3 metros por encima de ésta. Quedaba, por tanto, en la zona de acción del oleaje, dificultando de forma notable la ejecución de los trabajos en segunda fase.

Las losas, de 70 cm de espesor, presentan una pendiente para desagüe de 25 milésimas. Para responder a las solicitaciones que aparecen en el muro central se preveía el recrecido del mismo, en su tramo entre las losas, hasta los 70 cm de espesor.

Por último, el muro central se prolonga hasta la cota de coronación del espaldón, que termina en un botaolas, a la cota +9.55 mLAT. En la zona de cajones más bajos es precisa la disposición de contrafuertes para soportar las solicitaciones del muro.

Debido a la cota de la losa inferior en los cajones más bajos se plantea la solución constructiva de prefabricación de la misma en Cartagena, de forma que se reduzca la exposición de los trabajos posteriores.

CONDICIONANTES DE DISEÑO

Condicionantes de diseño

La concepción del proyecto, el diseño de los cajones y las estrictas especificaciones de ejecución; las persistentes condiciones de mar que, si bien no impedían el trabajo a cotas superiores, sí lo hacían durante gran parte del año para cotas inferiores a los dos metros. Este hecho generaría una gran incertidumbre en los plazos de ejecución, lo que supondría gran riesgo de sobrecostes debido a la gran cantidad de personal y medios marítimos involucrados.

La solución presentada trataba de responder satisfactoriamente a los aspectos enumerados a continuación.

Trabajos *in situ* – El principal objetivo de la solución es facilitar los trabajos en superestructura minimizando los trabajos en cotas inferiores a los 4,55 mLAT. Para ello se plantea la prefabricación de las zonas expuestas de la estructura, para una posterior conexión y regularización de la coronación *in situ*.

Fondeo del cajón – La solución adoptada debía ser compatible con el método de fondeo elegido, ya contrastado en los primeros cajones del proyecto. Para ello se adapta los elementos de guiado de cables y se preparan puntos de anclaje para los cabrestantes de tiro, incluyéndolos en el cálculo estructural.



Figura 3. Vista aérea de instalaciones de prefabricación de cajones y del cajón a la salida del dique

Materiales - Condicionante durante todo el proyecto, el cumplimiento de la envolvente de normativas de referencia para el diseño y los criterios de calidad y control de ejecución de la industria del petróleo y el gas, sísmica argelina y de durabilidad.

La prefabricación en Cartagena aprovechaba el ingente estudio de materiales y de condiciones de curado realizado para los cajones. Ello genera una fiabilidad en la calidad muy superior a la que podría obtenerse en la ejecución *in situ* originalmente prevista.



Figura 4. Instalación del encofrado de fondo de la losa

Lastrado del cajón con arena - Otro factor importante de diseño fue la previsión del sistema de llenado de celdas (y desaguado durante el llenado). Al estar tapada la losa en el lado mar no sería posible realizar el relleno hidráulico de las celdas mediante impulsión de material por "rainbow". Sin embargo, se debía asegurar el relleno completo del cajón hasta las cotas de diseño, de la misma manera que en el resto de cajones del proyecto, para garantizar la estabilidad.

Detalles constructivos - La disposición del armado, esperas y conexiones de armadura entre cada una de las fases: fabricación en cajonero, superestructura en Cartagena y superestructura *in situ,* fue objeto de análisis y modificaciones. La solución preveía el sistema de retirada de la cimbra interior de las celdas, asís como los detalles necesarios para los puntos de anclaje de las estructuras auxiliares, incluyendo encofrados perimetrales, trepados, etcétera, que debían permitir el correcto apoyo del encofrado para la construcción de la losa del lado mar a flote y los trabajos *in situ*.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso completo estaba dividido en cuatro grandes fases. La primera fase se ejecutaba el cajón en el dique flotante Tarifa Primero. Una vez botado el cajón, se amarraba en la zona de trabajos de superestructura situada en el dique de Escombreras.



Figura 5. Fase 2 - Armado de la losa del lado mar y encofrado del primer elemento del espaldón.

La segunda fase comenzaba con el cajón a flote y adrizado, se instalaba mediante grúa el encofrado de la losa de cobertura del lado mar. Situado el encofrado, se ejecuta el armado y posterior hormigonado de la losa de lado mar incluyendo su pendiente de 25 milésimas. Sobre la losa hormigonada, se ejecutaba el primer elemento vertical del espaldón recreciendo 30cm el muro central del cajón disponiendo el armado de la siguiente fase.



Figura 6. Fase 2 - Remolque y fondeo de cajón del dique

Finalizada la prefabricación del módulo en Cartagena empezaba la tercera fase. En ella éste era remolcado hasta su lugar de destino por un remolcador de 77 tn de tiro. El trayecto,

de 110 millas náuticas (unos 205 kilómetros), se completaría en aproximadamente 48 horas. Después de las maniobras de fondeo del cajón en su posición definitiva, se procedía al relleno hidráulico de las celdas mediante draga de succión.

En dicho momento comenzaba la cuarta fase, con la ejecución, *in situ*, de la losa del lado tierra y del espaldón con sus contrafuertes. Así mismo se cerraron los huecos habilitados para el fondeo y relleno del cajón en el lado mar.

FASE 1 – FABRICACIÓN DE CAJÓN

Peculiaridades en la fabricación del cajón

La prefabricación de los módulos comienza con la ejecución del cajón en el dique flotante Tarifa Primero. La fabricación de cajones en dique cajonero es muy habitual en España, por lo que la tecnología es conocida y presenta un grado de desarrollo muy alto. Esto permite aprovechar su versatilidad para lograr una solución con la mayor adaptación a las necesidades del proyecto. En este caso se introdujeron ciertas mejoras y peculiaridades, que supusieron nuevos desarrollos técnicos, adaptando el método de ejecución habitual al caso específico.

Estas características especiales consistieron especialmente en las detalladas a continuación:

- *Diseño del hormigón.* La prefabricación de los cajones se basó en un diseño especial del hormigón, analizando cuidadosamente su comportamiento en el deslizado, con dos fases de ensayos a escala y en cuanto a la penetración de cloruros, ensayándose en la Universidad Politécnica de Madrid.
- *Diseño del cajón.* El diseño, poco habitual, supuso un cambio en la concepción tradicional española, ya que se pasó de cajones con numerosas celdas de tamaño reducido a sólo 4 celdas de 13m de luz. Esto mejora de forma notable el comportamiento estructural y en flotación.
- *Instalaciones de fabricación*. Se eligió la dársena de Escombreras, del Puerto de Cartagena, como lugar idóneo para la fabricación de los cajones por sus condiciones de calado, acceso a recursos y la existencia de un infraestructura local con experiencia en cajones. Así mismo se disponía del espacio necesario de fabricación, así como de acopio, ello permitió posteriormente la ejecución de la superestructura. El apoyo por parte del Puerto de Cartagena posibilitó la ejecución de estos trabajos, en beneficio de otras alternativas.



Figura 7. Ensayos previos y fabricación de cajones

Detalles de armado del cajón

Uno de los puntos más relevantes de la propuesta para la ejecución de la superestructura en el puerto de prefabricación de cajones es el diseño de la conexión estructural entre elementos. En el escenario original las losas se realizaban tras el llenado de celdas, por lo que carecían de cimbras y la conexión se hacía de forma sencilla. La propuesta de prefabricación introduce un elemento de cobertura de las celdas que requiere continuidad

estructural y por tanto fueron objeto de análisis los sistemas de esperas y conexiones de la armadura entre cada una de las fases de ejecución del cajón.

Cada fase debía estar conectada para cumplir con las hipótesis de cálculo optimizadas. Se puso especial atención a los detalles de conexión, modificando el armado cuando fuese necesario.

Las fases de ejecución que se tuvieron en cuenta son:

- prefabricación de cajón en el dique flotante, en Cartagena;
- prefabricación de superestructura, en Cartagena; y
- finalización del cajón *in situ*, en Arzew.

En las zonas de apoyo de la losa a prefabricar en Cartagena se probaron diversas opciones de conexión: esperas dobladas, conectores embebidos durante el deslizado, etc... Tras realizar algunos cajones de prueba con cada técnica se decidió continuar con la opción de conectores, por su mayor facilidad global de ejecución, a pesar de su mayor complejidad de colocación en el dique y su coste.



Figura 8. Conectores antes y tras la ejecución del deslizado de la coronación del cajón.

Amarre del cajón en el muelle de trabajo de superestructura

La ejecución de los trabajos de prefabricación de superestructura se realizó a flote, estando los cajones amarrados en el dique suroeste de la dársena de Escombreras. Las instalaciones para su construcción: grúa torre, pasarelas de acceso, zona de acopio de ferralla, módulos de encofrado, etc. se dispusieron en el propio dique, siendo la superficie de instalaciones muy reducida pero consiguiendo una forma de trabajo muy ágil. Para asegurar el ritmo de fabricación de un cajón completo a la semana se diseñó en trabajo en dos partes, de una semana cada una, por lo que se prepararon dos zonas de trabajo, una para losa y otra para muro y huecos, respectivamente.

Durante las distintas etapas de ejecución el cajón pasaba por estados, con diferentes calados, por lo que el sistema de amarre debía adaptarse a la situación. Se instalaron unos injertos de amarre cuyo diseño tenía en cuenta las necesidades de construcción de la superestructura. Cada cajón disponía de 2 líneas de puntos de amarre doblemente simétricas: la inferior para el calado inicial e inicio de la construcción de la superestructura y la superior para las fases finales de construcción en las que el punto de amarre inferior queda sumergido debido al incremento de calado del cajón.

FASE 2 – PREFABRICACIÓN DE SUPERESTRUCTURA

Una vez completada la fabricación del cajón y situado en el muelle de trabajo empieza la fase de prefabricación de superestructura. Como se ha indicado anteriormente, la fase 2 comprendía dos partes, de una semana de duración cada una: la ejecución de la losa por un lado y por otro el recrecido del muro central y la obturación de los huecos necesarios para la ejecución, hasta estar preparado para el remolque.

La losa cubre las dos celdas del lado mar, de forma que sólo deja las aberturas necesarias para el llenado de arena (y salida de agua correspondiente) que se cerrarán en

la cuarta fase (*in situ*). En cuanto al muro central, era preciso su recrecido en 30 cm, hasta la cota 4,55mLAT, disponiéndose la armadura de espera para la fase superior del mismo.

Ésta es la fase objeto de análisis, cuyos aspectos relevantes se describen a continuación.

Ejecución de la losa de lado mar

La ejecución de la losa constituye la primera parte de los trabajos. Comprende la instalación del encofrado, el armado y hormigonado y el descimbrado y extracción de módulos.

Encofrado de fondo de losa

El principal reto era el cimbrado de una losa de gran canto y luz, de forma repetida en varios cajones, que permitiese realizar ciclos semanales. Los principales criterios que se tuvieron en cuenta a la hora de diseñar esta solución fueron los siguientes:

- Luz máxima entre apoyos de 13,5 m
- Minimizar el tamaño de orificios de salida del encofrado
- Losa de canto mínimo 70 cm con pendiente del 2,5%. Carga máxima de hormigonado de 26,75 KN/m2, correspondiente con una altura de hormigón de 1,07m (canto máximo incluyendo la pendiente)
- Durabilidad: 7cm de recubrimiento en todas las zonas del cajón
- Ciclo de producción. Objetivos:
  - Ejecución de losa de cobertura en 23 cajones.
  - Hormigonado de una losa a la semana.
- Mínimo coste

Para dar respuesta a estos problemas se estudiaron diferentes alternativas:

- Encofrado perdido formado por prelosas de hormigón sustentadas mediante vigas metálicas reutilizables de 13,5m de luz máxima.
- Encofrado perdido formado por placas alveolares cubriendo la luz máxima de 13,5m.
- Encofrado sustentado mediante torres de cimbra.
- Encofrado modular reutilizable formado por tablero fenólico soportado por una estructura metálica y vigas de madera.

Tras analizar las distintas posibilidades según los criterios anteriores, se concluyó que la mejor solución era la última de las citadas.

Descripción del encofrado de fondo

Se diseñó una estructura especial formada por 7 módulos horizontales de 1,9m de ancho, que reproducían la geometría de cada celda. Cada módulo estaba compuesto por una estructura metálica de soporte del encofrado formada por dos perfiles longitudinales HEB600 arriostrados entre ellos mediante cruces de San Andrés y dos bastidores en los extremos.

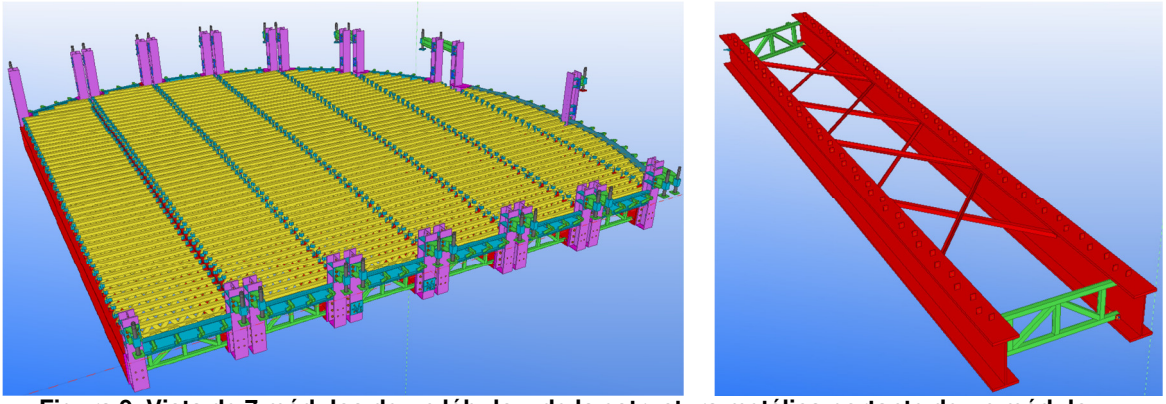


Figura 9. Vista de 7 módulos de un lóbulo y de la estructura metálica portante de un módulo

Sobre la estructura metálica de cada módulo se disponían una serie de vigas de madera transversales unidas a dicha base mediante unas pletinas. Finalmente, se situaba el tablero fenólico que producía la geometría final de la losa.

Cada módulo se apoyaba en sus extremos sobre el muro exterior (curvo) e interior (recto) a través de unas vigas de cuelgue HEB240 atornilladas en cuyo extremo se dispuso un husillo que permitía la regulación en altura del apoyo.

Para mejorar la maniobrabilidad de los módulos se dejó una holgura de 150mm entre las vigas de cuelgue y las paredes del cajón. Entre dos vigas de cuelgue de un extremo se atornillaba un perfil IPE240 en el que se situaban unas pequeñas ménsulas desmontables para realizar el hormigonado de los 15 cm que faltaban para llegar al muro de los cajones.

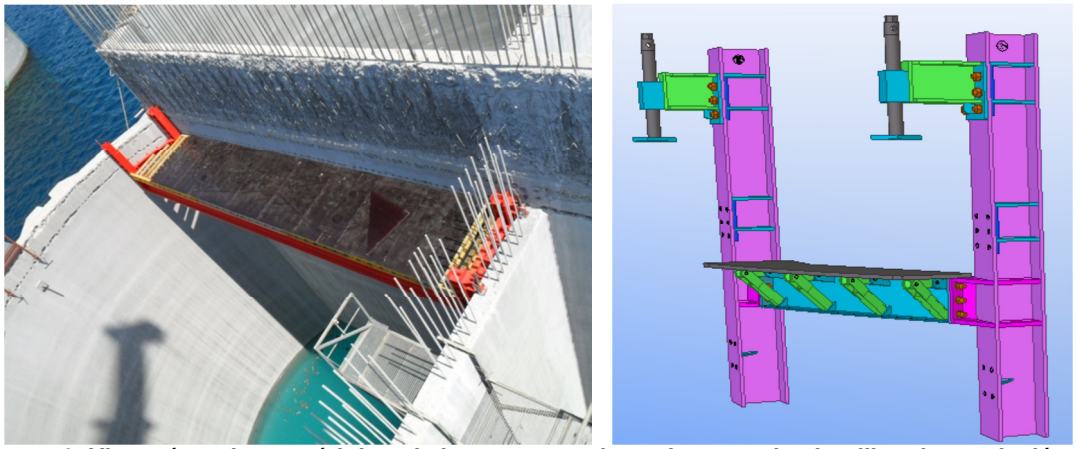


Figura 10. Vista aérea de un módulo y de la estructura de cuelgue con los husillos de regulación

El módulo del extremo curvo (módulo No 7) merece una mención especial, ya que éste tenía una geometría particular. En él se empleó distinta perfilería y disponía de tres brazos de apoyo en lugar de cuatro.

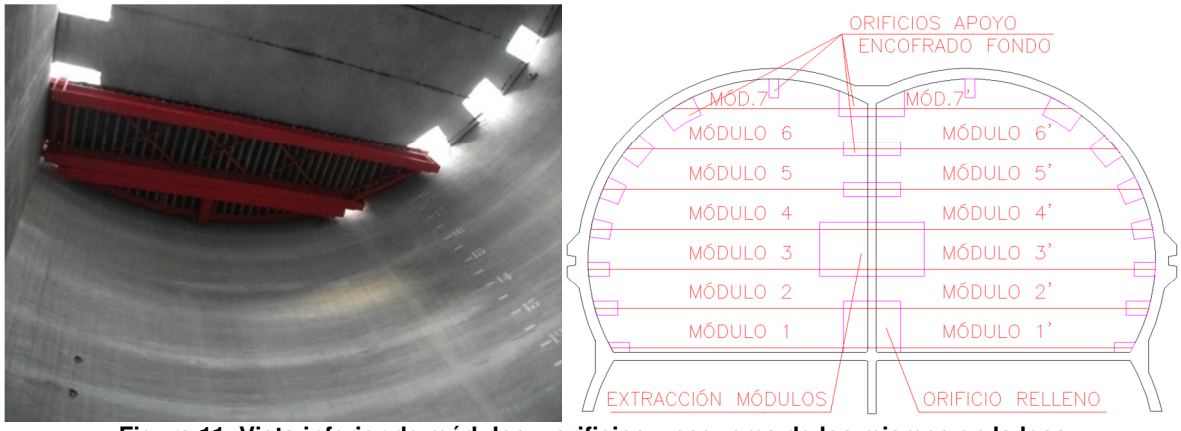


Figura 11. Vista inferior de módulos y orificios y esquema de los mismos en la losa

Para resolver el encofrado de los huecos necesarios para la estructura de cuelgue se diseñaron unos negativos de encofrado metálico para delimitar los huecos, que eran recubiertos con placas de nervometal para mejorar el contacto de la junta. Se usó esta técnica tanto para albergar los apoyos como los orificios de extracción de módulos y de relleno que antes hemos mencionado.

Encofrado perimetral

Para encofrar la pared lateral de la losa, se utilizaron dos sistemas. El primero suponía montar un encofrado vertical metálico, que reproducía la forma del lóbulo. El encofrado se soportaba mediante una consola de trepa estándar en la pared del cajón. Ésta consola se colgaba de una pieza en L anclada a través de unas varillas roscadas verticales ancladas con resina epoxi en la coronación del muro del cajón. Se optó por esta solución en vez de conos de trepa embebidos en el hormigón debido a la incertidumbre de alcanzar la necesaria precisión en el posicionamiento de las piezas durante el deslizado del fuste. Esta pieza de cuelgue dejaba un hueco en el hormigón que tenía que ser hormigonado en una

fase posterior. Éste método resultó muy laborioso por lo que sólo cuatro unidades se realizaron con él.



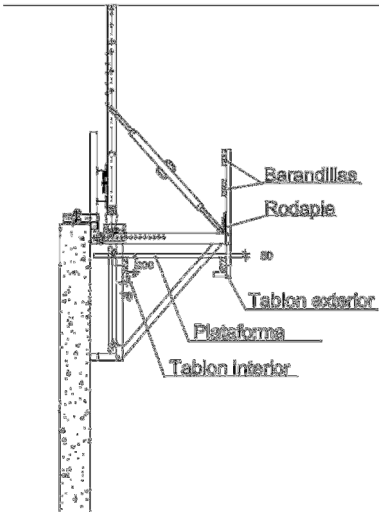


Figura 12. Encofrado lateral instalado en obra y su esquema de cuelgue

Las desventajas en la ejecución de estos primeros cajones eran:

- Ejecución de taladros para el anclaje de las barras de las piezas de cuelgue del encofrado perimetral.
- Maniobras de colocación de encofrado perimetral (mano de obra, tiempo de grúa).
- Hormigonado de los huecos de apoyo del encofrado de fondo más laborioso.
- Es necesario cerrar los huecos que dejan las piezas de cuelgue del encofrado perimetral, en el paramento exterior y tras desmontar las consolas.

En el segundo método se prolongaron las paredes del cajón a modo de encofrado y disponiendo conectores de armadura en sus paredes. En este método alternativo la principal desventaja al deslizar el cajón hasta cota de coronación era la colocación de los conectores de armadura. Tras analizar las dos alternativas se valoró que las ventajas anteriormente descritas suponían un beneficio mayor al coste de los conectores y además se conseguían mejores acabados.

Otros elementos singulares

Detalles en orificios y ventanas en la losa

Fue necesario recalcular la losa para comprobar su capacidad portante teniendo en cuenta los orificios que se dejaban para el apoyo de la cimbra, la extracción de la misma y el relleno de las celdas. A partir del cálculo se realizó una redistribución de refuerzos aumentando la cuantía de acero a ambos lados de los orificios. Por otro lado, en las zonas de apoyo del encofrado de fondo se tuvieron que sustituir las esperas por conectores para evitar interferencias y asegurar una buena superficie de apoyo.

Todos los huecos descritos anteriormente debían respetar la distribución radial de la losa que posibilitaba la conexión con la armadura de los muros curvos. Por esta razón todos los orificios perimetrales tenían forma radial a pesar de ser el apoyo paralelo al muro central.

Instalación del encofrado

La instalación del encofrado de fondo se realizaba módulo a módulo con grúa, comenzando por los módulos más próximos al muro central. Se prestaba especial atención al correcto apoyo del encofrado, a la nivelación del mismo empleando los husillos de regulación y al remate de las holguras de los módulos con el fuste del cajón.

Desde el punto de vista de la seguridad, se analizaron con detalle todas las fases, diseñando dónde iba a estar situado el personal en cada momento y los medios de seguridad que se necesitaban en cada caso. Se diseñaron plataformas para poder situarlas en la coronación del cajón y accesos especiales, teniendo en cuenta los movimientos del cajón a flote y los distintos francobordos del mismo a lo largo del proceso.

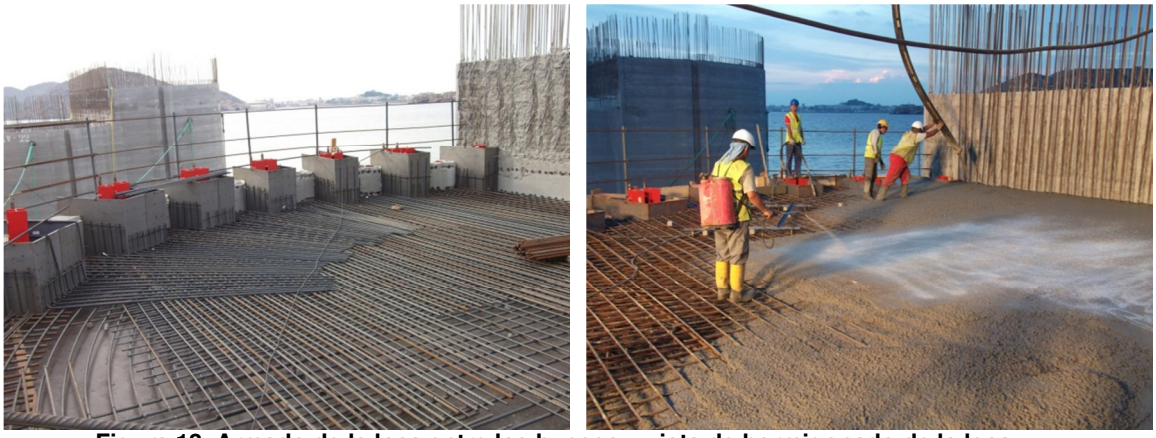


Figura 13. Armado de la losa entre los huecos y vista de hormigonado de la losa.

Hormigonado de la losa

La puesta del hormigón, suministrado por la planta del cajonero, se realizaba mediante camión bomba. La secuencia de hormigonado comenzaba en un extremo de un lóbulo y terminaba en el extremo opuesto del lóbulo contiguo, con un volumen de 265 m3 por cajón. El hormigón, HA 35, era del mismo tipo que el del cajonero para facilitar su producción. La superficie de losa era protegida con el mismo líquido de curado que se había estudiado para el adecuado tratamiento superficial de las paredes exteriores de los cajones en el dique.

Pendientes de cubierta de lado mar

La losa estaba diseñada con 25 milésimas de pendiente para desaguar el lado mar, lo cual tenía un impacto relevante en el armado, pues representaba una sobreelevación de 35 cm en la zona central. Se estudiaron diferentes posibilidades para la ejecución de la losa: armado de losa en pendiente, armado en horizontal con geometría cónica de la pendiente, etc… que fueron desechadas por criterios constructivos. Finalmente se concluyó que para correcto posicionamiento de conectores en el deslizado la mejor opción era disponer el armado principal de la losa en horizontal (sección constante) e incluir un armado adicional de piel para materializar el refuerzo de la pendiente entre el muro del cajón y el nudo extremo, con pendiente a dos aguas (pendiente paralela al cantil).

Extracción de módulos de encofrado de fondo

El análisis estructural de la losa, teniendo en cuenta los huecos, estableció el inicio de descimbrado con una resistencia mínima de f_{ck} = 26,7MPa, obtenido antes de las 48horas.

Las operaciones de desencofrado consistían en: despegue, descenso, desplazamiento y extracción individual en cada celda de cada uno de los 7 módulos. Se hacía descender cada módulo colgado de 4 polipastos situados en unos trípodes diseñados para esta maniobra. Se emplearon polipastos de 5 Tn de capacidad, suficiente incluso en el caso de tener sólo 2 polipastos ya que peso máximo de los módulos era de 9 ton.



Figura 14. Trípodes para descimbrado y vista de extracción de módulo con grúa

Una vez que el módulo se apoyaba sobre la solera del cajón éste se desplazaba paralelo al muro central hacia el mismo, por medio de los trípodes, hasta la posición de la ventana de

extracción. En esta posición, dos de sus cuelgues se enganchaban a la grúa y, regulando la maniobra desde las dos cogidas opuestas, se volteaba el módulo y en posición vertical se extraía del cajón.

Subfase 2 . Recrecido del muro central y detalles losa

Completada la losa de lado mar, se procedía a armar, encofrar y hormigonar la extensión de 30cm del muro central, que constituía el primer tramo vertical del espaldón. Éste se finalizaría in situ, de forma que su cota se pudiese nivelar en destino, asegurando un acabado adecuado en alineación y en altura.

Era importante la ejecución de esta primera parte del espaldón para que los trabajos tuviesen una menor dependencia de las condiciones de oleaje.

La parte central del muro se dejó sin hormigonar como parte necesaria de los orificios de relleno de celdas. Ésta zona se completaría en Arzew, planificando las operaciones en días que las condiciones meteorológicas permitieran las operaciones. El encofrado que se utilizó en esta zona fue encofrado estándar de paramentos verticales ejecutados a una cara.




Figura 15. Muro central con esperas dobladas y rugosidad superficial. Vista del muro armado

Conexión de losa, muro central y superior

Para el correcto funcionamiento estructural de los cajones del proyecto, las losas de cobertura debían tener conectado su armado con los paramentos verticales del cajón. Así pues, el armado de la extensión de 30cm del muro central debía garantizar la conexión entre fuste deslizado, la losa del lado mar y los elementos a ejecutar *in situ*: espaldón y losa del lado tierra. Por esta razón, en el muro se preparaban las esperas del espaldón y la losa que se ejecutan en Arzew, así como las barras que unen el muro con la losa del lado mar. En esta zona se disponía también la armadura de cortante de conexión entre muro deslizado y recrecido en segunda fase del muro. Para permitir el deslizado del muro, estas barras de cortante se instalaron dobladas y se desdoblaron al armar el muro.

En la fase 2, se realizaba, así mismo, un tratamiento de la superficie del muro deslizado para dar rugosidad a la unión entre fases de hormigón asegurando la buena conexión de la junta.

Hormigonado de los huecos de apoyo de los módulos del encofrado de fondo.

Desencofrada la losa, se procedía al encofrado perdido, armado y hormigonado de los huecos, excepto aquellos que eran necesarios en trabajos posteriores. Se dejaron abiertos los huecos de extracción de módulos de encofrado, los de relleno de celdas y los tubos de desagüe en el perímetro, así como el orificio del nudo para situar la estructura soporte de las guías panamá en el fondeo.

Resumen de datos de ejecución

Nº Total de cajones prefabricados incluyendo la superestructura del lado mar: 23

	Por cajón	Total	
Volumen construido en dique	2.130	48.990	m3
Peso acero en dique	470	10.810	ton
Cuantía armado cajón	220,7	220,7	kg/m3
Vol. Prefabricado a flote (Fase 2: Losa+muro)	280	6.440	m3
Peso acero a flote (ton)	48	1.104	ton
Cuantía armado (Fase 2)	171,4	171,4	kg/m3

ASPECTOS NAVALES DE LOS TRABAJOS A FLOTE

Se analizaron las diversas alternativas. La construcción en cajón a flote frente a cajón varando (apoyando los cajones) supuso evitar algunos problemas como la necesidad de una banqueta de apoyo. El fondo del puerto de Escombreras es de tipo rocoso. Por ello, es necesario realizar un vertido de regularización a la cota determinada y posteriormente enrasar para garantizar un apoyo uniforme de la solera. Posteriormente habría que retirar todo el material para volver a disponer el muelle en sus condiciones de servicio.

La construcción a flote requirió el estudio, por parte del departamento de maniobras navales, de las actividades de lastrado y deslastrado del cajón, basadas en el control de la estabilidad, la escora y el trimado del cajón durante todo el proceso constructivo. Los criterios de diseño de las operaciones de lastrado fueron:

- La estabilidad del conjunto en ninguna de las fases debía de ser menor de 0.3m (GM), al ser muy importante el abrigo de la zona de trabajo.
- La diferencia de altura de agua entre celdas anejas no debía de ser mayor de 2.0m en ningún caso.
- La escora y asiento del cajón no debían de sobrepasar un ángulo de 0.8 grados, que se traduce en una diferencia de calados de 0.4m entre costados, para garantizar la buena ejecución de los trabajos que se hacían sobre el cajón y el confort de trabajo del personal.
- La retirada de los módulos de encofrado del interior de las celdas se debía realizar en seco, es decir, sin agua en el interior de las celdas del lado mar.

El cajón, una vez botado del cajonero y amarrado en el muelle de trabajo, tenía un lastre de agua en el interior de sus celdas por condiciones de estabilidad del conjunto dique-cajón durante la construcción. Además, las celdas lado mar disponían de una altura de lastre mayor para compensar la escora por la asimetría del cajón.

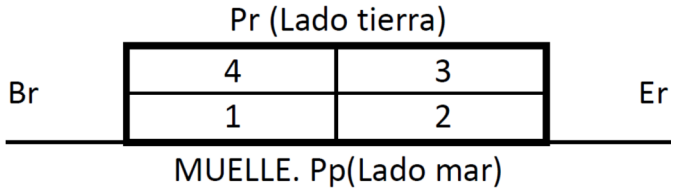


Figura 16. Muro esquema de celdas en maniobras de adrizado y trimado

La filosofía básica del procedimiento de deslastrado y lastrado consistía en ir compensando los pesos que se introducían en el lado mar, lastrando de manera coordinada las dos celdas en el lado tierra. De esta manera se lograba no tener que actuar sobre el lastre de las celdas del lado mar donde se estaban ejecutando los trabajos, facilitando así las operaciones. Así mismo, al aumentar el calado del cajón, se alcanzaba la estabilidad necesaria en todo momento, ya que al introducir pesos a gran altura la estabilidad del cajón disminuía.

Una vez que todo estaba ya hormigonado se procedía a realizar el deslastrado de las cuatro celdas a la vez.

Para el lastrado y deslastrado del cajón se utilizaron:

-Dos bombas para el lastrado de las celdas lado tierra. Estas bombas, al final de la operación de lastrado cuando ya estaba todo construido, se colocaban colgando por dentro de las celdas lado tierra del cajón para realizar su deslastrado.

- Dos bombas para el deslastrado de las celdas lado mar.

Las fases del proceso fueron:

- Instalación de módulos de encofrado de cada banda, 49 toneladas cada una.
- Introducción de la armadura en cada banda, de 19 toneladas cada una.
- Ejecución de la losa en cada banda, de 330 toneladas cada una.
- Ejecución de los muros verticales a cada banda, de 20 toneladas.
- Retirada final de las mesas de encofrado.

REMOLQUE A DESTINO

La empresa dispone de una amplia experiencia en el remolque de cajones de hormigón armado habiendo realizado más de 340 remolques a lo largo de la historia de Dragados/Drace. Se han realizado remolques de estructuras especiales como es el cajón-dique de “La Condamine”, una estructura de más de 300 metros de longitud, desde Algeciras hasta Mónaco. No obstante, el remolque de los cajones del proyecto de Arzew supuso una serie de nuevos retos que se solventaron con éxito.

La forma del cajón de con cuatro celdas suponía un considerable cambio frente a los cajones rectangulares que solemos remolcar. Para el cálculo del tiro requerido del remolcador necesario, las formas redondeadas reducían el coeficiente de arrastre aunque por otro lado, el tener una eslora igual que la manga producía un aumento en la resistencia de forma del cajón.

Además fue necesario cambiar la disposición típica de pie de gallo formado por un triángulo equilátero cuyo buen funcionamiento para el remolque de cajones está más que probada. Esto fue debido a la forma de las paredes exteriores y a la manera de anclar los tiros en las paredes de hormigón. La manera de absorber los esfuerzos tangenciales de los tiros derivó en un pie de gallo de tan solo 2m de lado que, operativamente hablando, equivale a remolcar el cajón desde un solo punto de tiro. El problema de remolcar desde un único punto era la considerable pérdida de maniobrabilidad del remolcador y, sobre todo, la posibilidad de que se produjeran guiñadas (giros del cajón respecto al eje vertical) pronunciadas en el remolcado. Estas guiñadas producirían fuertes tirones en la línea de remolque que influyen en la navegación del remolcador y pueden llegar a producir la rotura de la línea de remolque. No obstante, tras haber estudiado los estados de mar y el comportamiento náutico del cajón, se descartó dicha posibilidad y la navegación de todos los cajones remolcados fue muy suave y controlada, obteniéndose incluso menores resistencias a las esperadas.

Los cajones con superestructura, a pesar de tener la losa lado mar construida lo cual supone un peso importante a gran altura, no necesitaron lastre estabilizador. El remolque se realizó cumpliendo con las recomendaciones de la Administración española de la Circular 12/90 y con un GM mayor de 1m. Tan solo se utilizó aproximadamente 1m de lastre de agua en las celdas del lado mar para compensar el trimado. El asiento apopante que se dejó para la buena navegación del cajón fue de 1 metro.

Debido a que el francobordo de los cajones era muy elevado, aproximadamente 9 metros, no fue necesario disponer de ningún elemento de tapado.

FONDEO

El sistema de fondeo elegido para este proyecto fue el de cabrestantes a bordo del cajón con un sistema de líneas de fondeo de unos 250 metros terminando en anclas sobre el fondo marino. A pesar de haber empleado este sistema en múltiples ocasiones para el fondeo de cajones de hormigón, la configuración de las celdas interiores con tan solo cuatro celdas de diámetro de gran tamaño requirió de un estudio completo de la maniobra, equipos y elementos a utilizar.

En cada cajón se instalaron 6 cabrestantes, 3 en cada banda (lado mar y lado tierra), uno de ellos para el control del movimiento transversal (hacia mar hacia tierra) y los otros dos para el control del movimiento longitudinal (paralelo a la línea de dique) y transversal. Se diseñaron unas estructuras soporte para su instalación en la coronación del cajón donde no había losa. También se diseñaron unas guías de rodillos para las líneas con el objeto de que la línea de fondeo estuviera controlada y siguiera la dirección de tiro adecuada. Estos rodillos tenían también el mismo sistema de soporte en horquilla, para su fácil montaje.

El hecho de que la losa del lado mar estuviera construida supuso una enorme ventaja para la operación de fondeo al proporcionar una amplia plataforma de trabajo. Sobre ella se instaló una plataforma elevada con los equipos eléctricos y de comando y los cabrestantes y guías Panamá se dispusieron directamente sobre la losa, haciendo sencilla y rápida su instalación.

Empleando este sistema y gracias al sistema de posicionamiento por satélite, en tiempo real RTK, el fondeo de los cajones del dique exento resultó una maniobra exitosa cumpliéndose las exigentes tolerancias de ±5cm en posición y ±0.5º en alineación.



Figura 17. Módulos recién instalados en proyecto de destino. Lado mar

TRABAJOS IN SITU

La geometría de los cajones del dique rompeolas se completó trabajando sobre los cajones fondeados y rellenos. En el lado mar se cerraron los huecos antes mencionados y en el lado tierra se ejecutó la losa completa. Por último se ejecutaron juntas entre cajones y el espaldón con sus 5 contrafuertes por cajón. Al completar la estructura *in situ* se pudieron compensar las ya de por sí pequeñas tolerancias de fondeo quedando una superficie continua en las losas y el espaldón alineado.

Los trabajos necesarios en el lado mar estuvieron supeditados a las condiciones meteorológicas por lo que resultó una gran ventaja que éstas operaciones fueran las mínimas al venir gran parte de la estructura prefabricada.



Figura 18. Ejecución de losa lado tierra "in situ" e imagen de condiciones de trabajo en lado mar

Tema: Obras y Estructuras Marítimas

ENSAYOS EN MODELO FÍSICO BIDIMENSIONAL SOBRE LA SECCIÓN TIPO DEL DIQUE-MUELLE DE PUNTA SOLLANA (PUERTO DE BILBAO)

José Mª Valdés Fernández de Alarcón[1], José Lozano Pedroche[1], Ramón M. Gutiérrez Serret[1]

[1]Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEDEX. Dirección: *c/ Antonio López 81, 28026 Madrid.*

e-mail autores: jose.m.valdes@cedex.es; jose.lozano@cedex.es; ramon.m.gutierrez@cedex.es

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la ponencia es la presentación del proceso de mejora del diseño de la sección tipo del Dique-Muelle de Punta Sollana, el cual se llevó a cabo mediante ensayos en modelo físico bidimensional a escala reducida. Dichos ensayos se realizaron en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, por encargo de la Autoridad Portuaria de Bilbao (APB). La obra tiene como función principal la protección de la ampliación del muelle y explanada de Punta Sollana. En la figura 1 se muestra un plano general de la ubicación de la obra en el puerto de Bilbao.

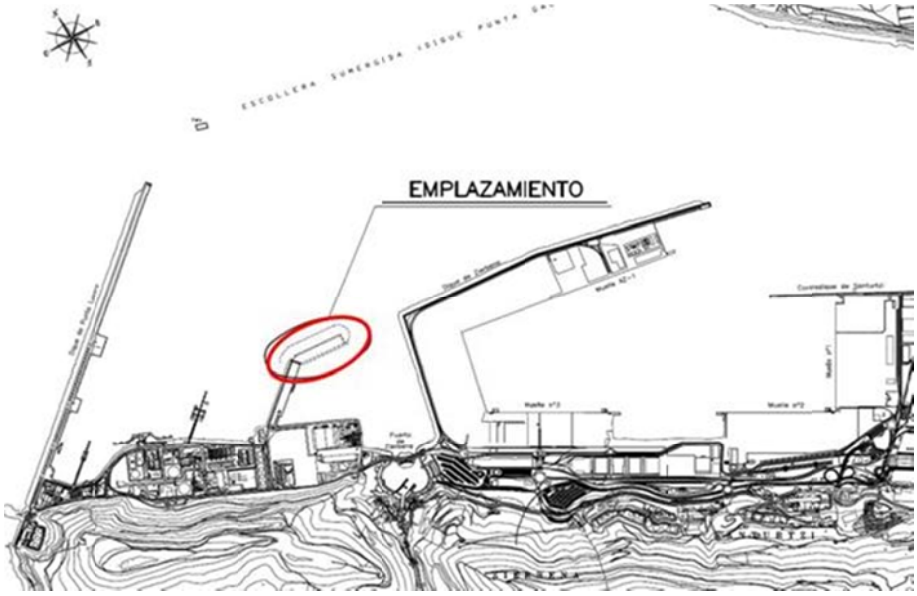


Figura 1. Emplazamiento de la obra objeto de estudio.

Los ensayos se llevaron a cabo sobre un modelo de la sección tipo a escala reducida en un Canal de Oleaje para Ensayos a Gran Escala, el cual se sometió a oleajes de baja frecuencia de presentación cuyas características fueron también definidas de acuerdo con la información facilitada por la APB.

Partiendo de un diseño inicial propuesto por la APB se definieron sucesivas modificaciones que fueron planteadas a partir de los resultados de los ensayos hasta alcanzar un diseño aceptable tanto desde el punto de vista estructural como funcional.

Durante los ensayos se obtuvo la siguiente información sobre el comportamiento frente al oleaje de las diferentes secciones tipo planteadas:

- Estabilidad de las diferentes capas y elementos que constituyen los mantos de protección de la estructura: manto principal y de la berma de apoyo
- Estabilidad del espaldón
- Rebase del oleaje sobre la coronación

2. SECCIONES TIPO OBJETO DE ENSAYO

A partir de un diseño inicialmente propuesto por la APB, se realizaron ensayos sobre cuatro alternativas diferenciadas en algunos parámetros característicos de la geometría de la sección tipo:

- cota de la berma de apoyo del manto
- anchura de la berma de coronación del manto
- cota de coronación del espaldón.

La tabla 1 recoge las principales características de las secciones tipo ensayadas:

Tabla 1.- Características de las secciones tipo ensayadas

SECCIÓN	Manto principal	Berma apoyo del manto bloques		Berma de escollera		Anchura Berma coronación (m)	Cota espaldón
		Peso (t)	Cota	Peso (t)	Cota		
1	Bloques 75 t	8	-10.0	0.5	-13.0	7.0	+15.0
2	Bloques 75 t	8	-14.0	0.5	-18.5	7.0	+15.0
3	Bloques 75 t	8	-14.0	0.5	-18.5	10.5	+15.0
4	Bloques 75 t	8	-14.0	0.5	-18.5	10.5	+17.0

La sección tipo 1, inicialmente propuesta por la APB, es la que se muestra en la figura 2.

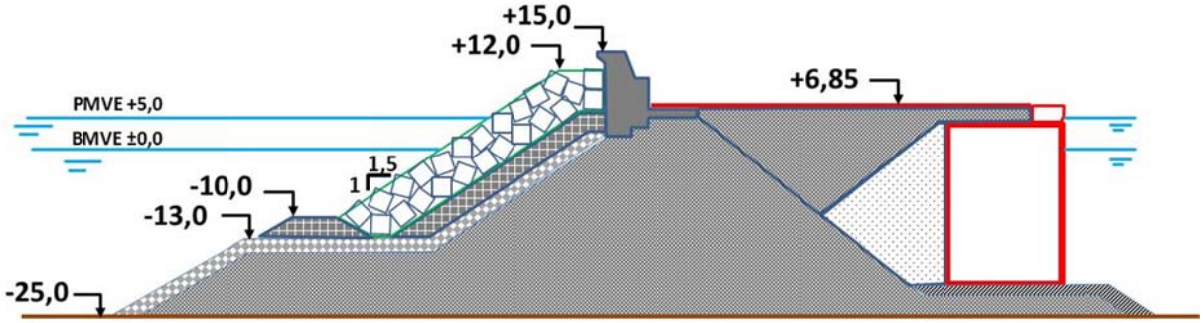


Figura 2. Sección tipo 1. Inicialmente propuesta por APB.

3. CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE DE ENSAYO

Las condiciones de oleaje a las que se sometieron las secciones tipo objeto de estudio se definieron a partir de la información facilitada por la APB. Según dicha información las características del oleaje de cálculo para la realización del estudio sobre el dique-muelle de Punta Sollana fueron las siguientes:

- Periodo de pico: Tp = 15 s
- Altura de ola significante de cálculo: Hs = 8.50 m
- Dirección del oleaje incidente: incidencia normal a la alineación de la obra.

Teniendo en cuenta dichas condiciones, para los ensayos en modelo físico se definió un temporal de oleaje consistente en una sucesión de 6 etapas de diferentes estados de mar con altura de ola significante creciente. Las características del temporal de ensayo se describen en los siguientes apartados.

Altura de ola y periodo

En la tabla 2 se indican las alturas de ola significante Hs y el periodo de pico Tp considerados en las sucesivas etapas del temporal de ensayo.

Tabla 2.- Definición del temporal de ensayo

ETAPAS	1	2	3	4	5	6
Hs (m)	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	8,5
Tp (s)	12	12	15	15	15	15

Ángulo de Incidencia del oleaje

Según la información facilitada por la Autoridad Portuaria de Bilbao, la dirección del oleaje en la aproximación a la zona de emplazamiento de la obra es tal que puede considerarse una dirección de incidencia normal a la alineación del dique. Teniendo en cuenta que además en la zona anterior de la obra la batimetría puede considerarse de pendiente uniforme y paralela, se planteó un ensayo de tipo bidimensional, de manera que los resultados obtenidos en el tramo reproducido son aplicables a toda la longitud de la obra.

Número de olas

Según la experiencia recabada en la realización de ensayos en modelo físico sobre este tipos de diques, y tal como se concluye en diversos estudios realizados por diferentes autores, uno de los factores que influyen en la estabilidad de una obra en talud es la duración del temporal, la cual lleva asociado un número de olas incidentes para unas determinadas condiciones de oleaje (Hs, Tp) y nivel de agua.

En relación a este parámetro puede considerarse que, para un determinado estado de mar, (Hs, Tp, nivel de agua) las averías producidas en dicho estado de mar tienden a

estabilizarse (se alcanza un cierto estado de equilibrio) a partir de un cierto número de olas incidentes que puede considerarse en torno a las 1000 - 1500 olas.

Teniendo en cuenta este criterio, se ha establecido la duración de cada estado de mar (Hs, Tp y nivel de agua) de manera que contenga en torno a las 1500 olas para el oleaje de periodo Tp = 12 s, y en torno a las 1200 olas para el oleaje de Tp = 15 s.

Nivel de agua de ensayo

Se consideró este factor con el fin de tener en cuenta la influencia de la variación del nivel de agua debido a la marea astronómica y a la sobreelevación meteorológica. Para ello, en cada etapa del temporal de ensayo se reprodujeron tres situaciones del nivel de agua correspondientes a los estados de bajamar, media marea y pleamar. Las cotas adoptadas para dichos niveles de agua fueron las que se indican en la tabla 3.

Tabla 3.- Niveles de agua

Cota del nivel de agua	**Bajamar**	**Media marea**	**Pleamar**
	+0.5	+2.5	+5.0

El nivel de agua en pleamar es más desfavorable para las zonas superiores del manto principal y la coronación, así como para el rebase del oleaje y las fuerzas sobre el espaldón. El nivel de agua en bajamar es más desfavorable para las piezas situadas en las cotas inferiores del manto principal y para la berma de apoyo.

4. CARACTERÍSTICAS DE LOS ENSAYOS

4.1 Instalación de ensayo

Los ensayos se llevaron a cabo en el Canal para Ensayos a Gran Escala disponible en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, de 90 m de longitud y 3.6 m de anchura. En la figura 3 se muestra una fotografía del Canal utilizado para la realización de los ensayos.



Figura 3.- Canal de ensayos a Gran Escala

4.2 Definición de la escala del modelo

La definición de la escala geométrica es uno de los puntos clave en este tipo de estudios. De una correcta selección de la escala geométrica depende la fiabilidad de los resultados del modelo y el mejor aprovechamiento de la capacidad de los equipos disponibles (instalación de ensayo, instrumentación, etc.). La escala del modelo condiciona también el coste económico y el plazo requerido para la realización del estudio. En este caso se adoptó una escala geométrica 1/15, a partir de la consideración de una serie de factores condicionantes:

- Características del prototipo:
    - Secciones tipo a reproducir en el modelo (dimensiones, características de las piezas que constituyen las diferentes capas de protección)
    - Características del emplazamiento (profundidad, pendiente del fondo)
    - Características de los oleajes previstos para la realización del estudio
- Tamaños y densidades de las piezas disponibles en el Laboratorio para la construcción de modelos de similares características (bloques, escolleras)
- Características de la instalación disponible para la realización de los ensayos:
    - Capacidad de generación de la paleta generadora de oleaje
    - Dimensiones
- Características de la instrumentación y equipos disponibles (sondas para la medida de oleaje, sensores para la medida de presiones sobre el espaldón, dispositivo de medida de volúmenes de rebase)
- Efectos de escala: la escala del modelo debe ser suficientemente grande para garantizar una correcta reproducción de los fenómenos que intervienen en el estudio a fin de que puedan interpretarse también de forma correcta los resultados de los ensayos. En un ensayo de estas características se requiere analizar si el tamaño del modelo permite poder considerar despreciables los efectos de escala debidos a la no semejanza de las fuerzas de viscosidad, las cuales están relacionadas con las fuerzas de arrastre producidas por la acción del oleaje sobre el talud.

4.3 Definición de las condiciones de ensayo: temporal de ensayo

El objetivo principal de los ensayos en modelo físico es reproducir a escala reducida las condiciones a las que se verá sometida la obra en la realidad con el fin de analizar su comportamiento frente a la acción del oleaje.

Para ello es necesario que en los ensayos se reproduzcan de manera suficientemente fiable los fenómenos que intervienen en los procesos de interacción oleaje-estructura. Es decir, debe reproducirse en el canal de ensayos un escenario lo más semejante posible a la realidad con el fin de que los resultados del modelo permitan realizar una predicción del comportamiento de la obra en el caso de que se presenten las condiciones de oleaje de

diseño (temporal de cálculo estructural, condiciones de oleaje desde el punto de vista funcional).

Por tanto, además de las características geométricas y resistentes de las secciones tipo y del emplazamiento, es necesario que en este escenario sean también reproducidos los agentes que intervienen en el proceso de interacción oleaje estructura, todo ello según la escala geométrica adoptada.

En lo que respecta al oleaje, para reproducir en el modelo unas condiciones similares a la realidad debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- Los temporales de oleaje presentan una altura de ola creciente en función del tiempo hasta alcanzar una fase de pico del temporal
- Durante la presentación del temporal se produce la variación del nivel de agua debida a la marea astronómica, por lo que conviene considerar nivel de agua variable. En este caso se han considerado tres situaciones: pleamar, media marea y bajamar.
- Duración del temporal: la duración está relacionada con el número de olas incidentes sobre la obra, por lo que debe fijarse de manera que sea suficiente para que la sección alcance un cierto estado de equilibrio para cada estado de mar (Hs, Tp, nivel de agua). Por otro lado, para el análisis del comportamiento frente al rebase el número de olas debe ser suficiente para poder realizar un análisis estadístico fiable.

Considerando estos condicionantes se definió el temporal de ensayo como una sucesión de etapas de altura de ola significante creciente (tabla 4). En cada etapa definida por Hs y Tp se han considerado tres estados de mar diferenciados en el nivel de agua, pleamar (PM), media marea (MM) y bajamar (BM), de manera que pueda tenerse también en cuenta la influencia de este parámetro en la acción del oleaje sobre la estructura.

Tabla 4.- Temporal de ensayo

ETAPA	Hs	Tp	Nº de olas	Duración modelo	Duración prototipo	Nivel de agua
1	4	12	4500	3 h	12 h	PM, MM, BM
2	5	12	4500	3 h	12 h	PM, MM, BM
3	6	12	4500	3 h	12 h	PM, MM, BM
4	7	15	3600	3 h	12 h	PM, MM, BM
5	7,5	15	3600	3 h	12 h	PM, MM, BM
6	8	15	3600	3 h	12 h	PM, MM, BM
7	8,5	15	3600	3 h	12 h	PM, MM, BM

Como puede observarse, la duración de cada etapa se fijó de manera que el número total de olas fuera de unas 4500 olas en las etapas de Tp = 12 s y de unas 3600 en las etapas de Tp

= 15 s. De esta forma el número de olas en cada subetapa o estado de mar (PM, MM y BM) sería de unas 1500 en el caso de Tp = 12 s y de 1200 en el caso de Tp = 15 s.

Con esta duración, el número de olas incidentes sobre la sección tipo se consideró suficiente para reproducir de forma fiable el escenario del prototipo y evaluar el comportamiento estructural y funcional de la obra.

Con el fin de reproducir las condiciones reales, no se repararon los daños presentados durante el temporal, de manera que el estado de la sección tipo al finalizar cada etapa de Hs fuera al igual estado de la sección al comienzo de la siguiente etapa de mayor Hs

En cuanto a las características del emplazamiento de la obra, se adoptó una profundidad a pie de obra de 25.0 m, según la información facilitada por la APB, equivalentes a 1.67 m en modelo.

Igualmente es necesario reproducir correctamente la configuración del fondo existente entre la zona de generación y al zona de emplazamiento del modelo con el fin de reproducir los efectos del fondo en la propagación del oleaje y por tanto la forma con la que éste incide sobre la obra objeto de estudio. En este caso, en base a la información disponible sobre la batimetría en la zona anterior de la obra, se construyó una rampa de pendiente uniforme del 1% entre la zona de generación del oleaje y la zona de ubicación de la sección tipo de ensayo, configuración que podía considerarse suficientemente representativa para reproducir el efecto del fondo en la realidad.

La distancia entre la pala de generación de oleaje y la sección tipo ensayada permitía a su vez el desarrollo de varias longitudes de onda en la propagación del oleaje desde la paleta generadora hasta el modelo.

Existen además otros factores relacionados con la propia modelización dele escenario que también deben tenerse en consideración, como son los efectos de contorno y el confinamiento del modelo en el canal de ensayos.

Por ello, debe garantizarse la eliminación del efecto desfavorable de las reflexiones del oleaje sobre el modelo que se proyectan hacia la paleta generadora. En este caso, la instalación de ensayo dispone de una paleta generadora con sistema de absorción de reflexiones, lo que garantiza la eliminación de dicho efecto. En la figura 4 se muestra un croquis de la disposición del modelo en el canal de ensayos.

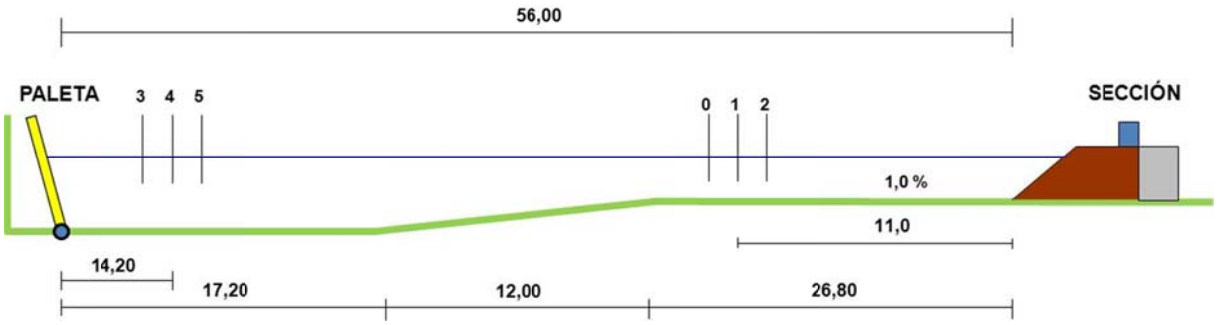


Figura 4.- Disposición general del modelo en el Canal de ensayos.

Para el control de las características del oleaje generado e incidente sobre el modelo se dispusieron dos grupos de sondas de medida, tal como se observa en el croquis de la figura 4, con el fin de poder determinar la altura de ola incidente y reflejada mediante la aplicación del método de Funke y Mansard[1]

5. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

Una vez calibrados los oleajes de ensayo se procedió a construir el modelo en el interior del canal de ensayos. La construcción del modelo se llevó a cabo a partir de la información y los planos suministrados por la APB para la realización del estudio.

Para la construcción en modelo de las capas de protección se utilizaron bloques cúbicos y elementos de escollera cuyas características (peso y tamaño) se ajustaban a las características de dichas piezas en prototipo según la escala adoptada.

Para la construcción del núcleo se utilizó material de tipo grava con una granulometría adecuada a la escala del modelo, con el fin de conseguir un grado de impermeabilidad representativo de las condiciones reales.

En la figura 5 se muestran varias fotografías del proceso constructivo del modelo (núcleo, capas de filtro, espaldón, manto principal) y en la figura 6 una fotografía de la sección tipo 1 ya construida.

[1] Mansard, E.P.D. and Fünke, E.R., 1980. “The measurement of incident and reflected spectra using a least square method”. Proc. 17th Coastal Enginneering Conference. Vol 1 pp 154-172.



Figura 5.- Fotografías del proceso constructivo del modelo



Figura 6.- Fotografía del modelo (sección tipo 1) construido en el canal de ensayos.

6. REALIZACIÓN DE LOS ENSAYOS

Los ensayos consistieron básicamente en someter a la sección tipo al temporal de ensayo definido de forma que, mediante observación directa del modelo y la toma de datos a partir de la instrumentación instalada, se obtuvo información sobre el comportamiento estructural y funcional (rebase) de la sección tipo. Para ello, durante los ensayos se llevaron a cabo las siguientes operaciones:

- Medida de oleaje: generado e incidente
- Seguimiento visual de estabilidad: manto, berma, talud inferior
- Medida de presiones sobre el espaldón
- Medida de rebases
- Toma de fotografía y video durante los ensayos para análisis posterior

7. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

7.1 Sección tipo 1

Las fotografías de las figuras 7 y 8 muestran la situación alcanzada por la sección 1 al finalizar el ensayo en la etapa correspondiente a Hs = 7.0 m, inferior a la altura de ola significante de cálculo.

Puede apreciarse que al llegar a esta etapa del temporal la escollera del talud inferior había experimentado un nivel de daño que no podía considerarse aceptable, ya que aparecía al descubierto el material núcleo en esta zona con el consiguiente peligro de erosión progresiva (ver fotografía de figura 8).



Figura 7.- Estado de la sección tipo 1 al finalizar la etapa de Hs = 7.0 m.



Figura 8.- Estado de la sección tipo 1 al finalizar la etapa de Hs = 7.0 m.

Detalle del talud inferior.

En la figura 9 se muestra un croquis de la sección 1 en el que se ha señalado la zona en la que se produjo la avería, localizándose la zona erosionada aproximadamente entre las cotas -15 y -17.

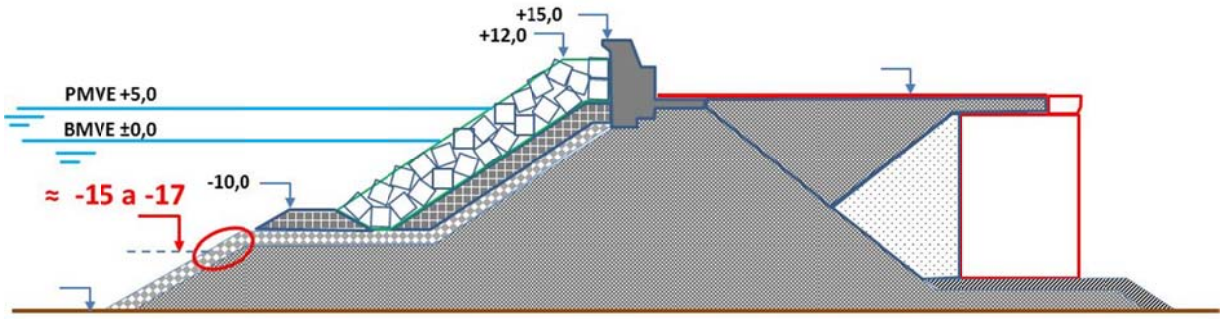


Figura 9.- Sección 1. Zona averiada al finalizar la etapa de Hs = 7.0 m.

7.2 Sección tipo 2

El comportamiento estructural de la sección tipo 1 motivó el planteamiento de una modificación del diseño, definiéndose la sección tipo 2 la cual se muestra en la figura 10.

Como puede apreciarse, la modificación consistió básicamente en aumentar la profundidad de la berma de apoyo hasta la cota -14,0, quedando la berma del talud inferior a la cota -18,50, con el fin de alejar dicho talud inferior de la zona afectada por la acción del oleaje.

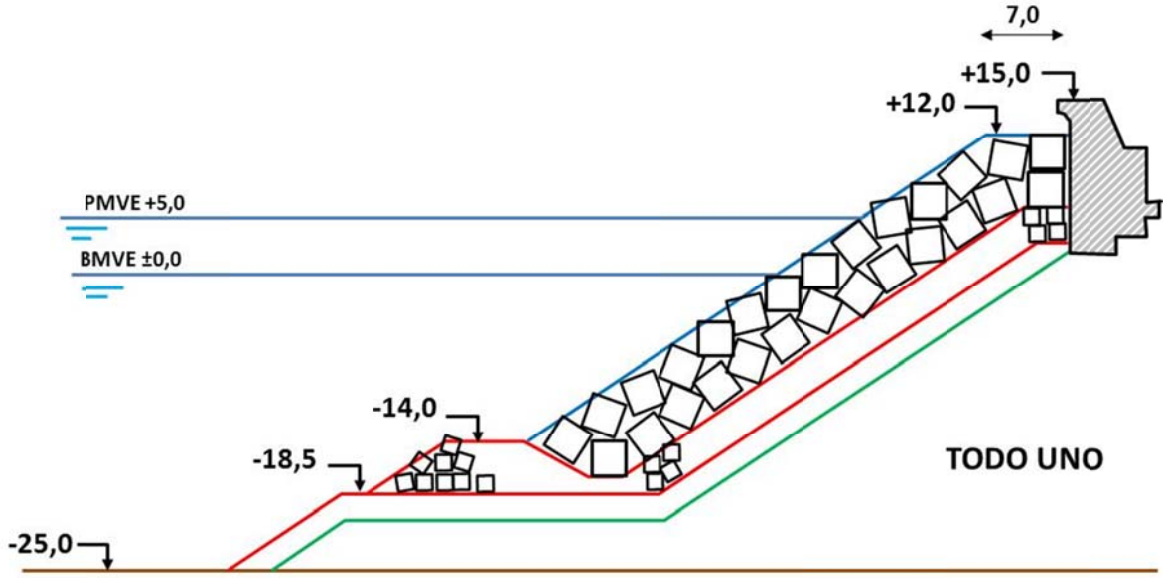


Figura 10.- Sección tipo 2.

La sección 2 se sometió al temporal de ensayo definido (tabla 2), poniéndose de manifiesto un comportamiento estructural aceptable. En la fotografía de la figura 11 se puede comprobar el estado final de la sección al finalizar la etapa correspondiente a la altura de ola significante de cálculo, Hs = 8.50 m.



Figura 11.- Sección tipo 2. Estado al término de la Hs de cálculo (Hs = 8.5 m).

Como puede apreciarse, el manto principal mantuvo un comportamiento totalmente aceptable para las condiciones de oleaje de cálculo. En cuanto a la berma de apoyo, se desplazaron algunos bloques de 8 t.

En el talud inferior, aunque se detectaron algunos movimientos de la escollera de la capa de protección de 0.5 t, no aparecía material de núcleo al descubierto.

Además de la comprobación de la estabilidad del manto, berma de apoyo y talud inferior, tal como se ha indicado en el apartado 5, durante el ensayo se tomaron datos de presiones sobre el espaldón debidas a la acción del oleaje.

A partir de las presiones se obtuvieron, para cada estado de mar (Hs, Tp, nivel de agua), los registros de las fuerzas horizontal (sobre el paramento vertical) y vertical (sobre la base) sobre el espaldón, determinándose el valor máximo de las mismas y la combinación de valores (Fx, Fy). En la figura 12 se muestra un gráfico en el que se han representado los valores de la fuerza horizontal máxima (Fx)máx y la fuerza vertical simultánea Fy (subpresión) en función de la altura de ola significante incidente.

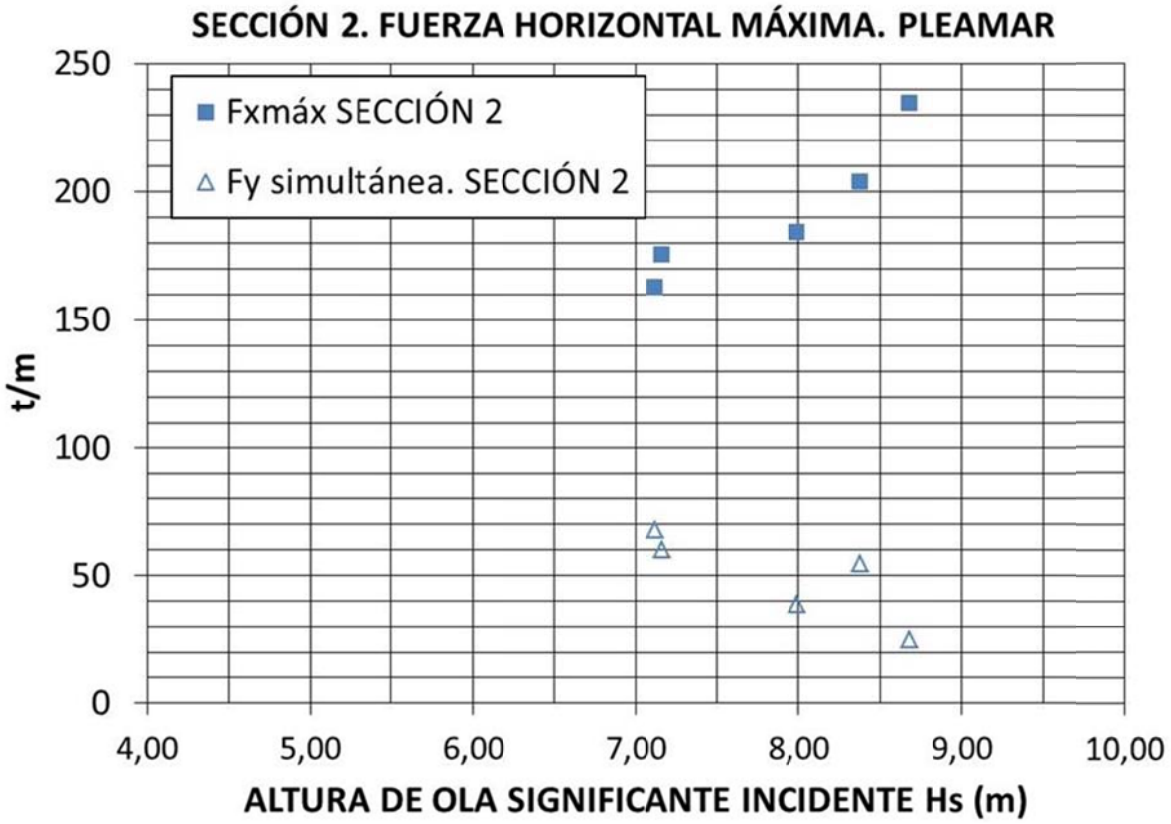


Figura 12. Fuerza horizontal máxima obtenida en el ensayo de la sección tipo 2 para la situación de nivel de agua en pleamar.

Tras un análisis de estabilidad, este resultado puso de manifiesto que el espaldón se encontraba sometido a esfuerzos excesivos para la alturas de ola significante de cálculo (Hs = 8.5 m), dando lugar a coeficientes de seguridad estructural inferiores a los admisibles.

7.3 Sección tipo 3

Este comportamiento llevó a la necesidad de realizar una nueva modificación del diseño con el fin de mejorar la resistencia estructural de dicho elemento.

Para ello se propuso, de acuerdo con la APB, aumentar la anchura de la berma de coronación en un bloque, pasando de la anchura igual a 7.0 m (2 bloques en coronación) a una anchura igual a 10.3 m (3 bloques en coronación). Esta modificación, dio lugar a la denominada Sección tipo 3, cuyas características geométricas se muestran en la figura 13.

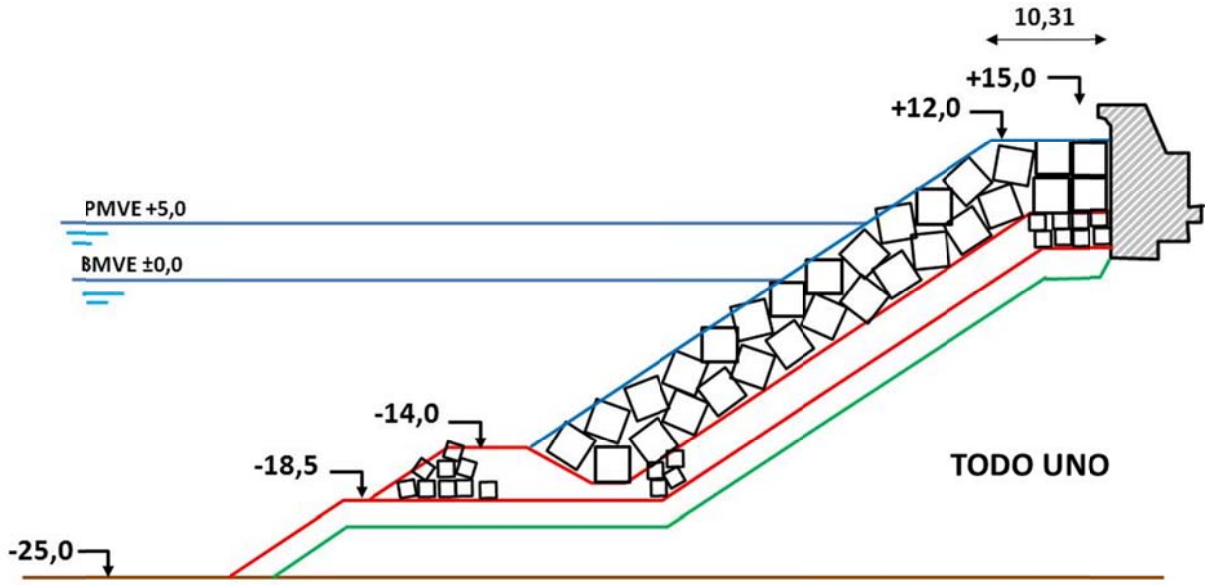


Figura 13.- Sección tipo 3.

Al igual que en el caso de la sección tipo 2, la sección tipo 3 mostró un comportamiento estructural totalmente aceptable. Aunque se desplazaron algunos bloques del manto, al finalizar el temporal de ensayo correspondiente a la Hs de cálculo se habían desplazado 3 bloques, lo que puede asociarse a la situación de “inicio de avería” para las condiciones de oleaje de cálculo.

En la figura 14 se muestra la situación de la sección 3 al finalizar el temporal de ensayo.



Figura 14.- Sección tipo 3. Finalización del temporal de ensayo. Hs = 8.5 m.

También puede apreciarse que, aunque el número de bloques desplazados de la berma hacia el pie del dique es algo superior al experimentado en el ensayo de la sección 2, dicha berma continúa manteniendo su función de apoyo de forma satisfactoria.

Sobre la sección 3 se midieron igualmente los esfuerzos sobre el espaldón. En la figura 15 se exponen los valores obtenidos de la fuerza horizontal máxima sobre el paramento del espaldón y se comparan con los obtenidos en el ensayo de la sección 2.

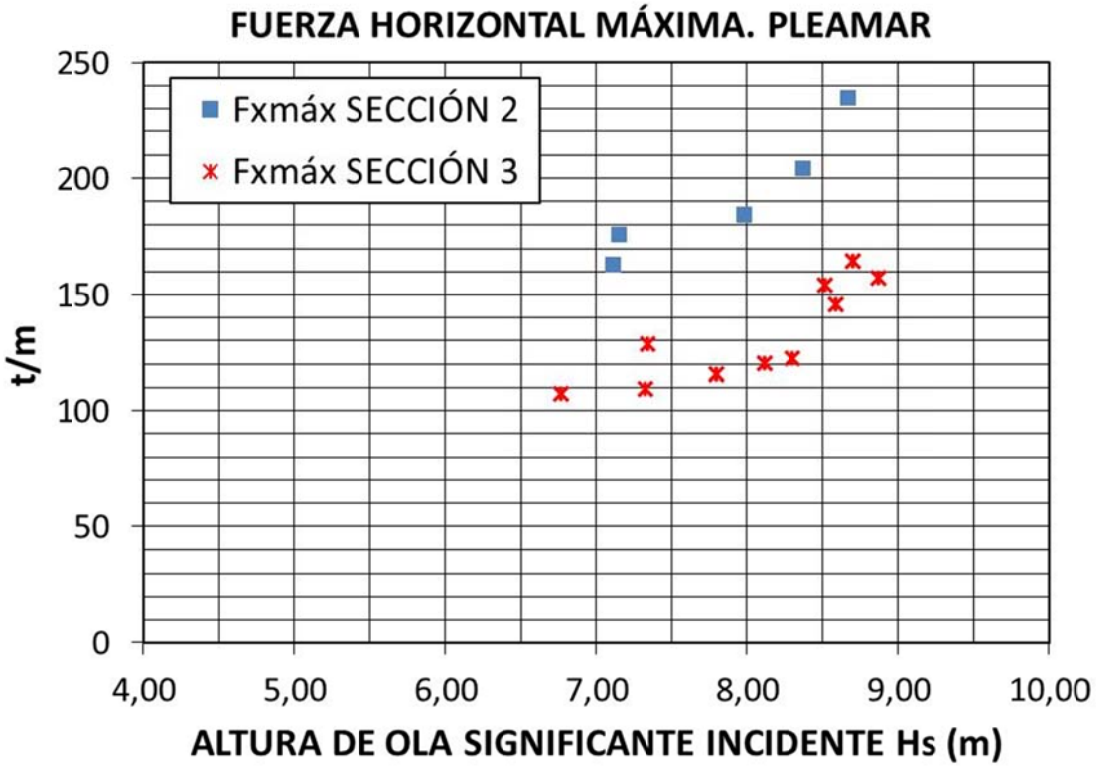


Figura 15.- (Fx)máx. Comparación de resultados obtenidos en secciones 2 y 3.

Como puede apreciarse, para alturas de ola significante en el entorno de la Hs de cálculo, dicha fuerza horizontal máxima pasa de 210 t/m a valores en torno a las 150 t/m, lo que supone una reducción de un 28.5 %, dejando la fuerza horizontal máxima sobre el espaldón en valores aceptables para la estabilidad de este elemento frente al oleaje de cálculo.

Este comportamiento pone de manifiesto la efectividad del aumento de anchura de la berma superior en la reducción de la acción del oleaje sobre el espaldón.

8. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO FUNCIONAL

En el apartado anterior se describe al proceso llevado a cabo para obtener un diseño aceptable desde el punto de vista estructural, tanto para las diferentes capas que constituyen los mantos de protección como para el espaldón.

A continuación se expone el proceso llevado a cabo para tratar de optimizar el diseño desde el punto de vista del comportamiento funcional, el cual viene caracterizado por la existencia de rebases sobre la coronación que pueden afectar a las condiciones de uso del lado abrigado por el espaldón. Para ello se realizaron igualmente modificaciones del diseño en función de los resultados obtenidos en los sucesivos ensayos realizados.

Para este análisis del comportamiento funcional frente al rebase se parte de los resultados obtenidos en el ensayo de la sección 3, con la cual se consiguió un diseño aceptable desde el punto de vista estructural.

El análisis del comportamiento funcional frente al rebase se realizó a través del parámetro denominado tasa media de rebase, q, el cual caracteriza la cantidad de agua que rebasa hacia la zona abrigada, y se expresa como el volumen de agua que rebasa la estructura por metro lineal de espaldón y por unidad de tiempo.

Este parámetro debe referirse por tanto a unas determinadas condiciones de oleaje (Hs, Tp, nivel de agua, duración del temporal), y suele expresarse en $m^3/(m \cdot s)$.

En la figura 16 se muestran los resultados del ensayo sobre la sección 3 para los tres niveles de agua considerados.

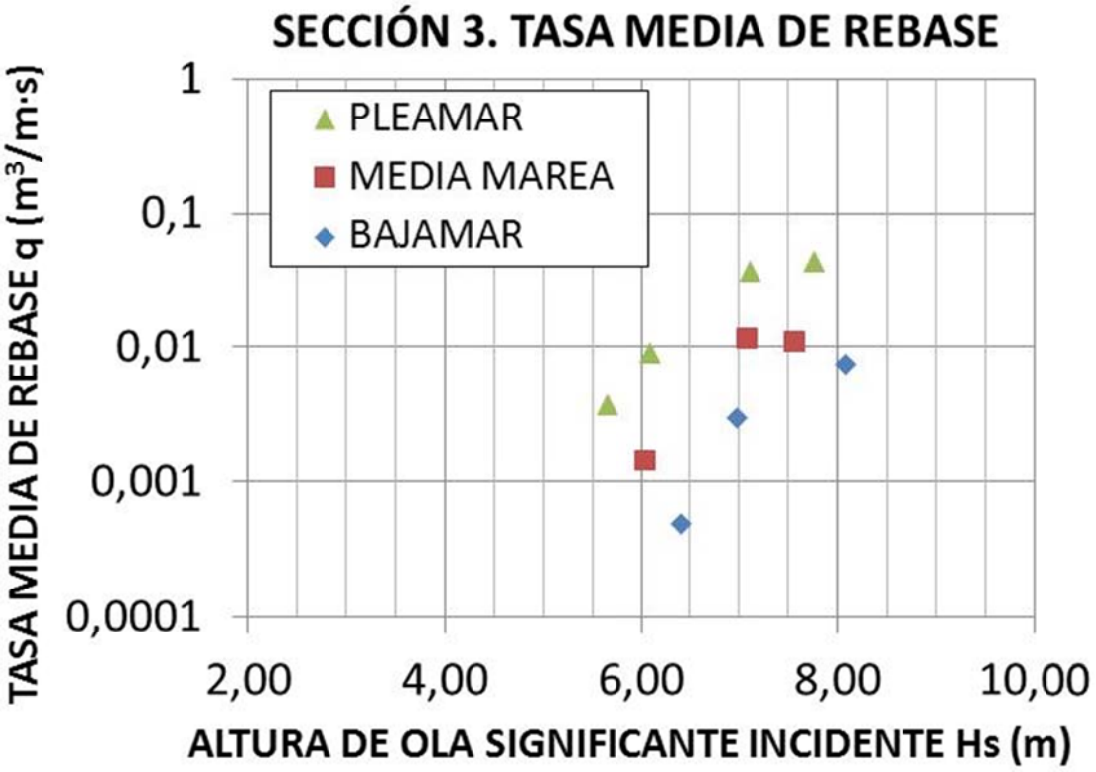


Figura 16.- Sección 3. Resultados de rebases.

Puede observarse claramente la influencia del nivel de agua en este fenómeno, siendo obviamente la situación más desfavorable la correspondiente al nivel de agua en pleamar.

Para valorar un determinado diseño desde el punto de vista funcional frente al rebase, es necesario tener en cuenta el tipo de uso previsto para la zona abrigada. En este sentido, existen algunos criterios que relacionan las cantidades de rebase (tasa media de rebase) con el tipo de uso del lado abrigado e incluso con el grado de peligrosidad que puede presentarse para diferentes grados de rebase.

En el presente caso de estudio se han adoptado como valores de referencia los valores recomendados en el documento "EurotOp. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual"[2], en el cual se recogen diversos criterios para la predicción y análisis de este fenómeno de cara al diseño de estructuras enfrentadas al oleaje.

Para una obra de estas características, parece razonable adoptar un valor de tasa de rebase admisible correspondiente al caso de protección de zonas en las que pueda existir "almacenamiento de mercancías" así como "instalaciones y equipamientos" relacionados con la actividad portuaria. Para este tipo de usos, dicho documento establece una tasa media de rebase admisible $q = 4 \cdot 10^{-4}$ $m^3/(m \cdot s)$.

Tal como se aprecia en el gráfico de la figura anterior, con el nivel de agua en pleamar (situación más desfavorable), este grado de rebase se alcanzaría para alturas de ola significante del orden de Hs = 5.5 m.

Con el fin de comprobar la sensibilidad de la cota de coronación del espaldón en la reducción del rebase y valorar la posible mejora del diseño funcional, se llevaron a cabo ensayos sobre una nueva solución, a la que se denominó sección 4, consistente en elevar 2 m la cota de coronación del espaldón (ver figura 17).

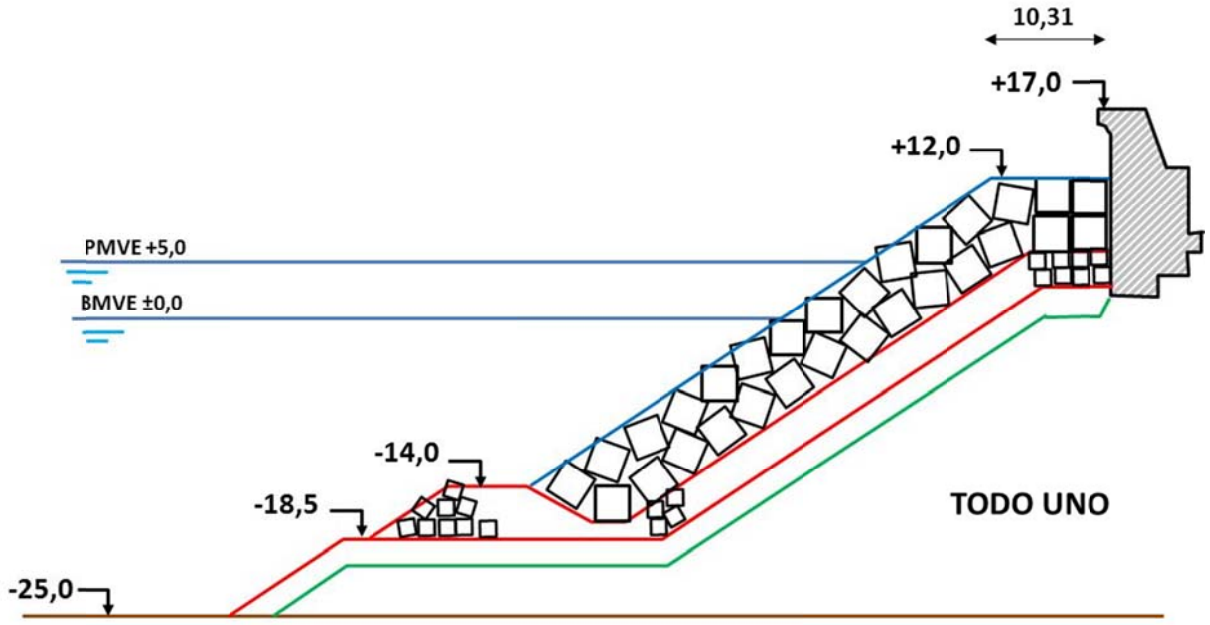


Figura 17.- Sección tipo 4.

Sobre esta nueva sección tipo se volvieron a realizar medidas de rebases, obteniéndose los resultados que se muestran en el gráfico de la figura 18, en el cual se comparan además los

[2] EurotOp. August, 2007. Environment Agency, UK; Expertise Netwerk Waterkeren, NL; Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, DE.

resultados con los obtenidos en los ensayos de la sección 3 para la situación más desfavorable (nivel de agua en pleamar).

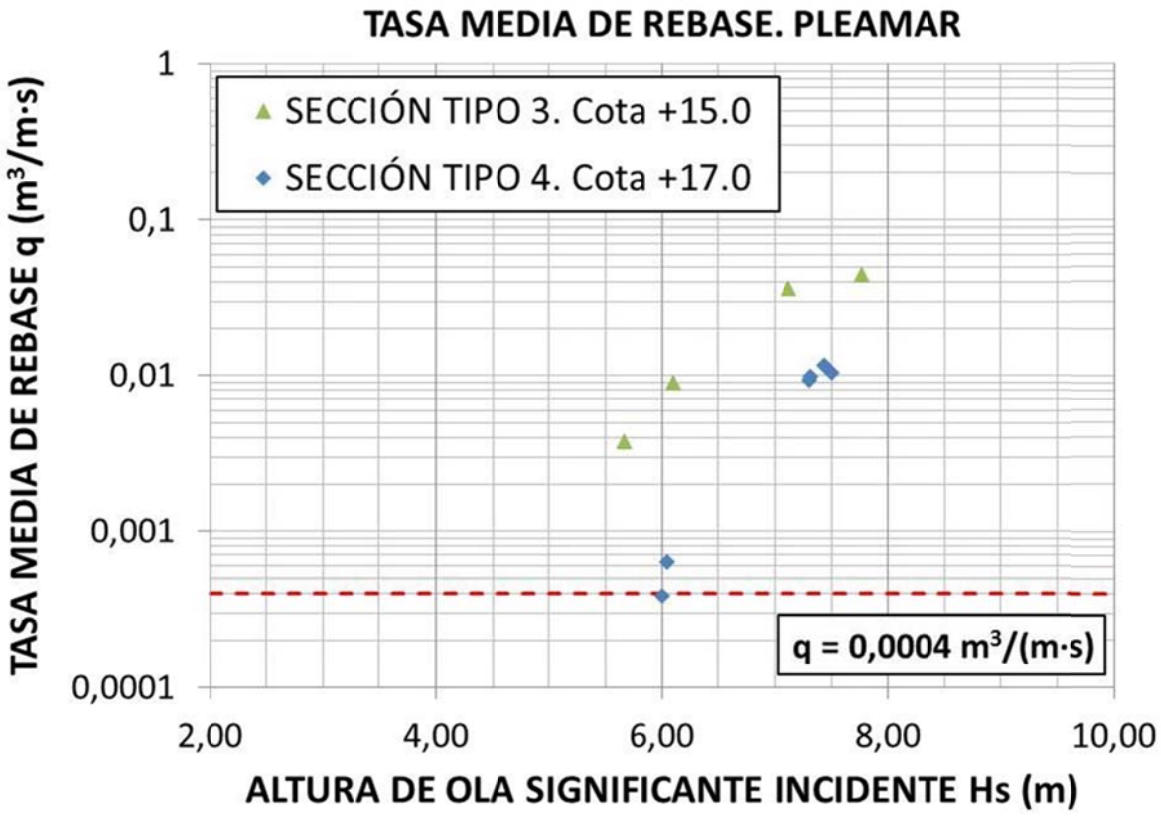


Figura 18.- Resultados de los ensayos de rebase. Secciones 3 y 4. PLEAMAR.

Como puede apreciarse en el gráfico de la figura 18, el aumento en 2 metros de la cota de coronación del espaldón ha permitido reducir el grado de rebase considerablemente. Para Hs = 6.0 m, si con la sección 2 (cota +15) se obtenían valores de $q = 8 \cdot 10^{-3}$ $m^3/(m \cdot s)$, con la sección 3 (cota +17) la tasa q se redujo hasta niveles del orden de la tasa admisible ($4 \cdot 10^{-4}$ $m^3/(m \cdot s)$). Por tanto pude decirse que dicho aumento de cota de coronación produce una mejora significativa en las condiciones operativas de la zona abrigada.

No obstante, comparando este diseño con la sección 3 puede observarse que, aunque la sección 4 dispone de mayor cota de estructura para contribuir a la disminución del rebase, la altura de paramento de espaldón expuesta al oleaje es también mayor que en la sección 3, lo cual resultaría desfavorable desde el punto de vista estructural, ya que el espaldón experimentaría una mayor acción del oleaje.

Este comportamiento se puso efectivamente de manifiesto en los ensayos, obteniéndose valores de la fuerza horizontal máxima (Fx)máx claramente superiores a los obtenidos en el ensayo de la sección 3, tal como se muestra en el gráfico de la figura 19.

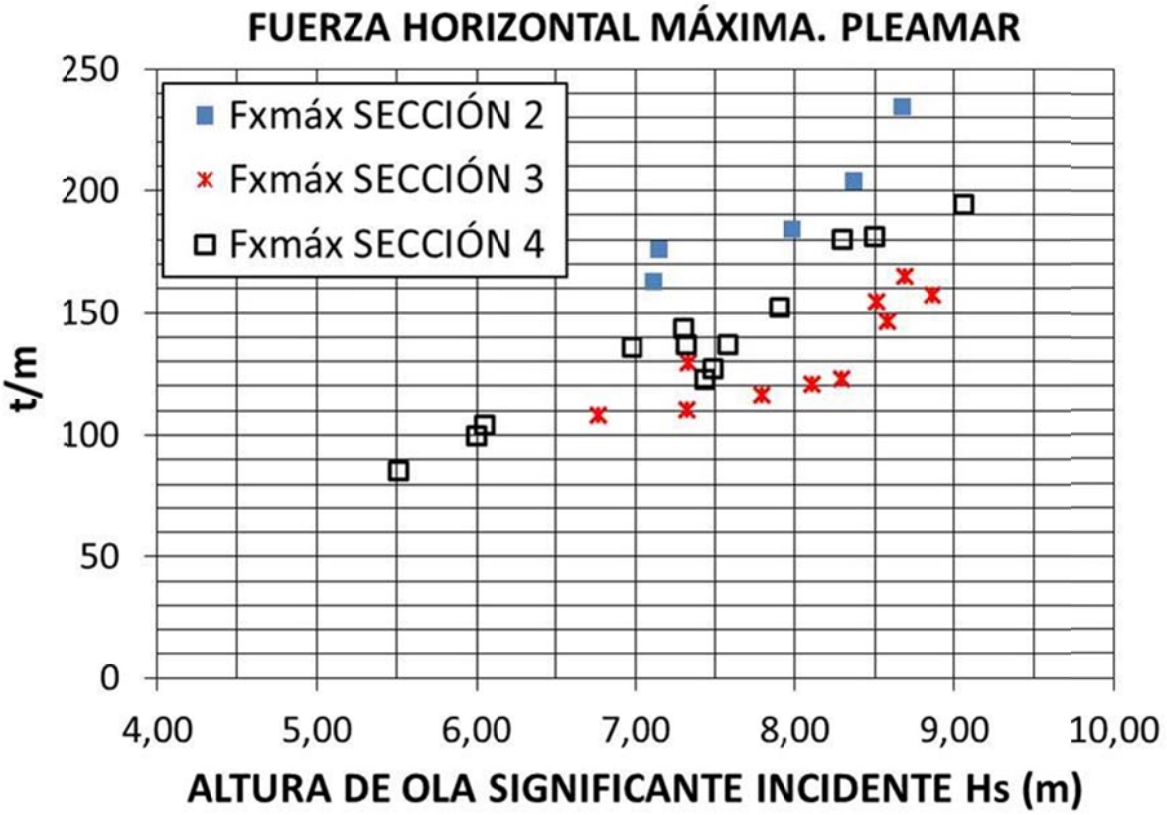


Figura 19.- Esfuerzos sobre el espaldón. Comparación de (Fx)máx obtenidas en secciones 3 y 4.

Esta modificación produjo un cierto empeoramiento de las condiciones de estabilidad del espaldón, aumentando la fuerza horizontal máxima (Fx)máx de 150 t/m (sección 3) a 180 t/m (sección 4), es decir del orden de un 20%.

No obstante, a partir del análisis de estabilidad se comprobó que estos valores de (Fx)máx se encontraban aún dentro de los límites admisibles para garantizar la estabilidad del espaldón frente al oleaje de cálculo (Hs = 8.5 m), por lo que el diseño alcanzado con esta sección tipo podía considerarse aceptable, mejorándose considerablemente el comportamiento frente al rebase.

Por otro lado, también la estabilidad estructural del manto principal y berma de apoyo resultaron satisfactorias en el ensayo realizado sobre esta sección 4. Para las condiciones de oleaje consideradas en el estudio, el aumento de la altura del espaldón no afectó en este caso a la estabilidad de dichos mantos y capas que constituyen la sección tipo (ver figura 20).



Figura 20.- Sección tipo 4. Finalización del temporal de ensayo. Hs = 8.5 m.

9. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los resultados del estudio permitieron comparar las diferentes alternativas ensayadas y ajustar las dimensiones de la sección tipo de proyecto. Entre las principales conclusiones del estudio cabe citar las siguientes:

1) Mediante la técnica de ensayos en modelo físico a escala reducida se consiguió modificar el diseño inicialmente propuesto hasta conseguir una sección tipo que presentaba un comportamiento aceptable tanto desde el punto de vista estructural como funcional (rebase) frente a los oleajes que pueden alcanzar la zona de emplazamiento de la obra. El proceso del estudio se basó principalmente en los siguientes puntos:
   - El diseño inicial (sección 1) se llevó a cabo a partir de formulaciones empíricas existentes para este tipo de obras. Tomando dicha sección como punto de partida, mediante el análisis de los resultados de los ensayos se actuó sobre diferentes parámetros de la sección tipo (profundidad de la berma de apoyo, anchura de la berma superior del manto, cota de coronación del espaldón) con el fin de optimizar el diseño para mejorar su comportamiento estructural y funcional frente a la acción del oleaje.

- De las actuaciones realizadas sobre el diseño inicial cabe destacar el aumento de la anchura de la berma superior del manto, la cual ha resultado una medida muy favorable tanto para mejorar el comportamiento frente al rebase como para la estabilidad del espaldón.

2) En la actualidad, la metodología de ensayos en modelo físico a escala reducida presenta un alto grado de fiabilidad en los resultados. En el caso de los modelos físicos de estructuras marítimas sometidas a la acción del oleaje este aumento de fiabilidad se basa principalmente en los siguientes factores:
    - Instalaciones de ensayo más potentes
    - Posibilidad de modelización a mayores escalas
    - Mejora de los sistemas de adquisición y análisis de datos
    - Mejora de los sistemas de predicción de datos de oleaje

3) Una de las principales conclusiones del estudio es poner de manifiesto la utilidad de una metodología de este tipo para abordar el diseño de este tipo de obras. Quizá los principales inconvenientes a los que se enfrenta esta técnica de ensayos en modelo físico son el coste económico y el plazo necesario. Sin embargo, hay que tener en cuenta las indudables ventajas de una herramienta como ésta para la obtención de un diseño fiable:
    - Los resultados de los ensayos permiten en muchos casos conseguir optimizar el diseño desde el punto de vista económico, planteando soluciones más ajustadas a las solicitaciones de cálculo.
    - En otros casos, los ensayos ponen evidencia la escasez en las dimensiones o en las características resistentes de las obras, tal como se ha puesto de manifiesto en el caso al que se refiere el presente artículo, permitiendo introducir las correcciones necesarias en la fase de diseño, y evitando así en muchos casos las costosísimas reparaciones de las averías producidas en la obra ya construida.
    - Por ello, en una adecuada planificación de una obra marítima se estima que los ensayos en modelo físico deben enmarcarse dentro de la fase de proyecto, como un estudio determinante para la obtención de una solución adecuada.
    - Existen parámetros, factores y fenómenos asociados a la interacción oleaje-estructura que en la actualidad no están contemplados o no pueden ser correctamente reproducidos con métodos numéricos o empíricos, y sí pueden ser contemplados en el escenario reproducido en el modelo físico.

4) En línea con los puntos anteriores se exponen algunos datos de interés sobre el estudio en modelo físico que constituye el objeto de este artículo:
    - El coste del estudio descrito en esta comunicación puede estimarse del orden del 0.3 % del PEM previsto para la obra.

- El coste de un estudio en modelo físico como el descrito está relacionado principalmente con los siguientes conceptos:
  - INSTALACIÓN DE ENSAYO: en este caso se ha utilizado una instalación de gran capacidad, que aunque conlleva un mayor coste, permite obtener una mayor fiabilidad en los resultados de los ensayos.
  - MATERIALES UTILIZADOS: el volumen de material utilizado está obviamente en consonancia con la escala del modelo. Los siguientes datos sobre los materiales utilizados muestran la magnitud de un modelo de estas características:
    - 28 m^3 de material todo uno
    - 280 Bloques de 22 kg para el manto principal
    - 1300 Bloques de 2,3 kg: filtro y berma de apoyo
    - 2,6 m^3 de escollera de 120 g: filtro
  - PERSONAL: en un estudio de estas características se requiere disponer de personal experimentado tanto para la fase de construcción del modelo como para la realización de los ensayos propiamente dichos.

5) En referencia al plazo requerido, la realización de un estudio de este tipo debe encajarse dentro de la fase de proyecto, lo cual requiere un correcto proceso de planificación en el que irían incluidos todo tipo de estudios previos necesarios. Si se considera que una duración media aproximada de un estudio en modelo físico de estas características puede estar en el orden de los 3 – 4 meses, éste plazo encajaría en la fase proyecto contando como se ha dicho con una planificación adecuada.

NUEVOS DISEÑOS PARA ESTRUCTURAS MARÍTIMAS DE ATENUACIÓN DE ENERGÍA

S. Martínez[1], D. Yagüe[1], L. Fort[1], D. Ponce de León[2] y J.M. Garrido[2]

1. Cyes Infraestructuras, S.A. Dirección de Obras Marítimas. C/Maudes 51 – 4º - 1ª CP 28003 Madrid. smartinez@cyes.es
2. Iberport Consulting, S.A. C/Botiguers Nº 3. Parque empresarial Táctica. 46980 Paterna. jgarrido@iberport.com.

INTRODUCCIÓN Y PROBLEMÁTICA

Las ventajas de la ejecución de diques y muelles mediante tipologías de elementos prefabricados es cada vez más demandada en las obras portuarias de todo el mundo. La experiencia y tecnología española en la fabricación y fondeo de cajones de hormigón armado con celdas aligeradas es muy meritoria y constituye un valor añadido de nuestro sector marítimo frente a empresas extranjeras en competencia de contratos.

Sin embargo, el fenómeno de la reflexión del oleaje sobre el paramento vertical que conforman los muelles y diques de cajones sigue siendo un problema de importancia y que provoca rechazo en algunos mercados. Debido, principalmente a factores como:

- Aumento de la agitación en el entorno de la bocana, canal de navegación y dársena, dificultando la entrada y la salida de los buques
- Aumento de la agitación en muelles y disminución de la operatividad en la carga/descarga de mercancías y/o pasajeros
- Rebases y pérdida de operatividad en el trasdós de los diques
- Resonancia de dársenas
- Cierre de dársenas, muelles y terminales durante varios días al año

Desde la Teoría de Jarlan (1961) hasta nuestros días, diversos estudios, patentes y diseños novedosos han sido publicados, pero pocos de ellos se han llevado a la práctica, principalmente por razones de viabilidad constructiva y por la dificultad de traducir a formulaciones teóricas (p.e. Fugazza and Natale, 1992, Garrido and Medina, 2012) los problemas reales de las instalaciones portuarias. Algunos ejemplos se muestran en las siguientes figuras (Figs. 1 a 3).

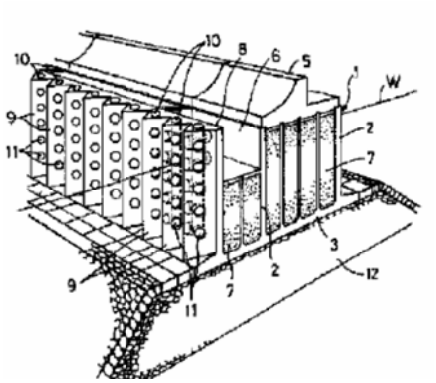


Figura 1. "Waves-breaking type caisson and breakwater therewith" JP6002316 (DAIHO CONSTRUCTION CO, 1994)

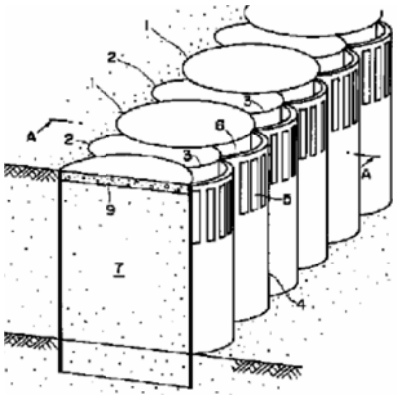


Figura 2. "Wave dissipating cell structure" JP10168851 (SUMITOMO METAL IND, 1998)

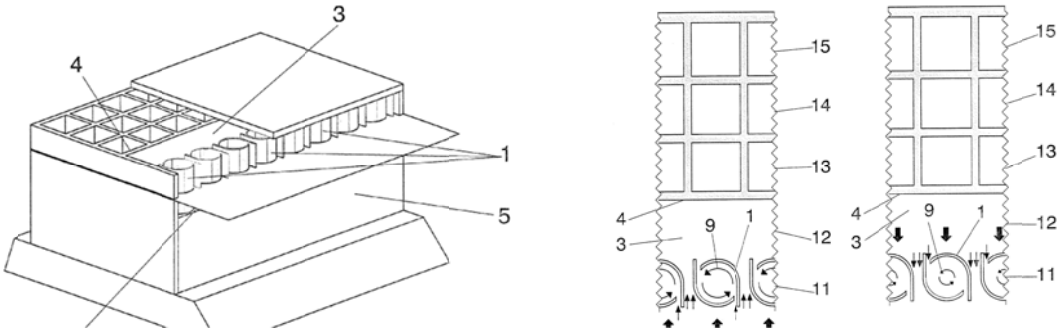


Figura 3. "Dique antirreflejante" ES 2,301,402 (UPV, 2008)

En el presente artículo, se expone una nueva tipología basada en concepto ya patentado y aplicado en otras tipologías (Garrido et al., 2010, Martínez et al., 2011), que aporta ventajas de adaptabilidad al proceso constructivo y flexibilidad para adaptar la geometría de las cámaras antirreflejantes a la necesidad de cada problema en particular.

A continuación, se hace una descripción resumida del concepto patentado y su aplicación a interior de cajones de celdas y, posteriormente, se presenta la nueva aplicación con elementos prefabricados tipo tubos.

MUELLES Y DIQUES DE CELDAS MÚLTIPLES

Dentro del ámbito de las obras marítimas y portuarias, la Patente de Invención desarrollada (patente ES 2340460 y PCT/EP2010/068000) proporciona una herramienta novedosa para atenuar la reflexión del oleaje en estructuras convencionales con paramento exterior vertical, es decir, es aplicable a estructuras marítimas verticales, incluyendo muelles y diques de abrigo construidos a partir de cajones prefabricados de hormigón armado con celdas interiores de aligeramiento y a muelles de bloques de hormigón en masa.

Dicha herramienta aporta el nuevo concepto de circuitos de celdas múltiples que consiste en disponer circuitos internos de diferente longitud de recorrido, pudiendo ser así de mayor longitud que el ancho del cajón, que permitan disminuir la reflexión en un mayor rango de frecuencias y adaptar las características antirreflejantes del cajón para solucionar problemas específicos en la ubicación de las obras. Según las experiencias previas para diseños antirreflejantes con tipología Jarlan, la longitud de los circuitos de celdas debe aproximarse al 20% de la longitud de onda para ser efectivo en la

atenuación de la misma. Adicionalmente a esta teoría y efectos técnicos, el nuevo diseño persigue extender las diferentes cámaras de disipación en sentido transversal formando circuitos de celdas a lo largo de diferentes direcciones y creando un plano 2D e incluso un fenómeno tridimensional por diferencia de niveles entre el seno y la cresta del oleaje incidente y el reflejado (Figs. 4 y 5).

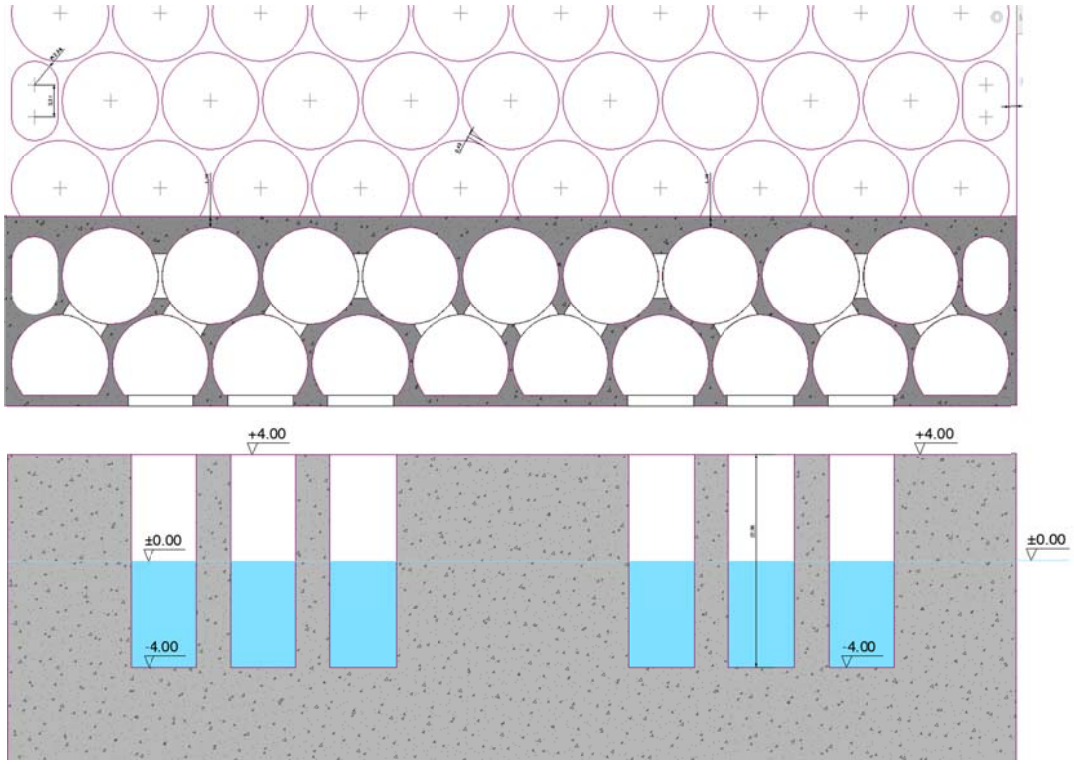


Figura 4. Cajón para dique antirreflejante en zona mediterránea con diversas combinaciones de circuitos (2 x 1celda + 3 x 4 celdas +1x9 celdas /2)

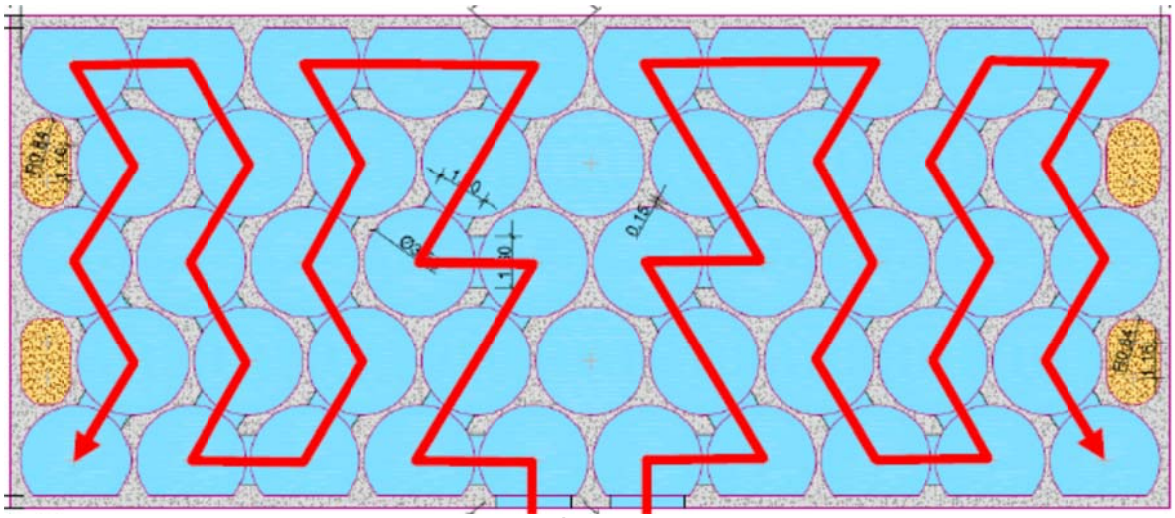


Figura 5. Muelle antirreflejante de atenuación de onda larga con circuito de larga longitud

El nuevo diseño, denominado comercialmente NOWAVES, ha sido testado en dos laboratorios, a pequeña y gran escala y con diversas combinaciones de circuitos en función de los oleajes para los que se prevé sea óptima su aplicación (Tabla 1).

	APLICACIÓN	CIRCUITOS	ENSAYOS LPC-UPV (Escala 1:36)	ENSAYOS CEDEX (Escala 1:11,6)
Muelle	Líneas de atraque en cualquier ubicación: interior dársena, canal de navegación	Aberturas tipo Jarlan comunicadas con segunda fila de celdas (6 unidades de 2 celdas cada una). Circuitos multicelda (2 de 4 celdas + 1 de 4 celdas/2 + 1 de 7 celdas/2)	Caso Mediterráneo y Atlántico *(se introducen variantes al diseño mediante fondo rugoso y aberturas de ancho variable)*	Caso Mediterráneo y Caso Atlántico
Dique	Lado mar en dique de cajones y espaldón retranqueado	Aberturas tipo Jarlan (2 uds de 1 celda) + Circuitos multicelda (2 de 4 celdas + 1 de 9 celdas/2)	Caso Mediterráneo y medida de subpresiones, rebases y presiones a dos cotas de espaldón	
Oleaje de Baja Frecuencia	Resonancia de dársenas y oscilación de onda larga	Dos circuitos de larga longitud comunicando entre sí la mitad de las celdas en cada uno a lo largo de toda la manga del cajón		Caso Mediterráneo Tp= 45 seg Tp = 90 seg

Tabla 1. Resumen de los productos NOWAVES compuestos por circuitos antirreflejantes que han sido ensayados

En todos ellos, se incluyeron los ensayos correspondientes al modelo impermeable para disponer de los datos de partida que permitan comprobar la efectividad de cada diseño en comparación a la reflexión emitida por el paramento vertical expuesto a las mismas condiciones de oleaje.

MUELLE CON CAJÓN ANTIRREFLEJANTE DE TUBOS PREFABRICADOS

Una modificación de las tipologías antirreflejantes presentadas en el apartado anterior está formada por elementos prefabricados tipo “tubo” o “marco” colocados sobre la coronación del cajón. En la Figura 6, se muestra una de las variantes ensayadas recientemente a gran escala (1/12) en el CEPYC-CEDEX (Figs. 6 y 7).

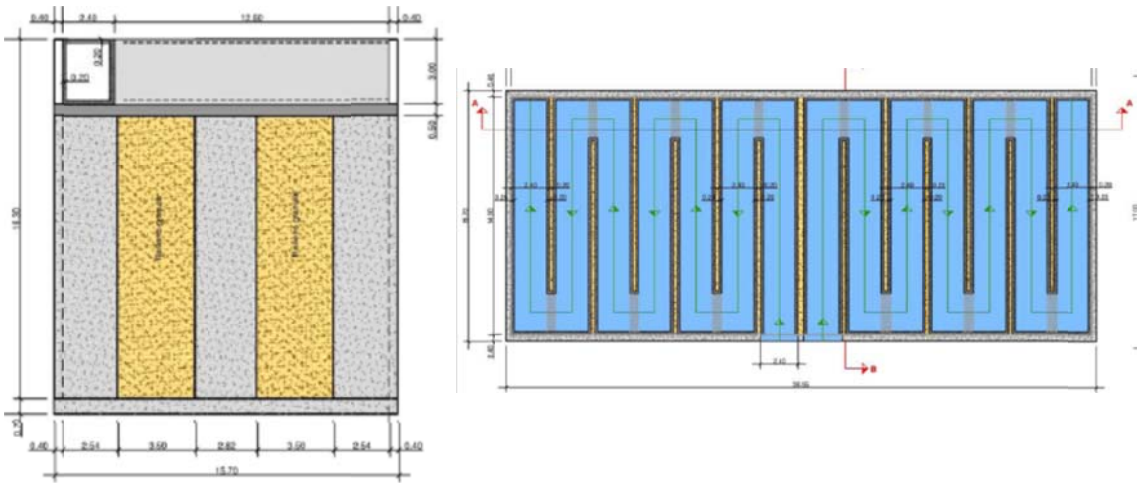


Figura 6.- Muelle antirreflejante con elementos prefabricados (tubo)



Figura 7.- Implantación del modelo en el canal CEPYC-CEDEX e impermeabilización de todas las juntas entre modelo y contornos del canal.

Se han ensayado tipologías de diferentes longitudes y número de aberturas (CY1, CY2, CY3); así como, con 4 aberturas y paredes curvas en el fondo para lograr una configuración más hidrodinámica (CY 4), y 4 aberturas, paredes curvas y resaltos en paredes interiores con el fin de producir una mayor disipación de energía a lo largo del recorrido del flujo (CY5) (Tabla 2).

Los oleajes que se han ensayado han sido tanto de onda regular como irregular con periodos de 6 a 20 s., y ondas de baja frecuencia para los periodos máximos de T=45 s y T=90 s. En todos los casos, la altura de ola es inferior o igual a 1 m. y el nivel del mar no se ha variado.

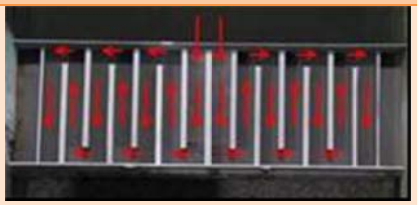
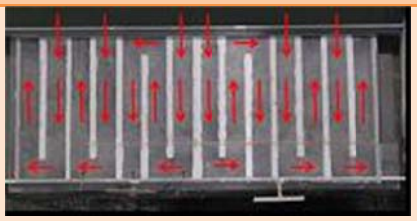
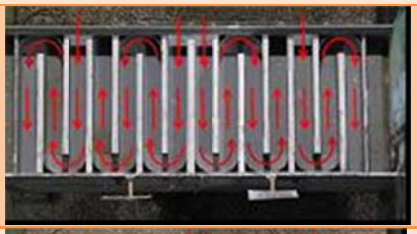
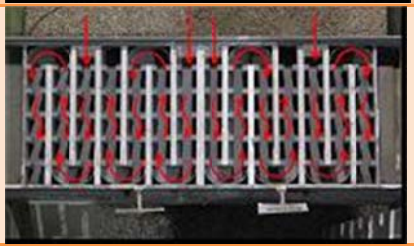
ALTERNATIVAS CYRCUITEX	CARACTERÍSTICAS	ESQUEMA	
CY0	Cajón convencional impermeable		
CY1	2 aberturas		
CY2	4 aberturas		
CY3	6 aberturas		
CY4	4 aberturas y paredes curvas en el fondo para lograr una configuración más hidrodinámica		
CY5	4 aberturas, paredes curvas y resaltos en paredes interiores con el fin de producir una mayor disipación de energía a lo largo del recorrido del flujo		

Tabla 2.- Resumen de las Alternativas ensayadas

La realización de ensayos de baja frecuencia han contado con una nueva metodología desarrollada durante el proyecto CADIMA. Consiste en dos fases:

1. Fase de acumulación de energía: en esta fase la paleta generadora está actuando durante un tiempo en el que la onda generada se va amplificando hasta estabilizarse, momento en el cual se procede a detener el sistema de generación.

2. Fase de amortiguación: en esta fase, con el sistema de generación sin funcionar, la onda se va amortiguando por efecto de la capacidad de disipación del cajón ensayado.

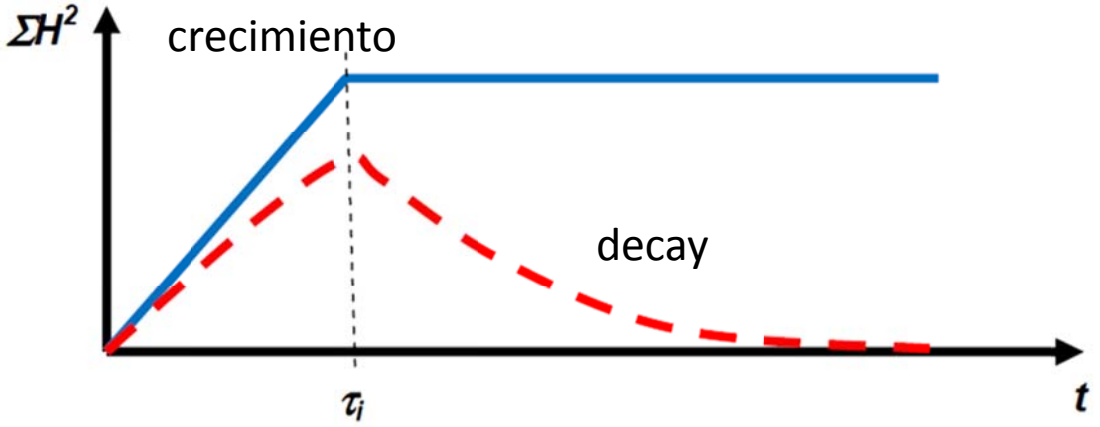


Figura 8.- Resultados esperados del comportamiento de la energía en función del tiempo en ensayos de onda larga

La efectividad del sistema de atenuación lo da el tiempo que tarda en atenuarse la onda generada, al que se denomina "decay". La función exponencial que describe el fenómeno de atenuación de energía tiene la siguiente expresión:

$$E_t = e^{(-kt)}$$

Donde E_t es la energía disipada en el tiempo t y k es el tasa de decrecimiento instantánea de la energía o "decay". La energía se relaciona con el cuadrado de la altura de ola.

La reducción del tiempo de decay en las nuevas tipologías CYRCUITEX son evidentes de la comparativa con el modelo impermeable. Si las gráficas presentadas en la Figura 9 se reflejaran en la misma escala de tiempo se apreciaría a simple vista cómo mientras la estructura impermeable requiere más de 9.000 segundos para amortiguar una onda de T=45s y Hs ≈ 0.6 m, el Cyrcuitex CY1 ha empleado 6.150 segundos, CY2 3.600 segundos, CY3 (para H≈0.35 m, no pudo superarse dicho valor) 2.000 segundos, CY4 2000 segundos y CY5 3.000 segundos. En todos los casos, la mejora y reducción del plazo es significativa.

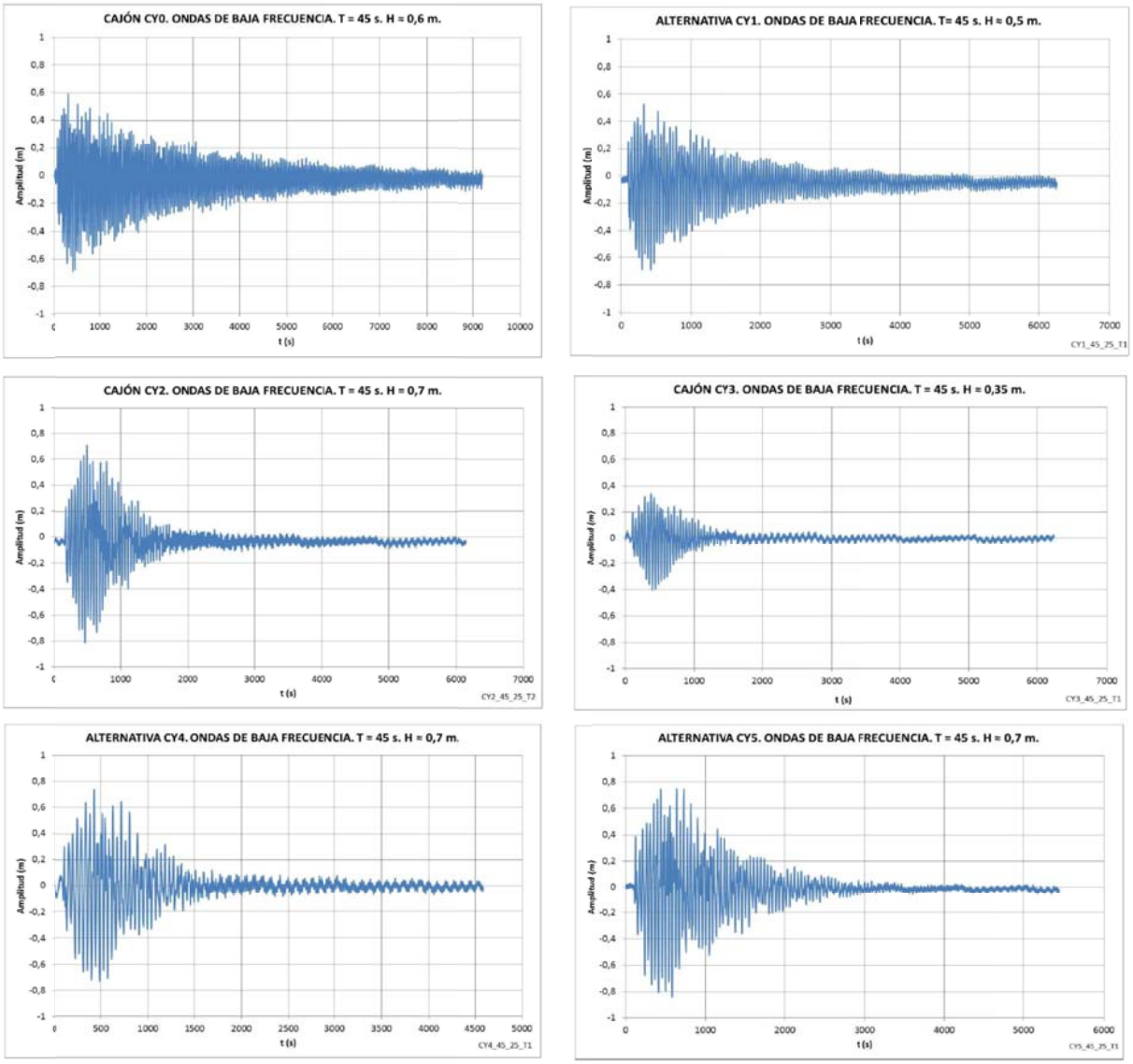


Figura 9.- Evolución de la onda de baja frecuencia en las distintas tipologías para T=45 s y H=0.6 a 0.7 m

A partir de los resultados de la función SIWEH de los ensayos, se elimina la rama ascendente (fase de generación o acumulación de energía) y se estudia la rama descendente (fase de amortiguación) con un ajuste exponencial. El resultado para el caso de… se muestra en la figura 10.

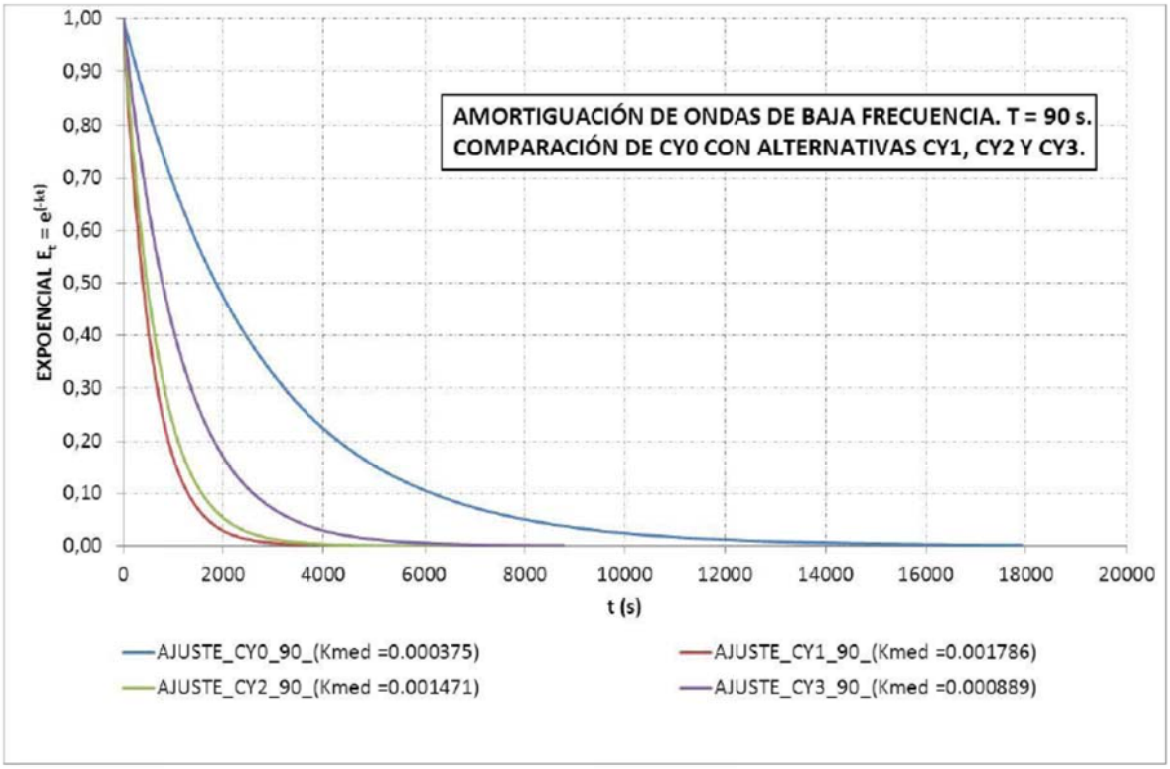


Figura 10.- Amortiguación de ondas de baja frecuencia T=90 s (CY0, CY1,CY2 Y CY3).

El resultado de todas las alternativas ensayadas en valores de tasa de decrecimiento instantánea muestra que se consigue mayor efectividad para todos los casos respecto de la tipología impermeable (CY0) (Fig. 11).

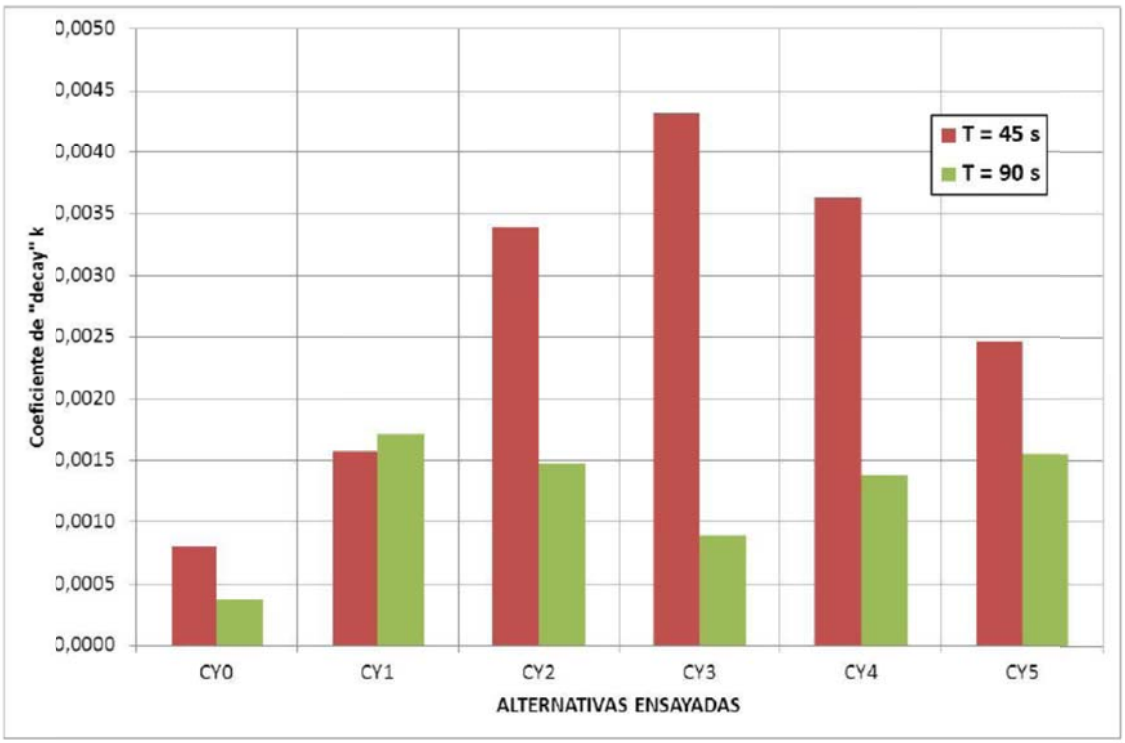


Figura 11.- Valor medio del coeficiente de amortiguación obtenido con cada periodo en las diferentes alternativas ensayadas

Por otro lado, como resultado de comparar entre la capacidad de amortiguación de los cajones antirreflejantes de circuitos de celdas (NOWAVES –R) y de los cajones antirreflejantes de circuitos prefabricados, para periodos de T= 45 y 90 s, se obtiene que ambas variantes consiguen amortiguamientos de la energía de entre 2 y 5 veces respecto de una pared vertical impermeable (Tabla 3). La mayor efectividad de una u otra tipología depende del periodo atenuar, por lo que finalmente se trataría de un diseño a la carta para cada problema concreto.

Aberturas	T(s)	NUEVAS TIPOLOGÍAS ANTIRREFLEJANTES ($e = k_{tipología}/k_{impermeable}$)			
		cyes-celdas	CY 1,2,3	CY4	CY5
2	45	1,9	2,0		
	90	3,0	4,8		
4	45	4,4	4,2	4,5	3,1
	90	3,9	3,9	3,7	5,2
6	45	4,7	5,4		
	90	2,9	2,4		

Tabla 3.-. Relación entre coeficientes de amortiguación de energía de oleaje

Las ventajas constructivas del nuevo diseño empleando marcos prefabricados de hormigón armado son numerosas:

- La fabricación se lleva a cabo en plantas y talleres especializados con un estricto control de la calidad y los recubrimientos, así como en la elaboración de ensayos de testeo.
- Las dimensiones geométricas se estandarizan facilitando el transporte por carretera.
- Habilitar una bañera superior en el cajón conlleva un mayor aprovechamiento en superficie de coronación al permitir la creación de mayores longitudes en los recorridos de los circuitos, lo que conlleva un aumento de la efectividad del diseño frente a ondas de bajas frecuencias.
- Los trabajos pueden desarrollarse en seco, hasta realizar la conexión de los tubos con las aberturas exteriores que convenga habilitar.
- Los plazos se optimizan al convertir la creación de circuitos en una tarea convencional de obra civil.
- El proceso constructivo se agiliza al existir una independencia entre los tajos y los equipos de las tareas que preceden y suceden a la colocación de los marcos.
- El apoyo de la superestructura es uniforme y homogéneo aprovechando la cara superior de los marcos.
- Se simplifican las tareas de creación y cambio de las combinaciones de circuitos, así como la incorporación de obstáculos en sus recorridos.



Figura 12.- Línea de fabricación de marcos de hormigón

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer su colaboración a:

- Ministerio de Fomento y al Ministerio de Ciencia e Innovación la financiación del Proyecto CADIMA (Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011).
- Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX por abrirnos sus puertas y facilitar el trabajo codo con codo.
- LPC-UPV, por su constante apoyo y asesoramiento y el cariño que ha mostrado hacia el proyecto a lo largo de todo el periodo de investigación, por más difícil que pareciese el camino.

Del mismo modo, los autores desean aprovechar esta oportunidad para agradecer a todos los organizadores y patrocinadores del XII Congreso de Puertos y Costas en Cartagena la oportunidad brindada y el esfuerzo destinado para que este encuentro haya tenido lugar.

REFERENCIAS

Fugazza M. , Natale L. (1992), “Hydraulic performance of perforated breakwater”, Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng., ASCE 118, pp. 1–14

Garrido, J.M. and Medina, J.R., 2012. New neural network-derived empirical formulas for estimating wave reflection on Jarlan-type breakwaters. Coastal Engineering. Volume 62, April 2012, Pages 9–18.

Garrido, J., Ponce, D., Berruguete, A., Martínez, S., Manuel, J., Fort, L., Yagüe, D., González-Escrivá, J.A. y Medina, J.R., 2010. Study of Reflection of New Low-Reflectivity Quay Wall Caisson. Proc. ICCE 2010. ASCE, Paper No. 213.

Jarlan G.E.(1961) , “A perforated vertical breakwater” , The Dock and Harbour Authority, Vol.41 n°486, pp. 394-398.

Jarlan G.E. (1965) , “The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures” Quart. Bulletin, National Research Council Canada, pp. 23-64

Martínez, S.M., Manuel, J., Yagüe, Fort, L., D., Garrido, J.M., Ponce de León, D., Berruguete, Zarranz, G., A., González-Escrivá J.A. y Medina, J.R.,. 2011. Diques y muelles antirreflejantes: cajones para la atenuación de ondas de baja frecuencia. XI Jornadas de Costas y Puertos. Las Palmas.

OBRAS DE REPARACIÓN DE INFRAESTRUCTURAS PORTUARIAS DE ASMAR Y BASE NAVAL DE TALCAHUANO (CHILE)

H. Arancibia Pedreros[1], D. Mena Convalia[2], J. Cazorla Wagner[3], P. Canalejo Rodríguez[4], I. Casas Martín[5]

1. ASMAR. Av.Jorge Montt 250. Talcahuano. Chile. harancibia@asmarcorp.cl
2. ARMADA. Prat 749. Valparaíso. Chile. dmenaco@armada.cl
3. DRAGADOS. EPC Asmar-Armada. Talcahuano. Chile. jcazorla@dragados.cl
4. ALATEC. José Echegaray 14. Parque empresarial Las Rozas. 28230 Madrid. pcr@alatec.es
5. DRAGADOS. Avda. Camino de Santiago, 50. 28050 Madrid. icasasm@dragados.com

INTRODUCCIÓN

La Planta Industrial Talcahuano, perteneciente a los Astilleros y Maestranzas de la Armada (ASMAR) y la Base Naval de Talcahuano (BNT) se encuentran situadas en el lado oeste de la bahía de Concepción, comuna de Talcahuano en la región de Bío Bío (Chile). Estas instalaciones se vieron severamente afectadas tras el sismo de magnitud 8,8 y el tsunami posterior ocurridos el 27 de febrero de 2010.

En este contexto a comienzos de 2011 se licitaron bajo la modalidad de EPC las obras de reparación de las instalaciones y de los frentes afectados, así como de ampliación de parte del puerto. Las reparaciones están distribuidas en tres fases con objeto de garantizar los niveles requeridos de operatividad durante el desarrollo de la obra.

Las obras correspondientes a las fases I y II, así como la ingeniería de detalle completa fueron adjudicadas al consorcio formado por DRAGADOS-BESALCO-COMSA en abril de 2011. Tanto la ingeniería básica para la fase de licitación como el proyecto constructivo han sido redactados por ALATEC Ingenieros.

De manera general los trabajos a realizar pueden dividirse en las actuaciones que a continuación se describen.

DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS A REALIZAR

En función de su ubicación pueden distinguirse las actuaciones a realizar en la Dársena de ASMAR de las que deben llevarse a cabo en la BNT. A su vez, las actuaciones son ejecutadas en distintas fases con objeto de garantizar los niveles requeridos de operatividad durante el desarrollo de la obra.

Por otra parte, las obras de reparación de los muelles afectados han tratado de homogeneizarse, adoptando soluciones similares en distintos muelles, con objeto de optimizar los procesos constructivos, el empleo de medios y ahorrar en plazos de ejecución.

Las principales actuaciones en función de su tipología, son las siguientes:

Muelles de pilotes

Las obras de reparación de los frentes afectados en que se adopta esta solución consisten en la ejecución de muelles de pilotes metálicos verticales de 36” de diámetro y espesores de 16 mm y 20 mm. La sección tipo de estos muelles está formada por 4 ó 5 filas de pilotes separados 12 m en el sentido longitudinal del muelle, unidas en cabeza por vigas de hormigón armado. El tablero está conformado por vigas aligeradas prefabricadas en PI en sentido longitudinal y losa superior in situ, hasta alcanzar las anchuras requeridas de las plataformas del muelle, que varían desde los 24 m a los 18,50 m.

Para mejorar las condiciones del suelo del fondo marino se ejecutan columnas de grava de 80 cm de diámetro y longitudes variables, del entorno de 10 m de longitud.

Esta tipología es la empleada en la reparación de 1.140 ml de líneas de atraque

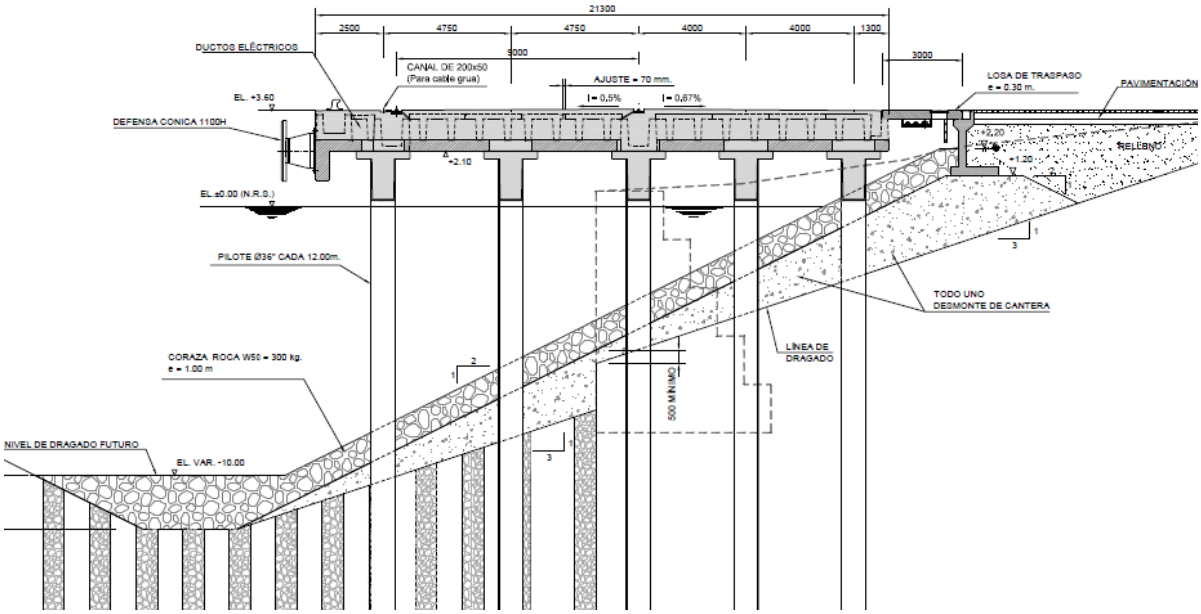


Figura 1. Sección tipo del muelle 210

Muelles de tablestacas

Se proyectan una serie de muelles de tablestacas ancladas a una pantalla trasera también de tablestacas. Las pantallas principales están formadas por unos perfiles de acero tipo HZ-880M y tablestacas AZ-13 hincadas en el fondo marino. Las pantallas traseras son de tablestacas AZ-13 y quedan unidas a las delanteras con tirantes de acero.

La vigas cantil, donde se ubican los rieles delanteros de las grúas y se fijan las defensas de atraque, corona a la +3,60 m y se define como un macizo de hormigón armado de 4,50x4,60 m, anclado a la tablestaca principal. Por su parte el riel trasero de la grúa apoya sobre una viga de hormigón armado de 1,50x1,50 m apoyada en pilotes metálicos de 20" de diámetro y 12 mm de espesor cada 6,00 m.

La sección se completa con un relleno de todo uno entre la tablestaca delantera y los respectivos muros existentes. El terreno de fondo se mejora con columnas de grava de 80 cm y una longitud variable.

Esta tipología es la empleada en la reparación de 282 m de línea de atraque.

Muelles exentos de pilotes inclinados

La tipología de estos muelles es de pilotes metálicos de 36" de diámetro y espesor de 16 mm y 22 mm. Los dinteles de hormigón en cabeza de pilotes tienen 1,40 m de canto y están espaciados cada 12 m. Cada dintel está soportado por 4 pilotes. Por su parte el tablero es de 10,60 m de anchura y está formado por vigas prefabricadas en PI y 15cm de losa in situ.

Los pilotes se hincan a 45º sobre el plano horizontal y se inclinan sobre la vertical 1H:4V y 1H:5V alternadamente.

Esta tipología es la empleada en la reparación de 755 m de líneas de atraque.

Terreno

En general la estratigrafía del terreno presenta unos espesores superficiales de terrenos blandos sobre una capa de arenas y una base de roca arenisca. Los espesores de los distintos estratos son muy variables en las diferentes zonas de la dársena.

Riesgo sísmico

En los últimos 100 años, la región ha sido afectada por tres grandes sismos: diciembre de 1928 (Ms=8,3), enero de 1939 (Ms=8,3) y febrero de 2010 (Ms=8,8). El espectro sísmico de diseño aplicado en el cálculo de las estructuras se ha obtenido a partir de eventos interplaca de 8,8 grados de intensidad.

Tema: Obras y estructuras marítimas

CONSTRUCCIÓN DE DIQUES VERTICALES DE BAJA REFLEXIÓN PARA ABRIGO DE PUERTOS

R. Arzo Cubero[1], J.B. Mingarro Menero[2], A.C. Piqueras Ruiz[3], D. Matas Olivas[4], E. Fenollosa Aragó[5], J.P. Ainchil Lavin[6]

[1]APC, Muelle Serrano Lloberes, s/n, 12100 Grao de Castellón, rarzo@portcastello.com
[2]APC Muelle Serrano Lloberes, s/n, 12100 Grao de Castellón, jmingarro@portcastello.com
[3]FCC Construcción, c/Blasco Ibañez, nº 25, 46010 Valencia, APiquerasR@fcc.es
[4]FCC Construcción, c/Blasco Ibañez, nº 25, 46010 Valencia, DMatasO@fcc.es
[5]BECSA S.A.U., Ciudad del Transporte II, c/Grecia, nº 31,12006 Castellón, EFenollosaA@fcc.es
[6]FCC Construcción, calle Balmes, nº 36, 08007 Barcelona, JAinchil@fcc.es

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Con motivo de la adjudicación de la Prolongación del Dique Este, Dragado y Mejora de Acceso a la Dársena Sur del Puerto de Castellón, en el que se incluía la construcción de un dique de abrigo rompeolas de talud inclinado con mantos de protección de bloques de hormigón, se consideró la posibilidad de poner en valor los conocimientos generados en proyectos de I+D sobre el funcionamiento de los denominados diques verticales de baja reflexión.

De esta manera, y con el objeto de aplicar estas tecnologías innovadoras, se presentó a la dirección de la obra una propuesta alternativa del dique de abrigo inicial, sustituyéndolo por un dique vertical, de baja reflexión de oleaje, en el que se pudieran disponer las cámaras de disipación de energía ensayadas en su día en el CEDEX, propuesta que fue finalmente desarrollada e incorporada a la solución definitiva.

A tal efecto se requirieron los servicios del Instituto de Hidráulica Aplicada (INHA) de Cerdanyola, para efectuar los ensayos 3D correspondientes, que fueron precedidos de otros ensayos bidimensionales que sirvieron para ajustar el diseño final.

Estos nuevos ensayos permitieron terminar de definir las características de las cámaras de disipación a disponer en el dique vertical del Puerto de Castellón y aplicarlas en la práctica, mediante la construcción de cajones prototipo. La realización de estos trabajos permitió a su vez evaluar ventajas añadidas tales como la menor rebasabilidad del dique para una misma altura de espaldón y corroborar la gran aceptación para los usuarios del puerto que ha tenido finalmente el empleo de esta técnica innovadora en España

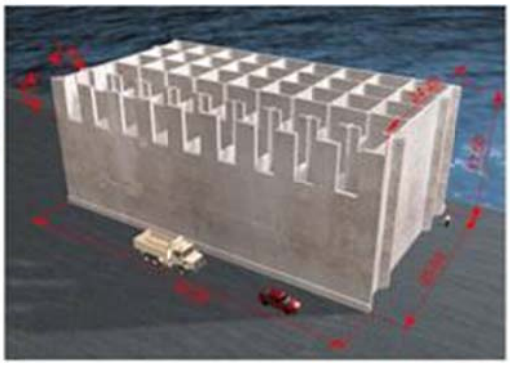


SINGULARIDADES Y DESARROLLO DE LA OBRA

Se han construido 11 cajones con tipología de baja reflexión, que se encuentran emplazados en su posición prevista dentro del nuevo dique.

Cada cajón de baja reflexión construido tiene una eslora de 44,26 m, una manga de 24,2 m y un puntal de 17,5 m. Las paredes exteriores del cajón son de 50 cm de espesor, salvo la del lado puerto que es de 40 cm y las paredes interiores son de 25 cm, salvo en las dos primeras alineaciones de celdas coincidentes con el emplazamiento de las celdas disipativas cuyo espesor es 40 cm. Las celdas de disipación del oleaje están dispuestas, cómo se ha comentado, en las dos alineaciones de celdas del lado mar del cajón. El cajón dispone de 9 ventanas en su lado mar que permiten la entrada del oleaje y es gracias a un mecanismo de rozamiento con las paredes del cajón y la propia interferencia entre la ola incidente y la reflejada como se obtiene básicamente la disipación de la energía. La primera serie de celdas se sitúa a la cota -3,5 y su base está protegida con una losa de hormigón armado de 60 cm. La segunda serie de celdas se encuentra emplazada a una cota de -1 y también protege su base con una losa armada de 60 cm. Esta diferencia de altura asimismo supone un mecanismo adicional de disipación. Los cajones han sido construidos en el dique flotante "Mar del Aneto" de FCC Construcción en el puerto de Castellón.





CONCLUSIÓN

El funcionamiento de la estructura una vez puesta en servicio, ha sido el esperado, corroborando los ensayos preliminares realizados en modelo reducido.

Se ha conseguido el objetivo que se perseguía, al aunar la plena funcionalidad del dique como elemento disipador de la energía con un ahorro relevante de materiales y en consecuencia mejoras medioambientales indudables.

Para cuantificar las ventajas ambientales obtenidas es suficiente comparar el volumen de materiales necesario para la construcción del proyecto modificado sin la solución de baja reflexión, frente a las ventajas obtenidas con su empleo:

Es indiscutible que el evitar la extracción de esos volúmenes de material de cantera es una ventaja desde el punto de vista de la propia explotación de la cantera, como de evitar el transporte de dichos materiales con camión, impidiendo por tanto las emisiones indeseadas de CO_2, ruidos, molestias a los vecinos con el tráfico etc.…

Esto abre un amplio abanico a la ejecución de este tipo de obra, en zonas con dificultades de explotación de canteras, ya sea por la no existencia en la zona o por la ejecución en zonas de especial protección medioambiental.

Además de sus mejoras medioambientales citadas, la solución estudiada supone una mejora económica frente a la opción convencional de dique mixto.

PROYECTO DE MEJORA FUNCIONAL (REBASE) EN EL PUERTO OLÍMPICO DE BARCELONA

O. Garcia[1], X.Gironella[2], J. Sospedra[2], T.C.A. Oliveira[2], M. Reventós[1], A. Coral[3], M. Valdés[4]

1 ENGINYERIA REVENTÓS, S.L., C/PereIV 359 1r local 15, 08020 Barcelona
2 LIM (Laboratorio Ingeniería Marítima), C/Jordi Girona, 1-3, edificio D1, 08034 Barcelona
3 BARCELONA REGIONAL, C/60, 25-27, Edificio Z, Sector A, Zona Franca, 08040 Barcelona
4 AJUNTAMENT DE BARCELONA, Direcció de Serveis de infraestructures i espai públic. Av. Diagonal, 240, 08018 Barcelona.

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El Puerto Olímpico de Barcelona fue construido con motivo de las Olimpiadas que acogió la ciudad en el 1992, siendo parte emblemática de la transformación de su fachada marítima.

Desde su puesta en servicio se han registrado, durante ciertos episodios de temporal de levante, caudales de rebase en el dique principal que superan los límites admisibles, poniendo en peligro las embarcaciones amarradas y las instalaciones portuarias, causando daños materiales en la infraestructura.

A finales de 2009 el Ayuntamiento de Barcelona redacta un convenio de colaboración con Enginyeria Reventós SL y el Laboratorio de Ingeniería Marítima (LIM -UPC), para llevar a cabo un estudio, propuesta y optimización de alternativas para resolver el problema.

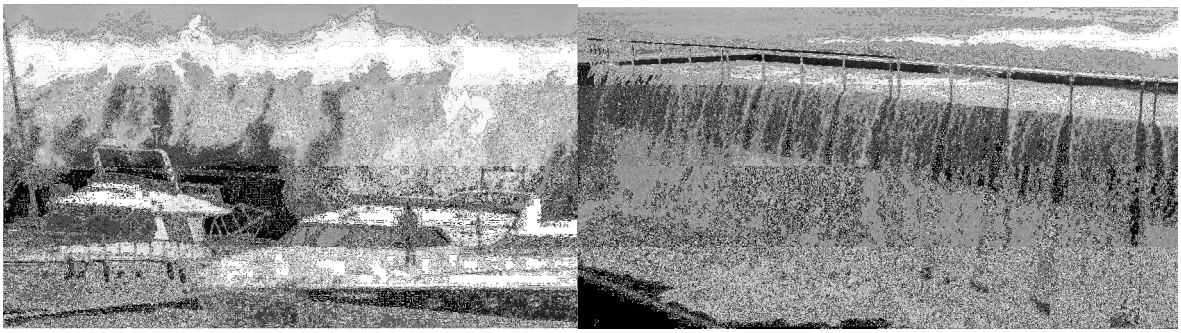


Figura 1 Rebase en dique principal izquierda – Temporal 11/2001 y derecha - Temporal 03/2010.

El dique actual presenta una sección mixta compuesta por un dique vertical con parte emergida inclinada, cuya coronación se sitúa a la cota +7.15 m respecto el N.M.M., y unos diques exentos sumergidos situados a 65 metros del dique principal, cuya coronación se sitúa a la cota -4,00 metros. El dique vertical presenta un calado en su base de 10 metros

ENSAYOS EN CANALY ALTERNATIVAS ESTUDIADAS

El principal condicionante de proyecto fue la restricción de mantener la cota de coronación actual del dique principal, y reducir el impacto visual de cualquiera de las medidas a adoptar.

En base a ello, se realiza un estudio analítico y documental del problema, donde se deciden los oleajes de cálculo a utilizar y las alternativas a ensayar, dividiendo estas últimas en cuatro grupos:

- Situación actual, con el objeto de poder calibrar los oleajes incidentes y analizar comparativamente el comportamiento de las distintas soluciones.
- Actuaciones sobre el dique sumergido, englobando alternativas tanto de tipo rígido como de tipo flexible (bloques de hormigón, cajones y dique semicircular).

- Actuaciones en el dique principal, mediante la colocación de botaolas en coronación y diferentes soluciones para disminuir la reflexión del dique y el rebase.
- Actuaciones mixtas, donde se compone la colocación de un botaolas en el dique principal con actuaciones flexibles sobre los diques sumergidos.



Figura 2.Imagen de alternativa con dique semicircular sobre diques sumergidos.

Con el objetivo de realizar una evaluación cualitativa del problema, se testearon 21 alternativas distintas, realizando los ensayos en el canal de oleaje CIEMITO del laboratorio de ingeniería marítima de la UPC, utilizando un factor de escala del modelo de 1:50.

Cada alternativa fue sometida a oleajes incidentes correspondientes a períodos de retorno de 1, 5 y 37 años, todos con periodos de pico de 13,50s, y en condiciones de oleaje irregular.

De los resultados se dedujo que:

- A escala de prototipo y considerando la existencia de efectos de escala, se obtuvieron valores de rebase superiores a 5 l/s/ml en la situación actual para oleaje con periodo de retorno de 5 años.
- La configuración actual del dique, con coronación inclinada, permite que la alternativa de actuación mediante la construcción de un botaolas en coronación, obtenga unos ratios de efectividad / coste muy elevados, con caudales de rebase de 0,70 l/s/ml para periodos de retorno de 5 años según el modelo físico. Es decir, una reducción del 86% respecto a los resultados del modelado físico de la situación actual.
- Finalmente se recomienda una solución basada en una actuación mixta, mediante la construcción de un botaolas en coronación de dique y una mínima actuación en coronación de los diques sumergidos.

CONCLUSIÓN

La ponencia presenta los principales resultados obtenidos, la solución final recomendada para su implementación, así como aquellos aspectos adicionales que se dedujeron de los ensayos y que pueden ser de utilidad para otros profesionales del sector que deban resolver problemas similares.

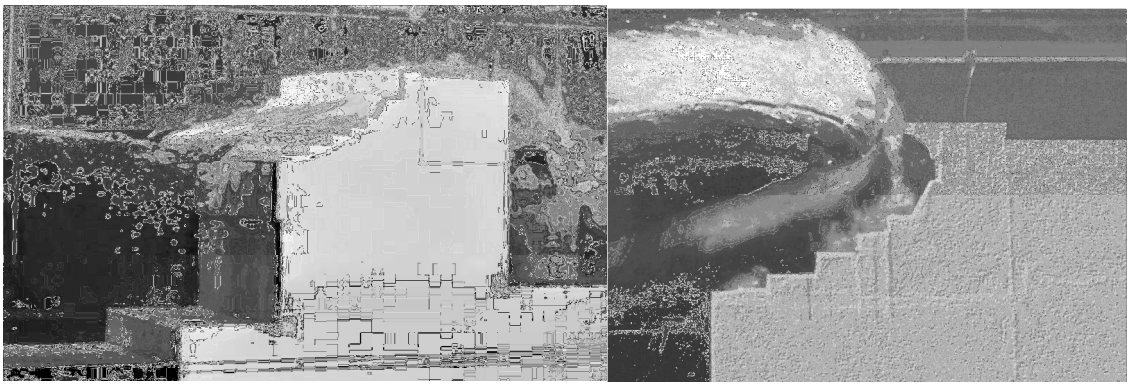


Figura 3.Imágenes correspondientes al rebase observado durante las pruebas en canal.

CARACTERIZACIÓN HISTÓRICA DEL OLEAJE Y LAS ONDAS IFRAGRAVITATORIAS EN EL LITORAL ESPAÑOL, APLICADA A ESTUDIOS INTEGRALES DE AGITACIÓN Y RESONANCIA PORTUARIA

G. Díaz Hernández, A. Tomás Sampedro, J. López Lara, F.I. Méndez Incera, I. J. Losada Rodríguez

Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres nº 15. Santander, 39011, España; (+34) 942-201616; E-mail: diazg@unican.es

INTRODUCCIÓN

Este estudio presenta una metodología para llevar a cabo estudios integrales de agitación portuaria, teniendo en cuenta como forzamiento fundamental la energía espectral completa del oleaje y ondas infragravitatorias, comprendiendo la banda frecuencial entre 1/600 Hz y 1/30 Hz. Tomando como punto de partida la información del espectro de energía del oleaje y ondas infragravitatorias (espectro completo) obtenida con la metodología híbrida propuesta por Camus et al., (2011a&b), y presentada por Díaz et al. (2011). Este estudio es uno de los productos fundamentales obtenidos tras la finalización del proyecto MARUCA (E17/08) "Acción estratégica en Energía y Cambio Climático", Ministerio de Fomento.

Uno de los principales objetivos del presente trabajo es caracterizar numéricamente la respuesta energética del espectro completo de oleaje dentro de cualquier infraestructura portuaria situada en el litoral español, a través de una reconstrucción energética de todos y cada uno de los estados de mar horarios de la serie DOW (*Downscaled Ocean Waves*, Camus et al., 2013) obtenida y validada para los últimos 60 años en cualquier punto de la zona litoral española. Para ello se proponen los pasos metodológicos para el empleo adecuado del modelo MSP, basado en la aproximación elíptica de las ecuaciones de la pendiente suave y desarrollado por el IH Cantabria, para el análisis de la agitación portuaria, forzado con la estadística del espectro completo.

METODOLOGÍA

Se plantea, por primera vez en el ámbito portuario español, la posibilidad de poder contar con la estadística horaria de 60 años de duración de la respuesta real de agitación y resonancia en los puertos de las Autoridades Portuarias Españolas. Esta información supone un avance cualitativo en el entendimiento de los procesos de transformación del oleaje dentro de los puertos, que condicionan el cumplimiento de los límites de operatividad, funcionalidad y seguridad. La presente metodología parte del aprovechamiento y explotación de los datos horarios de 60 años de duración de oleaje y ondas infragravitatorias (datos de libre distribución a través de Puertos del Estado). Los datos disponibles están disponibles frente a la bocana de las Autoridades Portuarias a lo largo del litoral Español. Los pasos metodológicos propuestos en el presente estudio son (ver figura 1):

i) Recuperación y lectura de los datos DOW+LW (olas + información infragravitatoria) frente al puerto de interés. Datos de espectros direccionales.
ii) Análisis histórico del rango de periodos y direcciones en el punto DOW+LW seleccionado.
iii) Diseño de la malla numérica en elementos finitos para el modelo MSP, determinación de coeficientes de reflexión, niveles del mar y determinación de contornos portuarios.
iv) Propagación numérica del catálogo de oleajes monocromáticos de amplitud unitaria con base en el rango de periodos y direcciones anteriormente analizado, para los 500 *clusters* (oleajes representativos de la zona de estudio) auto-seleccionados con la técnica MAX-DISS, Camus et al. (2013).
v) Reconstrucción de la serie horaria de 60 años en cualquier ubicación, empleando los 500 clusters y la técnica *Radial Basis Functions (*RBFs) presentada por Camus et al. (2013).
vi) Obtención de las series de oleaje y agitación por ondas infragravitatorias en cualquier punto en el interior del puerto de estudio.
vii) Análisis de persistencias, excedencia sobre un umbral, operatividad, obtención del régimen medio (anual, mensual, etc.,) y extremal, y resonancia portuaria.

Además, esta información del oleaje y respuesta resonante dentro de los puertos, nos permitirán alcanzar a partir de ahora un diseño optimo de, por ejemplo, nuevas infraestructuras portuarias, el redimensionamiento de estas y la mejora de trabajos de ampliación de áreas de dársenas y planes de dragados.

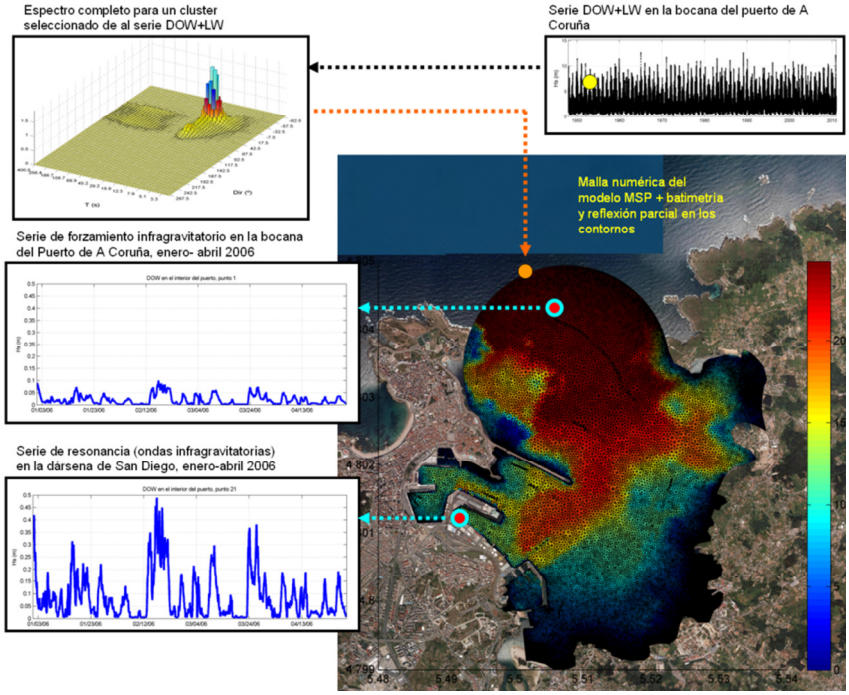


Figura 1. Ejemplo de la aplicación de la metodología de estudios integrales de agitación y resonancia portuaria, aplicado al Puerto de A Coruña.

La presente metodología ha sido adecuadamente validada con datos instrumentales de oleaje y ondas infragravitatorias provenientes de la campaña del 2003 y 2006 realizada por el CEDEX: "Campaña de medida y análisis de ondas largas en la Dársena de San Diego, Puerto de A Coruña", de series medidas en el nuevo puerto de Langosteira (realizada en 2011 por ALATEC, Ingenieros Consultores y Arquitectos S. A.), y de datos de oleaje medidos en la dársena de Yates Marina del Principado, en el puerto de Gijón (proporcionados por la Autoridad Portuaria).

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Fomento, la financiación por el proyecto MARUCA (E17/08), A Puertos del Estado, al Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), y ALATEC, Ingenieros Consultores y Arquitectos S. A..

REFERENCIAS

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Cofiño A.S. (2011). Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 6, Pages 453-462

Camus P., Mendez F.J., Medina R.. (2011) A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 9, Pages 851-862

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Tomas A., Izaguirre C. (2013), High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas, Coastal Engineering, Volume 72, February 2013, Pages 56-68, ISSN 0378-3839

Díaz G., Armesto J. A. Méndez F. J., Medina R., Losada I. J., Mera F. L., Vigo M. A. (2011) Metodología para la caracterización numérica de las ondas infra-gravitatorias en el litoral español. XI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Las Palmas de Gran Canaria.

Tema 7

Medio Ambiente y Gestión Sostenible de los Recursos Costeros

EVALUACIÓN DE LA REUTILIZACIÓN DE LOS RESIDUOS SALINOS PROCEDENTES DE PLANTAS DESALADORAS, PARA LA PRODUCCIÓN DE HIPOCLORITO SÓDICO

G. Álvarez Váquez, N. Melián Martel, O. Bergasa López,

elittoral, Estudios de ingeniería costera y oceanográfica, Edificio Polivalente II, Parque Científico *Tecnológico Planta Baja, oficina 8, Campus de Tafira 35017, Las Palmas de Gran Canaria, elittoral@elittoral.es*

INTRODUCCIÓN

La escasez y el consumo de agua crece a un ritmo cada vez mayor. Este aumento en la demanda no coincide, sin embargo, con el aumento de la oferta de agua disponible procedente de fuentes convencionales. Esto ha conducido a que la desalación de aguas de mar y salobres se haya planteado como solución realmente eficaz a este problema.

De entre las distintas tecnologías de desalación existentes, la desalación de agua de mar por ósmosis inversa (OI) es la más recurrida debido a su bajo consumo energético y espacio requerido. Sin embargo, además de los problemas ambientales de la utilización del suelo y las consideraciones energéticas, la eliminación del vertido generado (salmuera), a pesar de no ser en sí mismo un producto tóxico, sí dispone de unas características que lo convierten en una amenaza real y directa, que puede poner en entredicho las condiciones normales del medio marino receptor.

La salmuera se caracteriza por presentar una concentración en sales muy elevada, dependiendo ésta directamente de la eficiencia de las membranas de OI (55-60%, alcanzando concentraciones máximas de cerca del 90%; *M. Fariñas, (2001)*), de las variaciones de temperatura y del valor de pH. Su vertido puede llegar a alterar significativamente los valores de salinidad normales del medio marino. Por otra parte, a este vertido hay que sumarle los vertidos de otros productos químicos empleados en el control del bioensuciamiento, incrustaciones, coagulantes e inhibidores de corrosión *Lattemann y Höpner (2008)*, así como vertidos puntuales que resultan de la limpieza de las membranas y que suponen aportes muy concentrados de sólidos en suspensión y detergentes.

Existen dos escenarios completamente diferentes en cuanto a la gestión de este residuo; si bien las comunidades costeras pueden utilizar la descarga al mar, las instalaciones interiores deben apoyarse en otras alternativas, como el uso de los alcantarillados sanitarios, inyección en pozos profundos, balsas de evaporación, etc *M. Mickley et al (2006)*. No obstante, la aplicación de estas alternativas no es ambientalmente sostenible, convirtiéndose pues la gestión de la salmuera en un problema ambiental crítico.

Con el fin de salvaguardar el uso sostenible de la desalación, hay una necesidad de desarrollar, en corto plazo, nuevas propuestas efectivas para la gestión de este residuo que sean viables económica y ambientalmente, tanto para plantas de nueva creación como para las ya instaladas. Es por ello que, reutilizar y/o valorizar la salmuera obteniendo sub-productos de interés económico, es ineludible para crear un ciclo de desalación sostenible.

Un excelente enfoque medioambientalmente ha sido la utilización de la salmuera como materia prima en la producción cloro-álcali *S. Casas et al (2011) y N. Melián-Martel et al (2011)*. Asimismo ha sido empleada en la producción de carbonato sódico mediante proceso Solvay, modificado con corrientes de amonio *El-Naas et al (2012).* Otros posibles recursos generales se detallan por *Bódalo et al (2006*) y *Rodriguez-DeLaNuez et al. (2012).*

OBJETIVOS

Evaluación de la viabilidad técnica, económica y ambiental de la valorización de los residuos salinos procedentes de plantas desaladoras de OI, para la producción de hipoclorito sódico.

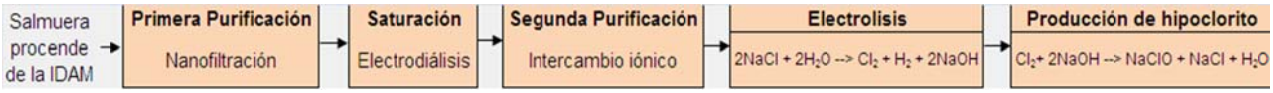
METODOLOGÍA

- Estudios de las características físico-químicas de la salmuera
- Definición de los objetivos de adaptación de la salmuera como materia prima
- Definición y evaluación técnica y ambiental de los procesos de purificación y concentración de la salmuera disponible
- Evaluación económica de producción de hipoclorito y otros recursos químicos

RESULTADOS

En este trabajo, se ha propuesto y desarrollado un sistema adecuado para la reutilización y valorización de la salmuera como alternativa al vertido directo tanto para plantas de nueva creación como para las ya instaladas. Las fases de tratamiento se resumen en la figura 1.

Figura 1. Esquema de saturación y purificación tradicional



Para el sistema alternativo de tratamiento planteado (detallado en la Figura 1) el coste de la producción de hipoclorito al 13% es de unos 0,037 €/kg.

CONCLUSIONES

Las conclusiones extraídas en este trabajo concluyen en la posibilidad, viable desde el punto de vista técnico y ambiental, de la implantación de una industria cloro-álcali anexa a instalaciones de plantas desaladoras, desde la que producir (a partir del vertido de salmuera) compuestos derivados del cloro, principalmente hipoclorito sódico (utilizado en la propia industria de la desalación como agente de limpieza de membranas) pero también otros como el ácido clorhídrico. Esta posibilidad técnica, además de contribuir a la protección del medio marino receptor de los desechos de esta industria, haciendo un ciclo sostenible de la desalación, se consigue la valorización de tales desechos repercutiendo asimismo en importantes beneficios económicos.

Como proyecto futuro, la puesta en marcha de una planta piloto resultaría muy interesante desde el punto de vista de la investigación y desarrollo, proporcionando datos de eficiencia de los procesos de purificación de salmuera, así como, datos operativos del funcionamiento de este tipo de instalaciones.

Referencias

1. M. Fariñas, Novedades introducidas en la desalación de agua de mar por ósmosis inversa, Asociación Española de desalación 3 (2001) 13–16.
2. S. Lattemann, T. Höpner. Environmental impact and impact assessment of seawater desalination. Desalination 220 (2008) 1–15.
3. M. Mickley, Membrane Concentrate Disposal: Practices and Regulation, Mickley & Associates, Desalination and Water Purification Research and Development Report No. 123 (2nd Edition), 2006.
4. S. Casas, N. Bonet, C. Aladjem, J. L. Cortina, E. Larrotcha and L.V. Cremades (2011): Modelling Sodium Chloride Concentration from Seawater Reverse Osmosis Brine by Electrodialysis: Preliminary Results, Solvent Extraction and Ion Exchange, 29:3, 488-50.
5. N. Melián-Martel, J.J. Sadhwani, S. Ovidio Pérez Báez. Saline waste disposal reuse for desalination plants for the chlor-alkali industry. The particular case of pozo izquierdo SWRO desalination plant. Desalination 281 (2011) 35–41.
6. A. Bódalo, J.L. Gómez, E. Gómez, A.M. Hidalgo, M. Gómez, M.D. Murcia, Alternativas en la eliminación de residuos salinos (I). Residuos de plantas de desalación. Ingeniería Química 438 (2006) 166–178.
7. F. Rodríguez-DeLaNuez, N.Franquiz-Suárez, D. Esther Santiago, J. M. Veza, J.J Sadhwani (2012): Reuse and minimization of desalination brines: a review of alternatives, Desalination and Water Treatment, 39:1-3, 137-148.

IMPACTO DEL FONDEO DE EMBARCACIONES DE GRANDES ESLORAS SOBRE EL LIC "SES SALINES D´EIVISSA I FORMENTERA" (BALEARES). NUEVOS RETOS PARA LA GESTIÓN COSTERA.

V. Tasso Bermell, C. Assadi García

OCEANSNELL - Consultoría Ambiental Marina. Parque Tecnológico de Valencia. Avd. Benjamín Franklin, 12. 46980 Paterna, Valencia (España). vicente.tasso@oceansnell.com

INTRODUCCIÓN

Las praderas de *Posidonia oceanica* de la zona norte de Formentera (Baleares) están sometidas, en época estival, a un fuerte impacto directo debido al anclaje de embarcaciones sobre las mismas. Diariamente en esta zona pueden anclar cientos de embarcaciones de diferentes esloras, desde pocos metros hasta más de 100 metros de eslora. Desde hace años existen referencias y estudios científicos alertando de las afecciones irreversibles que causan las actividades náuticas recreativas, debido principalmente al fondeo, sobre las praderas de *Posidonia oceanica* (Francour et al., 1999; Milazzo et al., 2004; Montefalcone et al., 2006; Okus et al., 2010).

OBJETIVO DEL ESTUDIO

El principal objetivo de este estudio es valorar el impacto del fondeo de las embarcaciones sobre la praderas de *Posidonia oceanica* en la zona norte de Formentera (Baleares), cuantificando su pérdida desde el año 2008.

ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se localiza en el norte de Formentera desde Punta Pedrera hasta S´Espalmador, y se ubica dentro del LIC (ES0000084) "Ses Salines d´Eivissa i Formentera". Este LIC se caracteriza tener una cobertura del 31% del tipo de hábitat prioritario 1120 "Praderas de *Posidonia oceanica*" (*Posidonion Oceanicae)*, designado por la Directiva Hábitat (Directiva 92/43/CEE). Durante la época estival, esta zona seleccionada para el estudio, se convierte en zona de fondeo para cientos de embarcaciones de recreo de diferentes esloras.

METODOLOGÍA

Para poder valorar el efecto real de este impacto antrópico sobre las praderas de *Posidonia oceanica,* se ha realizado una cartografía bionómica de detalle valorando la extensión y la cobertura de las praderas de *Posidonia oceanica* presentes en la zona de estudio, prospectando 3 zonas con un área total de 3,5 Km^2 de fondo marino.

La cartografía se realizó mediante el empleo de técnicas de prospección acústicas con sonar de barrido lateral (SBL), técnicas de prospección videográficas con TV submarina georreferenciada, así como numerosas observaciones visuales realizadas "in situ".

Para la cuantificación de la pérdida de la pradera de *Posidonia oceanica* en los últimos años se ha tomado como base la cartografía bionómica realizada en el proyecto LIFE Posidonia de Baleares (LIFE00/NAT/E/7303) efectuado en el año 2008.

RESULTADOS

La comparación mediante software GIS de ambas cartografías y sus metadatos asociados, ha permitido detectar una reducción drástica de la pradera de *Posidonia oceanica* en las 3 zonas estudiadas (de hasta un 44%), así como una notable reducción de la cobertura de la misma en la pradera todavía existente en la zona. Destacar que en la cartografía actual se han detectado zonas extensas de mata muerta, las cuales no estaban presentes en la cartografía del proyecto LIFE Posidonia (LIFE00/NAT/E/7303).

Se han detectado un total de 209 marcas de garreo de anclas de embarcaciones de grandes esloras en los 3,5 km^2 prospectados, habiéndose detectado marcas continuas de hasta 334 metros de longitud.

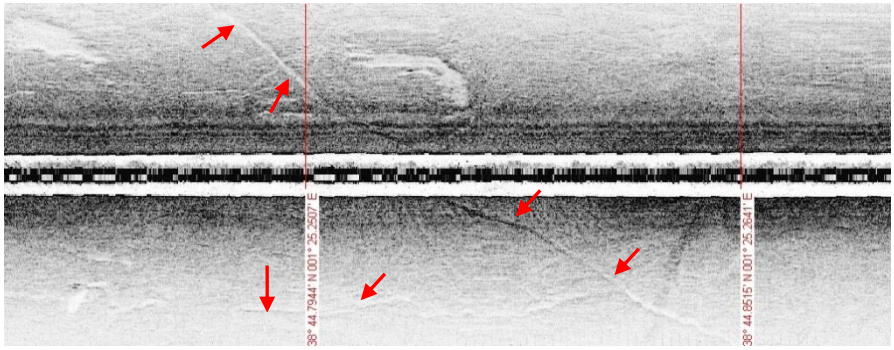


Figura1. Sonogramas donde se aprecian diferentes marcas de garreo sobre pradera de Posidonia oceanica en la zona de estudio (flechas rojas).



Figura 2. Imágenes submarinas de las marcas de garreo sobre la pradera de Posidonia oceanica.

DISCUSIÓN

Con los datos obtenidos en el estudio se han podido obtener datos cuantitativos fehacientes de las numerosas afecciones (directas e indirectas) producidas por el anclaje de embarcaciones (marcas de garreo, marcas circulares de borneo, etc.) y se ha podido constatar una reducción entre el 16% y el 44% de la extensión de la pradera desde el año 2008 en el LIC "Ses Salines d´Eivissa i Formentera".

Actualmente en esta zona de Formentera y en otras de Baleares, existen boyas de fondeo para evitar el anclaje sobre *Posidonia oceanica*. Se ha podido constatar que estas boyas tienen también su impacto a menor escala sobre la pradera, debido al inadecuado diseño de las mismas. Así mismo, este tipo de boyas están diseñadas para embarcaciones de pequeña eslora (<15-20 metros) por lo que su efectividad es nula para las grandes esloras que frecuentan estas aguas.

Los datos obtenidos hacen patente la necesidad urgente por parte de la administración de tomar medidas legislativas y/o diseñar fondeos realmente efectivos que presenten un impacto reducido o nulo sobre la pradera y permita el fondeo de embarcaciones independiente de su eslora.

BIBLIOGRAFÍA

- Francour, P., Ganteaume, A., & Poulain, M. (1999). **Effects of boat anchoring in Posidonia oceanica seagrass beds in the Port-Cros National Park (north-western Mediterranean Sea).** *Aquatic. Conserv: Mar. Freshw. Ecosyst.*, *400* (9): 391 – 400.
- Milazzo, M., Badalamenti, F., Ceccherelli, G., & Chemello, R. (2004). **Boat anchoring on Posidonia oceanica beds in a marine protected area (Italy , western Mediterranean): effect of anchor types in different anchoring stages.** *Ecologia*, *299*: 51 – 62.
- Montefalcone, M., Lasagna, R., Bianchi, C. N., Morri, C., & Albertelli, G. (2006). **Anchoring damage on Posidonia oceanica meadow cover : A case study in Prelo cove (Ligurian Sea, NW Mediterranean).** *Chemistry and Ecology*, *22*: 207–218.
- Okus, E., Zeki, S., Demir, V., Demirel, N., Yüksek, A., Yilmaz, I. N., Yilmaz, A. A., Karhan, S.Ü., Müfttüoglu, A.E., Tural, U., Murat, E., & Gazioglu, C. (2010). **Anchor damage on *Posidonia oceanica* (l .) delile beds in the Gokova bay.** *Rapp. Comm. int. Mr. Médit.*, 39: 39.

EVALUACIÓN DEL USO DE LA PLATAFORMA TECNOLÓGICA PLATEA4D PARA EL DESARROLLO DE HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS DE IMPACTO MEDIOAMBIENTAL

B. Galván González, J.P. Ramos Ponce, H. Carmona Delgado, F.J. Rodríguez González, J.I. Jiménez Franquiz, M. Maarouf, A. Sosa Marco

Instituto Universitario SIANI. División de Computación Evolutiva y Aplicaciones Numéricas de Ingeniería (CEANI), Edificio Central del Parque Científico y Tecnológico – 2ª Planta, Campus de Tafira Baja, 35017 Las Palmas de G.C.,

bjgalvan@siani.es, jpramos@siani.es, hcarmona@siani.es, fjrodriguez@siani.es, ifranquiz@siani.es, mmaarouf@siani.es, asosa@siani.es

INTRODUCCIÓN

PLATEA4D (Plataforma de Explotación y Análisis de Información Geotemporal) es un proyecto permanente de I+D+i que está diseñada para facilitar el rápido desarrollo de sistemas de monitorización y análisis. Ha sido empleada en diversos sistemas, como la monitorización de tráfico marítimo, evaluación/simulación de escenarios de riesgo por vertido de hidrocarburos, gestión de emergencias asociadas al tráfico de buques con mercancías contaminantes y predicción de su posible evolución, el alcance de sus consecuencias y generar protocolos de actuación.

El objeto de este artículo es el de demostrar las ventajas, tanto científicas y técnicas como económicas, derivadas del empleo de una plataforma tecnológica de estas características para la realización de estudios de impacto medioambiental. En concreto se analiza el caso real de un estudio realizado por el CEANI para la evaluación del incremento del riesgo de contaminación costera que podría derivar de la implantación de una nueva instalación de gestión de hidrocarburos. Dicho estudio fue solicitado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) a los promotores del proyecto y requería del empleo de una metodología específica, dictada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Dicha metodología especificaba tanto los datos iniciales como los modelos de comportamiento de hidrocarburos a emplear.

LA PLATAFORMA PLATEA4D

La plataforma PLATEA4D es el resultado del trabajo del equipo de desarrollo del CEANI durante más de una década en el desarrollo de sistemas de ingeniería y análisis que se nutren de los últimos avances científicos.

En base a esa experiencia, surge PLATEA4D con el fin de permitir reducir el esfuerzo necesario para incorporar los modelos y desarrollos científicos en sistemas que satisfagan los requisitos de calidad necesarios para su aplicación en circunstancias prácticas.

Para ello PLATEA4D suministra herramientas y componentes de propósito general reutilizables que se encargan de la definición de modelos de datos y su almacenamiento, mecanismos de comunicación, gestión de información espacial y soporte especializado para información que varia con el tiempo, entre otros.

PLATEA4D suministra una API (en inglés Interfaz de programación de aplicaciones) sobre tecnología .NET, que permite la implementación de modelos científicos en una variedad de lenguajes de programación (C#, C++, Visual Basic, Fortran, etc.) y que permite abstraer al desarrollador de los aspectos más técnicos, como por ejemplo la estructuración de la información en memoria o la interfaz de usuario, lo que permite centrar los esfuerzos en la modelización.

De entre los componentes de la plataforma destaca la incorporación de una interfaz de usuario amigable, con perfiles de usuario configurables y organización de información optimizada en pantalla. La aplicación permite visualizar ortofotos y cartografía vectorial de alta resolución para geoposicionar elementos. Asimismo dispone de herramientas para la edición, navegación interactiva, consulta, búsqueda geográfica, carga y descarga de datos y tratamiento explícito de la componente temporal. La barra de navegación temporal permite el control del instante de observación y definir rangos temporales.

CASO DE ESTUDIO

El caso de uso pretendía satisfacer las exigencias de la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental (DGCEA) para que la empresa promotora de unas nuevas instalaciones de gestión de hidrocarburos proporcionara un estudio que permitiera dilucidar si las operaciones que se realizaran en dichas instalaciones podrían afectar a zonas de especial sensibilidad. En concreto el estudio debía aportar información sobre la probabilidad de afectación de cualquier tramo de la costa especificado como zona de estudio ante hipotéticos vertidos de diferentes grados de severidad derivados de la explotación de las instalaciones antes mencionadas.

Para ello el CEDEX desarrolló la metodología específica que se debería emplear para la realización de dicho estudio. Dicha metodología incluía: la extensión y ramificación de la zona de estudio a considerar, la ubicación de hipotéticos orígenes de vertidos, modelos matemáticos que permitieran tener en cuenta la eficacia de los medios de lucha contra la contaminación, especificación de los rangos de cantidades vertidas y probabilidades asociadas a las mismas, modelo de trayectoria del vertido, modelos para el cálculo de la evolución del tamaño de la mancha (M. esparcimiento, M. evaporación y dispersión y M. emulsificación), M. para la estimación de impacto en costa y su efecto en el tamaño y forma de la mancha, y procedimientos de cálculo y análisis estadístico de los resultados de las simulaciones.

Además en la metodología se especificaban los datos meteo-oceanográficos a emplear para el cálculo de las trayectorias de vertidos. En concreto el uso de datos de la red WANA de Puertos del Estado y los anuarios de mareas publicados por el Instituto Hidrográfico de la Marina.

Al CEANI se le encomendó la realización de dicho estudio para lo cual se estableció un plazo de 3 meses hasta la entrega del informe final. El proyecto fue estructurado en 4 fases: recopilación de datos y evaluación y análisis de los modelos suministrados, implementación de los modelos, realización de las simulaciones y estudio estadístico y redacción del informe final.

APLICACIÓN DE PLATEA4D

Aunque los modelos fueron suministrados mediante algoritmos y formulaciones matemáticas, el gran número de simulaciones que se requerían para la obtener resultados estadísticos significativos (en torno a 80000 simulaciones) y la brevedad del plazo de tiempo disponible obligaban a la implementación y automatización de los procesos de cómputo de las simulaciones.

Se optó por el empleo de la Plataforma PLATEA4D, ya que la misma, aunque diseñada para la realización de aplicaciones de análisis, permite una implementación rápida de los diferentes modelos, así como, la interconexión de los mismos. Además PLATEA4D permite integrar los procesos de adaptación de los datos meteo-oceanográficos suministrados y la generación de los campos de vientos y corrientes requeridos.

Además, y ya que PLATEA4D incorpora un visor geográfico, se podían generar gráficas que mostraran la evolución de las manchas y de los volúmenes arribados a los distintos tramos de costa para escenarios significativos (se llegó incluso a generar videos que plasmaban el movimiento de las manchas de hidrocarburos).

El sistema desarrollado permitía, no solo obtener los resultados de las simulaciones de los escenarios especificados por la metodología suministrada por CEDEX, sino que además, era posible modificar la posición de origen del vertido, las cantidades y probabilidades asociadas a los mismos y las condiciones meteo-oceanográficas. Además el empleo de PLATEA4D permitió identificar incoherencias entre los modelos establecidos en la propuesta y generar información complementaria de las simulaciones que fueron de utilidad para otros estudios que le fueron solicitados al promotor.

El uso de PLATEA4D no solo permitió al CEANI presentar el informe a satisfacción del MAGRAMA en el tiempo y forma establecido, sino además desarrollar una herramienta específica de análisis que se puso a disposición del promotor.

MODELO DETERMINISTA DE VARIACIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE LA TEMPERATURA EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR

Enrique M. Padilla[1], Manuel Díez Minguito[1], Miguel Ortega-Sánchez[1] y Miguel A. Losada[1]

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Universidad de Granada. Instituto interuniversitario de investigación del sistema Tierra de Andalucía. CEAMA. Avda. Mediterráneo s/n, 18006 Granada. enrique.padilla.ingenierocaminos@gmail.com, mdiezm@ugr.es, miguelos@ugr.es, mlosada@ugr.es.

INTRODUCCIÓN

Esta contribución presenta un modelo predictivo a escala submareal que reproduce la variabilidad térmica del estuario del Guadalquivir, el cual se encuentra en condiciones normales bien mezclado y dominado por la marea (Díez-Minguito *et al.*, 2012). El modelo presenta una bondad en el ajuste superior al 99% frente a los registros proporcionados por sondas de calidad ambiental (CTDs) instaladas en el estuario.

En las últimas décadas, las actividades humanas desarrolladas en este estuario están amenazando su estabilidad. La fertilidad del estuario lo pone en el punto de mira de la agricultura, cultivo del arroz, pesca y comercio, entre otros, que van ligados al desarrollo urbanístico y de infraestructuras. Todas estas actividades antrópicas, sin el adecuado control, someten al sistema a un estado continuo de estrés, que se puede cuantificar en términos de pérdida de los recursos agua-suelo-energía. En este marco, la temperatura del agua, que es uno de los indicadores establecidos en la Directiva Marco del Agua, es un factor crucial que afecta a la densidad (y por tanto a la circulación), solubilidad de oxígeno, la distribución de nutrientes y la migración de plancton, entre otros.

Con el fin de disponer de una herramienta con capacidad de predicción y análisis de posibles impactos ambientales en el estuario, el modelo de variabilidad térmica que aquí presentamos permite cuantificar el intercambio de calor entre el estuario y la plataforma y el estuario y la atmósfera. El modelo, de carácter determinista, se basa en la resolución de la ecuación de advección-dispersión para energía térmica promediada en la sección y a escala submareal. Los datos utilizados para la calibración del modelo fueron proporcionados por el sistema de monitorización instalado en el estuario del Guadalquivir entre 2008 y 2011 (Navarro *et al.*, 2011). Este sistema estuvo integrado, fundamentalmente, por más de 29 equipos entre mareógrafos, correntímetros, estaciones meteorológicas y sondas multiparamétricas, como se presenta en la Figura 1.

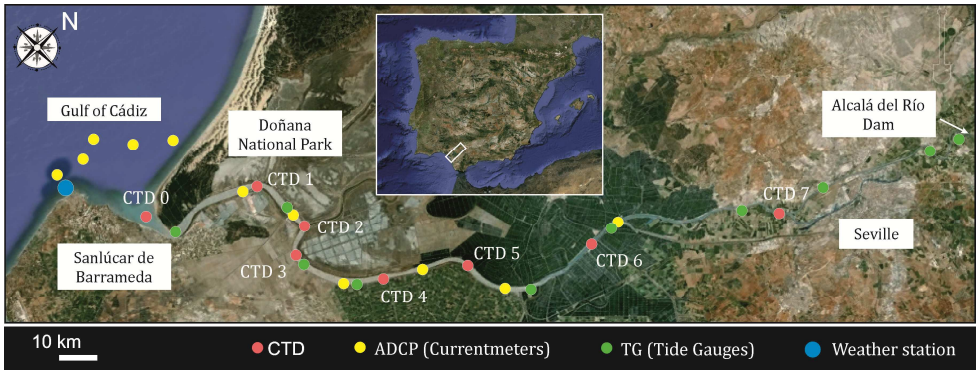


Figura 1. Localización de los instrumentos de la red de monitorización instalada a lo largo del estuario del Guadalquivir. El límite del estuario aguas arriba viene fijado por la Presa de Alcalá del Río.

CARACTERIZACIÓN DEL ESTUARIO

Los límites del estuario están definidos por la Presa de Alcalá del Río en cabecera y por la desembocadura en su parte más baja. El régimen de mareas en la desembocadura es mesomareal con carreras de marea de alrededor de 3.5 m. cuya componente principal es semidiurna. El estuario es convergente con una profundidad media de 7.1 m. y una anchura que varía desde los 150 m. en cabecera, hasta los 800 m. en la desembocadura. El comportamiento del estuario va desde el régimen dominado por la marea en condiciones de buen tiempo, hasta un régimen fundamentalmente fluvial dominado por las descargas procedentes de la cuenca (Díez-Minguito *et al.*, 2012).

Respecto a su caracterización térmica [véase Figura 2], en el panel superior se observa que la variación estacional es la dominante, con una modulación de entorno a 20 ºC entre verano e invierno. Espacialmente, se observa que la variación de temperatura entre la cabecera y la desembocadura es del orden de grados. Esta diferencia es mayor en los meses de invierno y verano, llegando a anularse en ciertos instantes de primavera y otoño. Esta anulación de los gradientes espaciales se atribuye a que el transporte de energía térmica debido a la advección decrece.

En el panel inferior de la Figura 2 se presenta el espectro de frecuencias de la señal de temperaturas obtenida en un aparato CTD. En ella se destacan las fluctuaciones que dominan el transporte de energía térmica: (i) Una modulación a escala anual, (ii) variación solar diurna asociada a los ciclos noche-día y (iii) efecto de la marea a escala semidiurna.

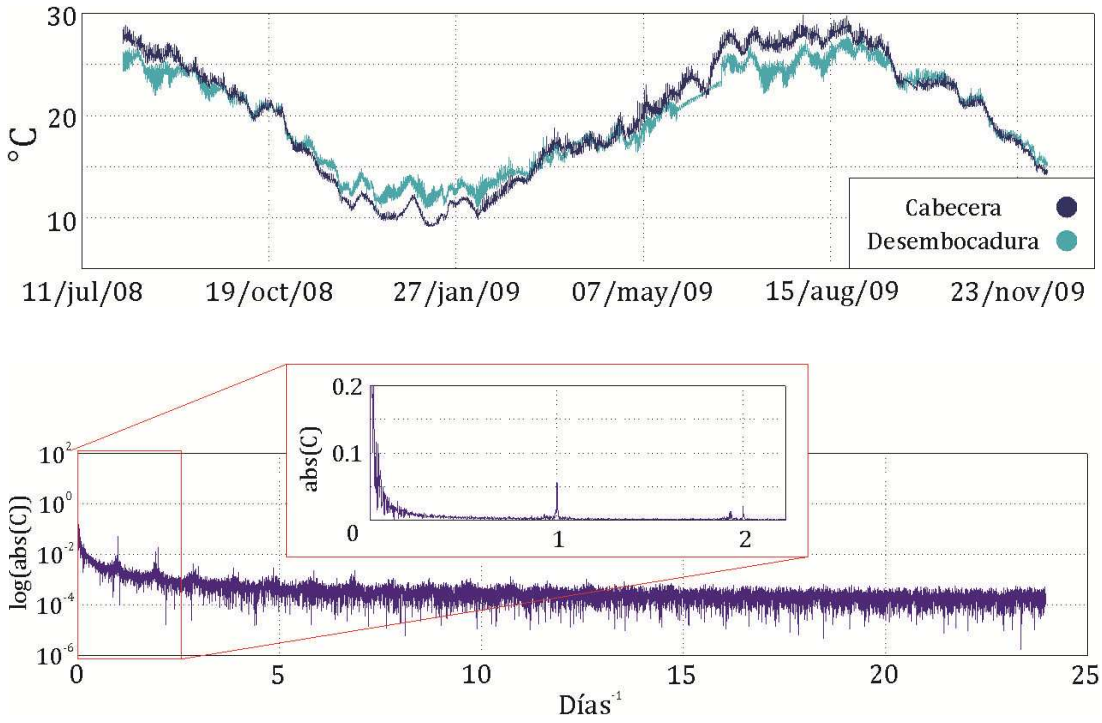


Figura 2. Series de temperatura de los CTD 0 y 6 (arriba) y espectro de frecuencias de una señal de temperatura usual de un aparato CTD (abajo).

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

El modelo de transporte de energía se basa en la resolución de la ecuación de advección-dispersión para energía térmica promediada en la sección y a escala submareal:

$$A\,\frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial (Q \cdot T)}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x}\left(K \cdot A\,\frac{\partial T}{\partial x}\right) = -\frac{W \cdot H_f}{\rho \cdot c_p}$$

En ésta, A y W son el área de la sección y el ancho, respectivamente. Q, el caudal circulante, ρ, la densidad del agua, c_p, el calor específico y H_f el flujo de calor a través de la superficie.

Por tanto, el modelo se encuentra forzado por la radiación, dinámica atmosférica, mareal y en menor grado fluvial. En particular, la evolución de la radiación tanto de onda larga como corta, así como, de calor latente y sensible [Figura 3, paneles (a-d)], se obtuvo a partir de las rutinas de cálculo de AirSea (Pawlowicz *et al*., 2001). La circulación asociada a la marea y a la descarga fluvial fueron obtenidos por un modelo unidimensional de flujo no estacionario en cauces naturales (Ávila *et al.*, 2008), imponiendo condiciones de contorno realistas en la presa de cabecera (Alcalá del Río) y en la desembocadura (fondeadero de Bonanza).

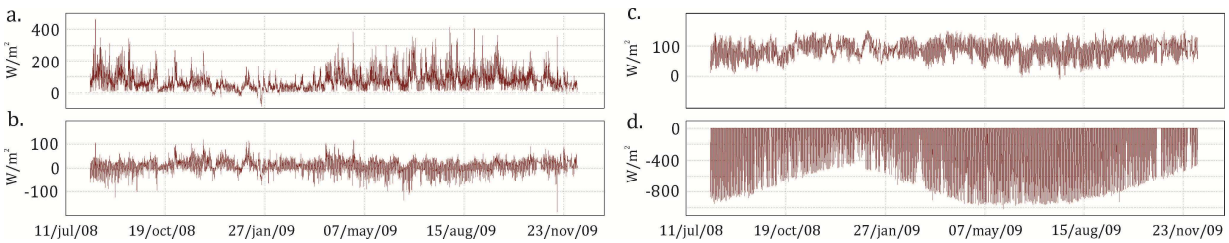


Figura 3. Flujo neto de calor latente (panel (a)), flujo neto de calor sensible (panel (b)), flujo neto de onda larga (panel(c)) y flujo neto de onda corta (panel (d)).

La calibración y validación del modelo aporta series de temperatura que muestran un grado de correlación superior al 99% en todo punto del estuario en relación a las observaciones, y concretamente en los puntos de control (CTD) [véase Figura 4, donde se puede observar la comparativa de estimación y observación, y el error entre ambas, a escala anual y estacional]. Al estudiar el grado en que los procesos afectan a la variabilidad de la temperatura, el modelo mostró que los procesos dominantes son la radiación, seguida de la advección, a diferentes escalas temporales, lo que coincide con las conclusiones obtenidas por García-Lafuente et al., 2012. Los resultados además mostraron que la variabilidad espacio-temporal de la temperatura a lo largo del estuario presenta una dependencia débil respecto a la dispersión o las descargas fluviales. Futuras líneas de trabajo se centran en la evolución de la producción primaria y secundaria en el estuario del Guadalquivir usando el modelo de variabilidad térmica como una herramienta para predicción biológica.

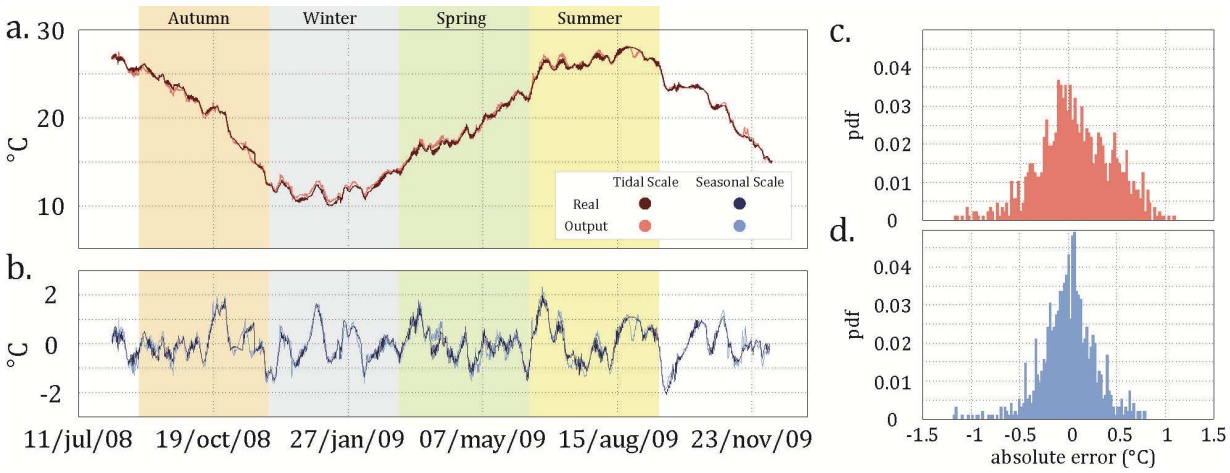


Figura 4. Comparación de las series de temperatura medidas (tono oscuro) y calculadas (tono claro) a escala anual (panel a) y escala estacional (panel b) en CP3. En el panel c y d se muestra el rango de valores en que se mueve el error absoluto de los valores de cálculo respecto de los reales en sendas escalas.

AGRADECIMIENTOS

El estudio está financiado por el MICINN (CTM2009-10520 y por la JA (P09-TEP-4630)

REFERENCIAS

Díez-Minguito, M., Baquerizo, A., Ortega-Sánchez, M., Navarro, G. and Losada, M.A. (2012), Tide transformation in the Guadalquivir estuary(SW) and process-based zonation, Journal of Geophysical Research, 117, C03019. doi10.1029/2011JC007344.

Garcia-Lafuente, J. Delgado, G. Navarro, C. Calero, M. Díez-Minguito, J. Ruiz, J.C. Sánchez-Garrido. (2012) About the tidal oscillations of temperature in a tidally driven estuary: The case of Guadalquivir estuary, southwest Spain. Estuarine, Coastal and Shelf Science. 111, 60-66.

Navarro, G., Gutiérrez, F.J. Díez-Minguito, M., Losada, M.A., J. Ruiz. (2011) Temporal and spatial variability in the Guadalquivir estuary: A challenge for real-time telemetry. *Ocean Dyn.*, 61(6), 753-765.

Pawlowicz, R., Beardlsey, B., Lentz, S., Dever, D. and Anis, A. (2001), Software simplifies air-sea data estimates, EOS Transactions of the American Geophysics Union, 82:2. doi10.1029/01EO00004.

MAR2: SISTEMA INTEGRAL DE GESTIÓN DE CRISIS ANTE SUCESOS DE CONTAMINACIÓN MARINA POR VERTIDO DE HIDROCARBUROS

I. Carlos Lorenzo[1], J. López Marco[1], M. Espino Infantes[2], D. Cobo[3], B. Galván González[4], S. Otero[5], C. de la Cuesta de Bedoya[6]

[1]*Soluciones de Ingeniería Marítima Operacional (SIMO), C/ del Escar 6-8, 08039 Barcelona,* icarlos@simo.cat, jlopez@simo.cat,
[2]*Laboratorio de Ingeniería Marítima (LIM-UPC), C/ Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona,* manuel.espino@upc.edu,
[3]*Answare Technologies, C/ Las Fábricas 8, 28923 Alcorcón (Madrid),*
dcobo@answare-tech.com
[4]*Instituto Universitario SIANI. División de Computación Evolutiva y Aplicaciones Numéricas de Ingeniería (CEANI), Edificio Central del Parque Científico y Tecnológico – 2ª Planta, Campus de Tafira Baja, 35017 Las Palmas de G.C.,*
bjgalvan@siani.es
[5]*Centro Tecnológico del Mar – Fundación CETMAR, C/ Eduardo Cabello, S/N, 36208 Vigo*
sotero@cetmar.org
[6]*ISDEFE, C/ Beatriz de Bobadilla, 3. 28040 Madrid*
cdelacuesta@isdefe.es

INTRODUCCIÓN

El proyecto MAR2 (Mar y Ambiente Marino) tiene como objetivos el diseño, desarrollo e implementación de un Sistema Integral de Gestión de Crisis (SIGE) ante sucesos de contaminación marina provocados por vertidos de hidrocarburos. Este sistema proporcionará asistencia en la toma de decisiones ante un accidente de vertido de hidrocarburos en el mar y optimizará la gestión de la información derivada de los episodios contaminantes. El sistema tendrá capacidad para realizar simulaciones de alta resolución de vertidos, capturar y procesar datos meteoceanográficos en tiempo real, centralizar y almacenar toda la información relacionada con la crisis, gestionar la operativa de respuesta y ofrecer asistencia en el acceso e interacción con los Planes de Contingencia pertinentes. El SIGE contará con una versión de escritorio de funcionalidad completa orientada a la gestión desde el Centro de Control o Gabinete de Crisis, y de una versión para dispositivos móviles optimizada para facilitar las labores de los operadores de campo en la zona del vertido. El sistema será validado en escenarios reales como son el Puerto de Vigo y en el Puerto de Las Palmas de Gran Canaria, donde se realizarán de ejercicios de entrenamiento que permitirán validar el funcionamiento del mismo. Se pretende desarrollar un sistema de gestión que sea de utilidad para diversos tipos de usuarios finales: organismos públicos con responsabilidades en la respuesta a accidentes de contaminación marina, instalaciones portuarias, concesionarias y todas aquellas instalaciones que por su actividad manipulen hidrocarburos en el ámbito marítimo y portuario.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Los elementos principales del SIGE serán: El Sistema de Asesoramiento en la Toma de Decisiones acorde a Planes de Contingencias por contaminación marina accidental, el Sistema de Simulación en alta resolución de vertidos de hidrocarburos (SIM), el Sistema de Captura de Datos en Tiempo Real y el Sistema Remoto Móvil (SRM).

El Sistema de Asesoramiento en la Toma de Decisiones acorde a Planes de Contingencias, se encarga de mostrar la información integrada en el Sistema (datos en tiempo real, resultados de modelos de predicción y simulaciones de derrames de hidrocarburos, etc.) y evaluar el estado de la situación actual que faciliten al usuario la toma de decisiones,

aportando un conjunto filtrado de posibles acciones a ejecutar regidas por los protocolos establecidos en los Planes de Contingencias integrados en el Sistema. El Sistema de Asesoramiento se complementa con mecanismos para facilitar la colaboración y coordinación de las personas involucradas en la gestión de la crisis (bitácoras, notificaciones, agendas, digitalización de los Planes de Contingencias para su acceso online, etc).

El Sistema de Captura de Datos en tiempo real, denominado SIZ (Sistema de Información Zonal), se encarga de descargar y guardar en tiempo real la información meteoceanográfica disponible de instrumentos de medidas y almacenarla en una base de datos PostgreSQL/SOS. También se encarga de obtener los datos actualizados de las predicciones meteoceanográficas disponibles para la zona de implementación. Una vez descargadas las predicciones, el sistema debe realizar un tratamiento de los datos para unificar los formatos antes de ser almacenados en un servidor thredds.

En el caso de un vertido de hidrocarburos, dichas predicciones serán utilizadas, operacionalmente, como forzamientos en el SIM. El SIM está gobernado por un modelo numérico de última generación. Se ha desarrollado un modelo numérico lagrangiano de partículas (o *spillets*) capaz de predecir el transporte advectivo en 2D. Para estimar la difusión turbulenta se aplicarán los modelos Markovianos *Random Walk* o *Random Flight,* en función de las condiciones hidrodinámicas de la zona a implementar. Se podrán simular una o varias manchas de vertido, así, el modelo podrá predecir la evolución de las trayectorias en el tiempo así como la variación en el tiempo de las propiedades físicoquímicas del vertido debido a los procesos de envejecimiento (esparcimiento, evaporación, emulsionado, dispersión, disolución, interacción con la costa…). El simulador además tendrá la capacidad de simular medidas de actuación frente al vertido, presentando distintos escenarios futuros, ayudando así a la toma de decisiones.

El Sistema Remoto Móvil (SRM) permite el acceso de forma remota mediante un dispositivo móvil a la información relativa a la crisis, actuando adicionalmente como herramienta colaborativa en el manejo de la misma. Sus principales funcionalidades son: acceso a la información de mapas y otros elementos georreferenciados procedentes del servidor thredds del SIZ, módulo de tareas (recepción, creación y actualizaciones), cuaderno de bitácora, módulo de comunicaciones y acceso al repositorio documental de la crisis. La comunicación entre el SRM, la parte cliente, y el centro de control del SIGE se realizará mediante http, utilizando servicios web y protocolos estándar OGC como interfaz para el módulo de mapas. La información sensible recibida o transmitida por el SRM será cifrada mediante SSL.

AGRADECIMIENTOS
Proyecto parcialmente financiado por el Subprograma INNPACTO del Plan Nacional de I+D+i (2011).

CALIDAD DEL AGUA DEL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR Y SUS IMPLICACIONES EN LA DIRECTIVA MARCO DEL AGUA

E. CONTRERAS ARRIBAS[1], C. AGUILAR PORRO[1], A. JURADO LÓPEZ, M.J. POLO GÓMEZ[1]

[1] Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Córdoba. Área de Ingeniería Hidráulica, Edif. Leonardo da Vinci, Campus de Rabanales, 14071, Córdoba. econtreras@uco.es, mjpolo@uco.es

INTRODUCCIÓN

La Directiva Marco del Agua (DMA) desarrolla concretamente los requerimientos a cumplir en aguas de transición, sistemas en los que la interacción entre la dinámica fluvial y mareal crea una enorme riqueza ecológica y biodiversidad, al tiempo que los hace idóneos para albergar importantes actividades socioeconómicas. La mayoría de estas áreas están fuertemente modificadas por la regulación aguas arriba y usos del suelo. El estuario del Guadalquivir, en el suroeste de España y con una extensión de aproximadamente 9500 km^2, es un buen ejemplo de esta situación, con una gran reducción de la entrada de agua dulce debido a la extrema regulación a la que está sometida la cuenca, periódicas labores de mantenimiento del canal de navegación hasta el puerto de Sevilla, sistemas de acuicultura y extensas áreas dedicadas a la producción de arroz y otros cultivos en regadío. Este trabajo analiza los efectos de la regulación y usos de suelo aguas arriba en la calidad del agua del estuario y se centra en los parámetros de calidad indicadores de actividades urbanas y agrícolas.

MATERIALES YMÉTODOS

La DMA fija la periodicidad máxima con la que llevar a cabo el control de los indicadores de calidad fisicoquímicos en 1 mes para el caso de sustancias prioritarias y en 3 meses, para el resto de los indicadores. En España, este programa de control se lleva a cabo en estaciones de carácter fijo que realizan muestreos periódicos con frecuencia mensual, conformando la denominada red ICA (Red Integral de Calidad de Aguas) (Fig. 1). En este trabajo se presenta un análisis de los indicadores de contaminación de carácter agrícola (nitratos) y urbano (amonio y zinc) en varios tramos del estuario del Guadalquivir, con diferente grado de predominancia de las componentes mareal y fluvial, mostrando el grado de cumplimiento de las normas de calidad fijadas por la Directiva o en su defecto por la Instrucción de Planificación Hidrológica (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2008), relacionados con los distintos usos de suelo en la zona.

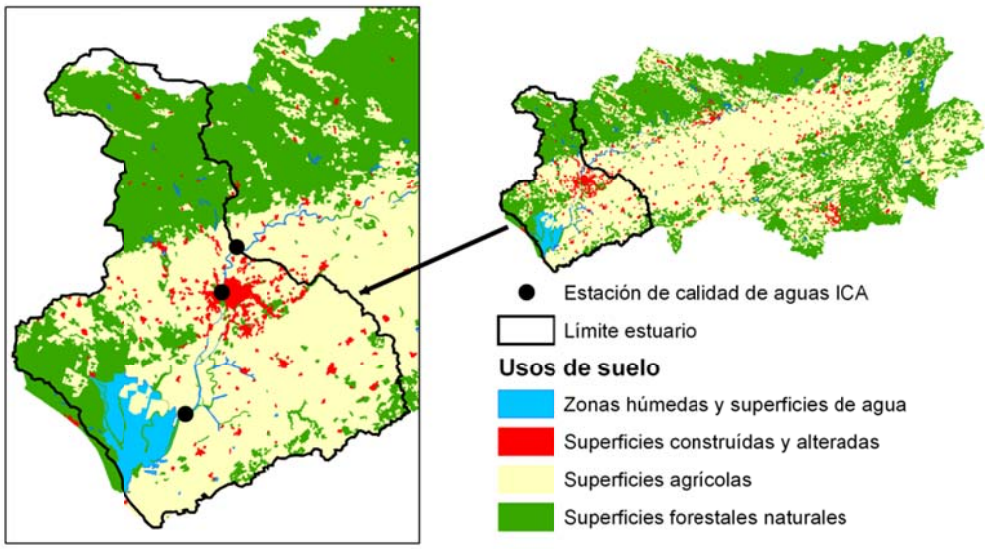


Figura 1. Estaciones de la red ICA en el cauce principal del estuario del Guadalquivir

RESULTADOS

A lo largo del período de estudio, con las mayores descargas en la presa generadas en años lluviosos, la concentración de nitratos está por encima del umbral de 25 mg L^{-1} en un 40-50% de los casos en las estaciones A y C, por la presencia de extensas áreas agrícolas directamente aguas arriba. Lo mismo ocurre con el amonio y fósforo total, aunque en este caso el umbral, de 1 mg L^{-1} y 0.4 mg L^{-1} respectivamente, se supera con mayor frecuencia en la estación C, y su variación temporal no se corresponde con la de las descargas en la presa, por el carácter puntual del vertido. Las medidas de concentración de zinc (valor umbral de 0.09 mg L^{-1}) constatan la mejora de la red de saneamiento y depuración en la cuenca, dado el drástico descenso de este parámetro en la estación A y C. En cuanto a los herbicidas, se dispone de datos en la estación A para el periodo 2001-2008, donde la mayoría de los años más del 60-80% de las medidas superan la concentración de 0.1 µg L^{-1}.

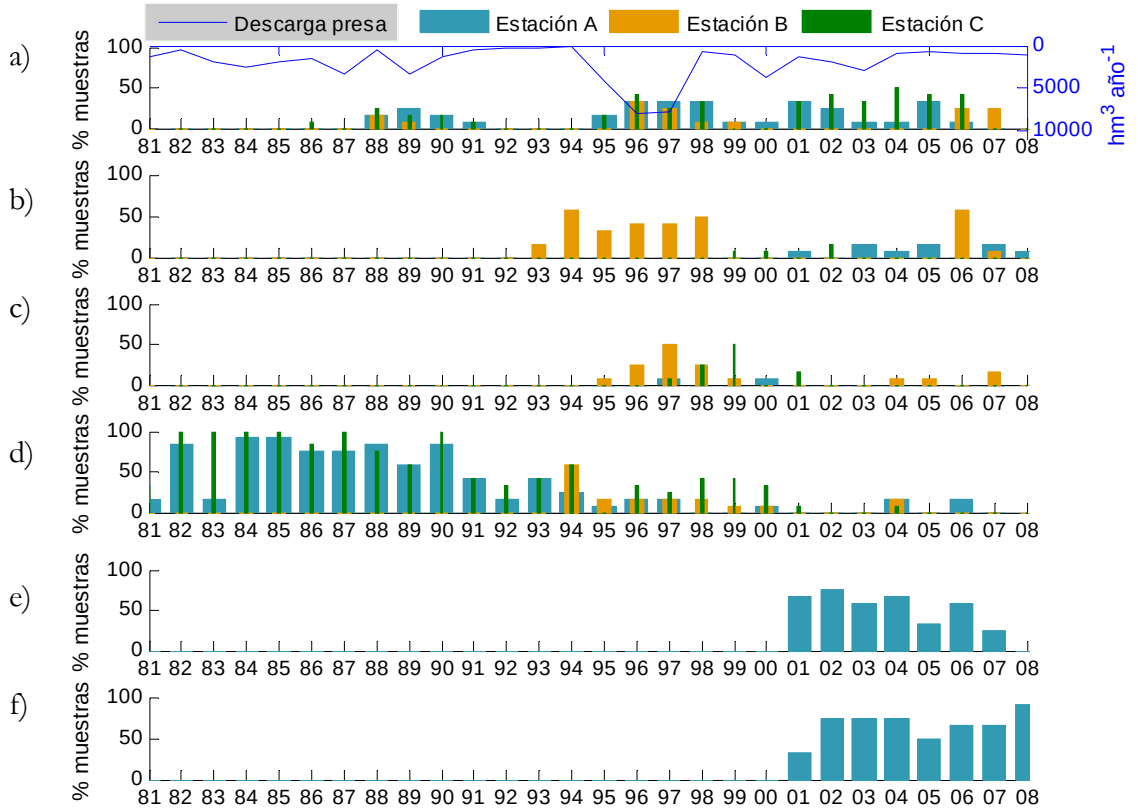


Figura 2. Descarga media diaria en la presa y porcentaje de medidas en el año que superan el valor umbral de la concentración de nitrato (a), amonio (b) fósforo total (c), zinc (d), simazina (e) y terbutilazina (f) establecido por la normativa, para el período de estudio 1981/82-2008/09.

CONCLUSIONES

Los resultados exponen el grado de afección de las aguas del estuario según la DMA por el vertido de nutrientes, metales pesados y herbicida, como consecuencia de los diferentes usos agrícolas y urbanos que existen en sus áreas vertientes, especialmente en el caso de los nitratos y herbicidas, dado el carácter mayormente agrícola de los usos de suelo en la cuenca.

REFERENCIAS

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. 2008. Orden ARM/2656/2008 de 10 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica. Boe 229, 38472-38582.

EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL DEMANIO EN LOS HUMEDALES DEL LITORAL SUR DE CASTELLÓN

Mª. J. Solernou Sanz[1], L Monzonís Forner[2], A. Giner Carceller[3]

[1]Servicio de Costas de Castellón, C/Escultor Viciano, nº 2, 12002 Castellón, Mjsolernou@magrama.es
[2]Servicio de Costas de Castellón, C/Escultor Viciano, nº 2, 12002 Castellón, LMonzonis@magrama.es
[3]Servicio de Costas de Castellón, C/Escultor Viciano, nº 2, 12002 Castellón, AGiner@magrama.es

1.- INTRODUCCIÓN

Estamos actualmente en un momento de cambio en el marco legislativo del litoral español. Esta es una buena oportunidad para analizar las cosas con cierta perspectiva, y uno de los modos de hacerlo, es echar la vista atrás y contemplar la evolución histórica de uno de los elementos fundamentales de los que se ocupa esta legislación: el dominio público, o el demanio, en su denominación más tradicional. Lo hacemos, además, en uno de los ámbitos más sensibles, los humedales.

Este análisis puede realizarse partiendo de distintos puntos de origen en el tiempo. En nuestro caso, las transformaciones relevantes del medio se han producido a partir de mediados del siglo XIX, coincidiendo con cambios legislativos importantes. Es este, por lo tanto, el periodo en el que la investigación comienza a tener más interés práctico para comprender el estado de las cosas actual. Por ello, el desarrollo principal de este análisis comienza en ese momento, aunque se dan también los trazos más gruesos de tiempos más remotos.

Con todo ello, se trata de disponer de información, a nuestro juicio necesaria; primero, para comprender cómo hemos llegado hasta aquí; y luego, para tomar las decisiones más adecuadas en el próximo futuro.

2.- EL MEDIO FÍSICO NATURAL Y LA EVOLUCIÓN HASTA EL SIGLO XIX

Las importantes aportaciones de sedimentos de todo el sistema hidrológico perpendicular a la costa, de cauces y barrancos hasta llegar a la principal fuente de es el Ebro, dío origen en primer lugar a un cordón litoral o restinga, es continuo hacia el sur hasta el delta del Palancia y que continua hacia Valencia, formándose una albufera que se ha ido colmatando con la aportación de sedimentos principalmente en esta zona por el Río Ana, Belcaire, y Mijares.

La albufera evoluciono hasta formarse una zona baja o marjal, y posteriormente este en gran parte se transformo para cultivar, arroz, trigo, hortalizas y finalmente cítricos. Los hitos importantes de la agricultura litoral de la Comunidad Valenciana que son: la propiedad, el uso del agua, el saneamiento de zonas pantanosas y la oportunidad de cultivo en las mismas, junto al desarrollo de la agricultura y la hidrología, han originado una profunda transformación de esta tierra pantanosa hasta nuestros días, convirtiendo

la misma en un paisaje agroambiental donde encontramos restos de estructuras agrarias,(de riegos, almacén, pozos, casa-refugio), y restos de la propia zona húmeda preexistente, la evolución ha sido la siguiente:

SIGLO VII A SIGLO XIII.- *Dominación musulmana se introduce el arroz en el siglo VIII, pero el cultivo predomina alrededor de los núcleos de población existentes, Almenara, La Llosa, Burriana y pequeñas Alquerias existentes alrededor de los manantiales y zonas altas del marjal más importantes comienza la desecación puntual del marjal.*

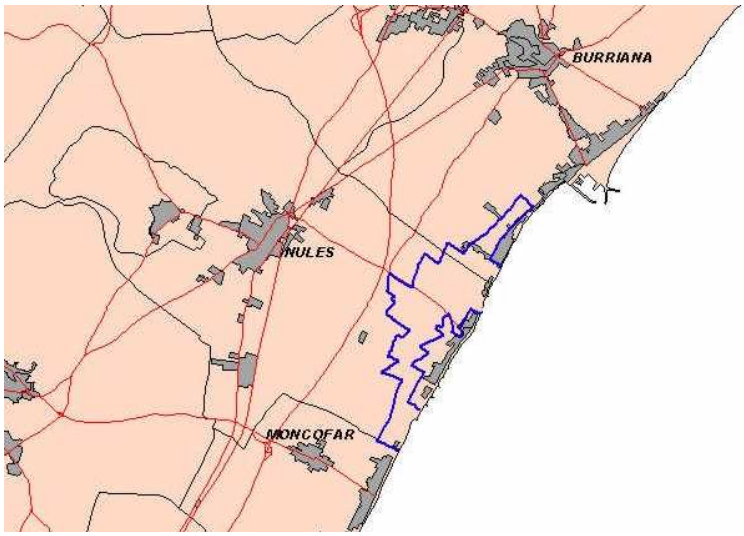
SIGLO XIII Y XVII.- *Se mantiene la situación anterior, el derecho "de l´empriu" otorgado por Jaime I a todos los pobladores del reino a partir de la conquista en 1.238,(los aragoneses entienden la conquista del reino de Valencia como zona de invernada), se transforma las partes altas del marjal el predominio del pastoreo se mantiene hasta mediados del siglo XVI, la presión de la agricultura hace que la superficie dedicada a pastoreo se considere en esa época insuficiente.*

SIGLO XVIII.- *En 1798 comienza la desamortización española, que dura un largo periodo hasta 1924, destacando la realizada por Mendizábal hasta (1936) de los bienes de la iglesia, y sobre todo la Madoz (1855) ponen en el mercado 17 millones de hectáreas en toda España. A comienzo de este siglo el mejor suelo agrícola esta ya ocupado, solamente queda trozos de secano y marjal, este último ocupa una gran zona entre el río Belcaire y el Palancia, separada del mar por un cordón de dunas y playas de arena.*

- *Entre 1818-1840, se inician los proyectos de desecación con un doble fin ampliar la superficie agrícola y saneamiento debido a problemas de salud publica.*
- *RD 22-VII-1864, se autoriza las obras de desecación del marjal a la compañía BIRKS-HUKS GIBAS clasificándolas como de utilidad pública.*

Los zonas húmedas (marjal de Nules –Burriana y marjal de Almenara), son las que han quedado sin transformar dentro de la evolución del ecosistema.

2.1 MARJAL NULES- BURRIANA



El marjal costero de Nules – Burriana se localiza geográficamente en la comarca de 'La Plana Baixa', en la provincia de Castellón, en la llanura aluvial que se extiende al este de la Sierra de Espadán, a caballo entre los términos municipales de los que recibe el nombre. La importancia territorial de este nodo se remonta a varios siglos atrás, por su carácter de encrucijada que permite conectar con la Plana de Castellón, las sierras del interior, la costa sur de la provincia y el mar, circunstancia que todavía hoy es patente.

Su entorno más próximo se caracteriza por la presencia de una red hidrográfica perpendicular a la línea de costa, con numerosas ramblas y ríos, entre los que destacan el Mijares y el Seco al norte y el Belcaire al sur, así como otras zonas húmedas costeras, tales como la Desembocadura del Mijares y el Clot de la Mare de Déu, al norte, y la Marjal i Estany d'Almenara, al sur. En lo que respecta a Burriana, limita al norte con el núcleo de población formado por el Grao, los Poblados Marítimos y el Puerto de Burriana, y al sur con el límite del término municipal. Al este con los mismos Poblados marítimos y con el mar Mediterráneo, y al oeste con suelo no urbanizable común.

Se trata de un ecosistema formado por una antigua albufera, separada del mar por un cordón litoral o restinga, que con el tiempo se ha ido rellenando, tanto por aportes fluviales como por la propia acción del ser humano, constituyendo un ambiente más o menos encharcado con un nivel freático próximo a la superficie y que en condiciones naturales se caracteriza por unos procesos geomorfológicos, hidrológicos, edafológicos y ecológicos específicos.

En parte está catalogado como zona húmeda, figura de protección incluida en la legislación de Espacios Naturales Protegidos de la Comunitat Valenciana que reconoce la importancia de este lugar como transición entre un sistema acuático y otro terrestre, donde la capa freática está habitualmente muy cerca de la superficie, pudiendo hablarse del marjal como una zona húmeda latente o 'criptohumedal', aunque en gran parte de sus superficie haya perdido este carácter.

Por otra parte, en el marjal, altamente transformado, las estructuras agrarias han tenido que adecuarse a las condiciones marjaleras del terreno y para ello el sistema de apropiación del espacio geográfico es de una altísima singularidad por su parcelario y por los canales de desagüe, principalmente.

Se reconoce también en este espacio la multifuncionalidad de la zona húmeda, rompiendo con una visión tradicional más reduccionista centrada únicamente en los valores de flora y, especialmente, de la avifauna, como ecosistema integral en el que los valores y funciones resultantes, sociales y ambientales, son fruto de unos procesos generados por la interconexión de todos y cada uno de los elementos que componen el sistema del humedal, superando el conjunto a la mera suma de las partes.

Al igual que ocurre con el resto de humedales de la Comunitat Valenciana, el marjal de Nules-Burriana no funciona en régimen natural. Desecaciones, aterramientos, regulaciones u ocupaciones por diversos usos han ido alterando la fisionomía original de estos espacios hasta nuestros días. Contrariamente a lo que pudiera parecer, no siempre

tales alteraciones deben considerarse como negativas pues a menudo son las que han permitido la pervivencia de los humedales, aportando nuevos valores tales como los paisajísticos, patrimoniales o culturales, entre otros. Aquí hay que incorporar, sin duda, las alteraciones derivadas de la actividad agrícola. Ahora bien, bajo la capa de las transformaciones subyacen determinados aspectos (hídricos, morfológicos o de suelos, por ejemplo) que permanecen lo suficientemente inalterados como para evidenciar la existencia de la zona húmeda.

Por ello, y a modo de resumen, se puede definir el marjal en la actualidad como un sistema agroambiental caracterizado por la predominancia del cultivo de cítricos en una zona de nivel freático próximo a la superficie, y en cuya morfología como paisaje agrario se puede identificar la presencia de una red de avenamiento o drenaje jerarquizada, similar a una parrilla, y en la que destaca un sistema parcelario de forma predominantemente rectangular.

Los sistemas de vegetación propios del marjal han sido transformados y sustituidos mayoritariamente por cítricos, pudiendo encontrar también algún carrizal relicto. La modificación del antiguo sistema natural en el actual sistema marjalero, con clara vocación agraria, se llevó a cabo alternando canales deprimidos donde aflora el agua del nivel freático (muy superficial en toda la zona), conocidos como ‘sequiols’, con superficies alargadas de cultivo o ‘feixes’.

El cultivo de arroz y trigo que se daba hasta mediados del siglo XX fue sustituido por el cultivo de cítricos y, en menor medida, por frutales de regadío como el melocotonero, el peral, el manzano o el ciruelo, en un sistema agrario caracterizado por la presencia de numerosos propietarios con pequeñas extensiones y un bajo rendimiento económico. La densidad parcelaria es mayor en aquellos terrenos que han ocupado el lugar del marjal.

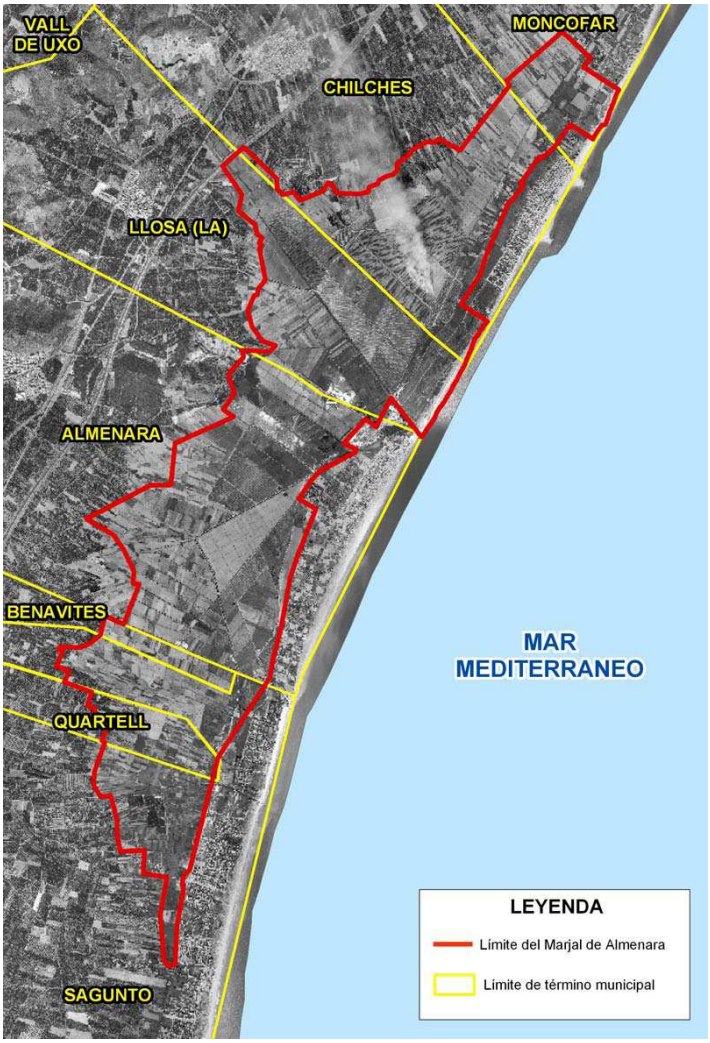
Dadas las características del marjal, no existe una tradición edificatoria asociada a esta parte del territorio. Son muy escasas las referencias históricas sobre asentamientos, quedando además todas ellas fuera del ámbito estricto de lo que hoy se considera como zona húmeda, siendo sus principales exponentes las de las culturas romana y musulmana.

Al contrario de lo que ocurre con otros ámbitos agrarios de la Comunitat Valenciana, donde aparecen construcciones de reconocido valor patrimonial y arquitectónico como es el caso de las alquerías, massos, barracas, etc., el marjal de Nules-Burriana no presenta tipologías propias o representativas del carácter del lugar, siendo las existentes de época bastante reciente. En este sentido, se puede expresar como idea general que las construcciones son una evolución de pequeñas infraestructuras edificatorias ligadas a la explotación agraria del sistema marjalero, pensadas inicialmente como espacios para la guarda de material agrícola que se han ampliado para el uso y disfrute de sus propietarios, en ocasiones como lugares de fin de semana. La autoconstrucción y la ausencia de parámetros concretos de diseño son, por tanto, la tónica habitual, pudiéndose encontrar soluciones constructivas de todo tipo, así como materiales de muy diversa índole.

Desde el último cuarto del siglo XX hasta nuestros días las edificaciones han ganado en superficie y en equipamientos, transformándose en numerosas ocasiones en viviendas de segunda residencia, o incluso de primera, si bien es frecuente que no gocen de todos los servicios urbanísticos esenciales dada la condición de suelo no urbanizable donde se asientan. Esto genera, además de los conflictos meramente urbanísticos, problemas en las condiciones ambientales del lugar como consecuencia, principalmente, de los residuos que se generan.

Estas construcciones suelen ubicarse próximas a los caminos de acceso a las parcelas, si bien es cada vez más frecuente encontrar casos donde se altera la disposición de la edificación dentro de aquellas, lo que distorsiona todavía más el carácter del territorio. A esto último también contribuye la aparición de numerosos elementos adicionales, vinculados a las construcciones, tales como paelleros, garajes, piscinas, etc., que poco a poco van sustituyendo la superficie de la parcela destinada de forma efectiva a la producción agrícola.

2.2 .- MARJAL ALMENARA-LA LLOSA-XILXES-MONCOFA



Nombre del paraje: Marjal d'Almenara
Superficie (ha): 1.496,98 Ha

Figuras de protección de la UE:

ZEPA: Incluido como ZEPA en la nueva propuesta de la Generalitat Valenciana (aprobada mediante el Acuerdo de 5 de junio de 2009, del Consell, de ampliación de la Red de Zonas de Especial Protección para las Aves (ZEPA) de la Comunitat Valenciana. Diario Oficial de la Comunitat Valenciana nº 6031, de 09.06.2009).

- LIC: ES5223007

Otras figuras de protección:

- Zona Húmeda del Catálogo Valenciano de Zonas Húmedas (aprobado por Decisión del Gobierno Valenciano en septiembre de 2002 en desarrollo de lo dispuesto en la Ley 11/1994, de Espacios Naturales Protegidos de la Comunidad Valenciana).
- Microrreservas de flora: Estanys d'Almenara (01/02/2001) y Torberes d'Almardà (02/12/2002).

Usos del territorio:
Cultivos hortícolas y arrozal (70%), zona húmeda natural restaurada y turberas (20%), canales y acequias (10%).
Propiedad pública en su mayoría con pequeñas parcelas privadas.

3.- LAS TRANSFORMACIONES AGRÍCOLAS DEL SIGLO XIX.

Las últimas décadas del siglo XVIII marcan el ocaso del sistema trashumante, la puesta en el mercado de dichos pastos y desecación de los marjales, supone su transformación en arrozales hasta las primeras décadas del siglo XX y la busca de un mayor rendimiento la plantación posterior de grandes superficies de naranjo. Su comercialización tiene como consecuencia la construcción del puerto de Burriana 1923-1933.

4.- LOS CAMBIOS LEGISLATIVOS Y EL ADVENIMIENTO DE LA HABITACIÓN DEL LITORAL EN EL SIGLO XX

A partir de la década de los años veinte y treinta, los usos y costumbres sociales cambian y el litoral empieza a dejar de ser un lugar deshabitado e insalubre. Este es un fenómeno al que no es ajeno el impulso de la Administración. En pocas décadas se consolidan núcleos de población sobre el antiguo cordón y el medio se transforma radicalmente.

Teniendo en cuenta la importante transformación de todo tipo de terrenos en terrenos agrícolas en toda la superficie del territorio nacional, el Estado comienza a intervenir, promulgando la Ley de Montes de **17 de mayo de 1.885,** que pretende

proteger los montes españoles, racionalizando su explotación y regulando y prohibiendo en muchos casos su transformación.

- Posteriormente se aprueba la **Ley de Aguas de 1866,** cuyos 29 primeros artículos tratan de las aguas marítimas, buena parte del contenido de dicha Ley subsiste hoy incluso en el reciente, **RD Legislativo 1/2001,** de 20 de julio.

  - *Aparecen las costas y el mar litoral, las zona definida como **"playa"**, siendo este espacio el que alternativamente descubren las aguas en el movimiento de la marea, siendo su límite interior hasta donde llegan las más altas y equinocciales. Donde no sean sensibles las mareas se considera la línea donde llegan las aguas en las tormentas o temporales ordinarios.*
  - *Esta Ley no incluye entro del dominio público las lagunas vivas o marísmas, pero regula la posibilidad de desecar las marismas particulares, del estado y comunales, accediendo en estos dos últimos supuestos, el realizador de la obra a la propiedad del terreno desecado.*

- **Ley de Puertos de 1.880,** en la que se recogen los artículos que en la Ley de 1886 regulaban las aguas marítimas.

  - *En ellas siguen apareciendo las costas y el mar litoral pero se sustituye el término **playa por zona marítimo-terrestre**, que desde este momento se configura la zona terrestre bañada por el mar en su flujo y reflujo*, *se excluye la referencia a tormentas y temporales ordinarios y **se incluye la zona bañada por los temporales extraordinarios**. En los márgenes de los ríos, precisa que la zmt incluye los terrenos que en el flujo y reflujo de marea, quedan cubiertos y descubiertos alternativamente por el agua. Si las mareas no son sensibles pero en los temporales marítimos el agua alcanza una franja de los márgenes de los ríos, esta sera zona marítimo terrestre si corresponde a un tramo que el río es navegable.*
  - *También se introduce otro dato relevante que estará latente hasta la actualidad, y que es el de los enclaves privados en zona marítimo-terrestre. Ello va a desembocar en la problemática de los derechos adquiridos legalmente, produciéndose en el futuro muchos problemas a la hora de modificar dicha normativa con la finalidad de suprimir estas posesiones privadas en esta parte del dominio público marítimo terrestre.*
  - *Declara de dominio nacional y uso público, la zona marítimo terrestre y el mar territorial **sin perjuicio de de los derechos que corresponden a los particulares.***

- **Codigo Civil de 1889** (vigente en la actualidad), en su articulo 339 nos dice en su apartado primero que *son bienes de dominio público {…} las riberas, playas, radas {…}.* También se hace referencia en los artículos 407 y siguientes a las propiedades especiales, donde se recogen las aguas; no obstante esta parte fue derogada casi un siglo después por la Ley 29/1985, de Aguas.

- **<u>Ley 24/07/1918 sobre desecación y saneamiento de marismas</u>,** se las marismas desecadas se podían convertir en dominio privado.

- **<u>Ley de Puertos de 1.928</u>,** que no difiere esencialmente de la anterior ni se opone a ella, es prácticamente una reproducción de la de 1880 y que lo único que se discutió fue cual de ellas estaba vigente, ya que instaurada la república se dispuso (15/4/1931) que los textos legales de la dictadura que no fuesen derogados tendrían el carácter de reglamentos en la parte que no se oponga a las leyes votadas en las Cortes. No obstante se aplico la Ley de Puertos de 1928, sin que se presentara ningún problema práctico al coincidir esencialmente ambas Leyes.

  - *En esta Ley se mantiene misma definición de **zona marítimo terrestre** que la Ley de 1880, **sin perjuicio de los derechos que correspondan a los particulares.***
  - *Esta Ley y la de 1880 establecen que "son de dominio publico los terrenos que se unen a la zona marítimo terrestre por accesiones y aterramientos que ocasione el mar. Cuando por consecuencia de estas accesiones y por efecto de retirarse el mar la línea interior que delimita la citada zona avance hacia aquel, **los terrenos sobrantes y pertenecientes a la zona marítimo terrestre pasaran a ser propiedad del Estado previo el oportuno deslinde de los Ministerios de Hacienda, Fomento y Marina y el primero podrá enajenarlos si no los considera necesarios para servicios marítimo u otros de utilidad pública (art.2)",** se concede el derecho de tanteo a los terrenos colindantes.*

- **<u>Ley sobre aguas jurisdiccionales a efectos de pesca de 8 de abril de 1967</u>.** En esta ley se extienden a 12 millas las aguas jurisdiccionales españolas de conformidad con el convenio europeo de pesca y se establecen criterios de determinación de las líneas de base de medida de la franja del mar territorial, autorizando al gobierno para su fijación. El Decreto Ministerio de Hacienda 3281/1968 de 26 de diciembre, modifica el art.33 extendiendo a 12 millas la jurisdicción a efectos (aduaneros de contrabando).

- **<u>Ley de Costas de 26 de abril de 1969</u>,** regula el dominio público marítimo-terrestre sin apenas variación respecto al contenido de las Leyes citadas. Es el primer intento de una normativa exclusiva para las costas. En esta ley se hace un resumen de la distribución de competencias de los diferentes órganos Ministeriales, atribuidas en multitud de disposiciones dispersas.

  - *Mantiene los bienes de dominio público marítimo de la Ley de Puertos de 1880, es decir, tanto el mar territorial y la zona marítimo-terrestre.*
  - *Introduce nuevamente en la definición de la **zmt** "temporales ordinarios". Es decir excluye la parte de tierra que solo es alcanzada por las aguas marítimas en los temporales extraordinarios.*

- *Además se introducen las playas en sentido propio, conceptuadas como las riberas del mar formadas por arenales o pedregales, casí planas y con escasa vegetación.*
- *También incluye como novedad el lecho y el subsuelo del mar territorial hasta donde sea sensible la explotación de sus recursos naturales.*
- *Establece un a tercera servidumbre, además de la de vigilancia litoral de 6 metros de anchura utilizada por la Guardia Civil y la servidumbre de salvamento de 20 metros de anchura, que es la servidumbre de paso para poder acceder al mar a través de las fincas privadas.*
- *Reconoce por primera vez competencias a los Ayuntamientos sobre sus playas (higiene, ornato, salubridad, etc).*
- *El proyecto de Ley de 1.969, después de que el Consejo de Estado y varios estudios doctrinales se mostraran en contra de los enclaves privados (creados en zona marítimo-terrestre y playas por la Ley de 1880), ya que si todo el dominio público marítimo es público, no puede existir en una de sus partes una zona privada, pretendía resolver esta cuestión pendiente, pero finalmente se volvió a posponer.*
- *La Ley de Costas de 1.969 establece que son bienes del dominio público marítimo* ***terrestre sin perjuicio de los derechos legalmente adquiridos,*** *las playas, la zona marítimo-terrestre, el mar territorial incluyendo su lecho y subsuelo y el adyacente al mismo hasta donde sean explotables los recursos. Por tanto se reconoce la existencia de propiedades particulares en las playas y la zona marítima terrestre. De hecho hay inscripciones regístrales en ese sentido*
- *Con relación a las accesiones y aterramientos producidos por el mar se pronuncia en el mismo sentido que las Leyes de puertos de 1880 y 1928 y establece además que la incorporación al Patrimonio del Estado no tendrá lugar si demuestra que los terrenos recuperados al mar y formados por accesión se encuentran dentro de los lindes de una finca de su propiedad que hubiera pasado al dominio público por invasión del mar. "Los terrenos ganados al mar territorial fuera de los puertos por obras construidas serán propiedad de quienes las hayan llevado a cabo".*
- ***La Ley 55/1969 de 26 de abril de puertos deportivos,*** *en su art.18 indica que los terrenos ganados al mar como consecuencia de la construcción de un puerto deportivo o de su paseo marítimo de ribera seran propiedad de sus concesionarios.*

- **Ley sobre el mar territorial de 1977,** que define el término *"mar territorial"*. Por RD 2510/77 de 5 de agosto (Ministerio de Defensa) se determinan las líneas de base que constituyen la poligonal, límite interior de la franja de mar territorial, para los vértices de la poligonal se fijan las coordenadas geográficas, latitud y longitud en grados sexagesimales y minutos, tomadas de las cartas náuticas españolas.

- **Ley 20 de febrero de 1978, sobre la zona económica marítima.** En esta ley se fija en 200 millas, contadas desde la línea de base, una zona sobre la que el Estado español ostenta ciertos derechos soberanos. La soberanía sobre las 188 millas es de tipo económico, pues el dominio público se extiende a los

recursos naturales del agua y a la explotación del lecho y el subsuelo, sufijación la estableció unilateralmente cada pais, sin el apoyo de un convenio internacional como ocurre en el caso del mar territorial.

- **Constitución española de 27/12/1978,** en su artículo 132.2 **declara el dominio público estatal la zona marítimo-terrestre,** las playas, el mar territorial, y los recursos naturales de la zona económica y plataforma continental, de esta forma adquieren rango constitucional los términos utilizados en la Ley de Costas de 1.969. No se hace ninguna referencia a los derechos de los particulares dentro del dominio público marítimo terrestre. **Las posible propiedades existentes ha devenido incostitucionales.**

- **Ley de Costas 22/1988 de 29 de julio de Costas,** define con precisión los términos utilizados para describir el dominio público marítimo terrestre tanto en la Constitución (art.132.2) como en la ley de Costas de 1969, realizando una serie de precisiones sobre las mismas.

  - *Esta ley con incluye los terrenos bañados por los temporales conocidos incluye los extraordinarios ocurridos en el pasado. Considera **zona marítimo terrestre** aquella bañada por las aguas marítimas en algún momento, la zona alta de mareas superada por el temporal se incluye en la **zmt.***
  - *No dice nada nuevo respecto a la Constitución salvo el desglose en "aguas interiores" y "mar territorial".*
  - *En la Ley del 88 se incluyen en la **zmt.: marísmas** (terreno bajo pantanoso que se inunda por el flujo y reflujo del mar; **marjales** (terreno bajo y pantanoso, cuyo nombre deriva de la planta almarjo (fuente en otro tiempo de carbonato sodico), **albuferas** (laguna litoral de agua salada , deriva del árabe "pequeño mar" y **esteros** ensanche del cauce de un río en la desembocadura por existir un foso que acumula los aluviones). Introduce el concepto de **ribera del mar,** que incluye la **playa y la zona marítimo terrestre**. Define las **playas** como: "las zonas de deposito de materiales, tales como arenas, grvas o guijarros, incluyendo escarpes, dunas y bermas, tengan o no vegetación, formadas por la acción del mar o del viento), es decir el concepto de playa queda ampliado con relación a la Ley de 1969 incluyendo las zonas de materiales sueltos con independencia del tamaño de estos materiales y de la superficie de la zona. Es decir incluye: **escarpes** (declives ásperos), **bermas** (espacio horizontal a media ladera o en terraplen), **dunas** (colinas de arena movediza por el viento)*
  - *Por seguridad jurídica deja fuera del mercado los enclaves privados existentes dentro del dominio público marítimo terrestre y establece el límite de los amparados por el art.34 de la ley Hipotecaria o sentencia judicial firme, tendrán derecho a una concesión de 30 años prorrogables a otros 30 exenta de pago de canon. El resto deberá solicitar la correspondiente concesión de ocupación del dpmt.*
  - *La línea de delimitación del dominio público marítimo terrestre es el límite entre el suelo público y el de propiedad privada.*

o *Para la protección del dominio público marítimo terrestre establece una servidumbre de 100 metros desde la línea de ribera del mar, que se reduce a 20 m. en suelo clasificado como urbano en enero de 1988.*

o *Establece las competencias de las distintas administraciones, que principalmente son: de la Administración del Estado el deslinde de los bienes de dominio público marítimo terrestre, su gestión y la tutela y policía del mismo como principales competencias. Los Ayuntamientos informan los deslindes y expedientes que recaen en el dpmt y sus servidumbre y tienen competencias sobre la limpieza de las playas e higiene y salubridad de las aguas de baño y las Comunidades Autónomas informan igualmente los expediente en dpmt y tienen competencias en la zona de servidumbre de protección, ordenación del territorio, vertidos de tierra al mar etc.*

o *En las accesiones a la ribera del mar por deposito de materiales o retirada del mar, solamente se convierten en bien patrimonial del Estado cuando: han perdido las características naturales de zona marítimo terrestre, playa o acantilado, han informado favorablemente la desafectación la Comunidad Autónoma y Ayuntamiento correspondiente, resultan innecesarias para la protección o utilización del dominio público marítimo terrestre, se ha declarado previamente su desafectación con deslinde previo. Los terrenos desafectados no se entregan al municipio o a la Autonomía como un bien patrimonial lo que evita la posibilidad que vaya a para a los particulares (como ha sucedido en el pasado), pero se pueden ceder gratuitamente condicionados a que se dedique a un uso o servicio público. Los art.74 y 80 de la Ley de Patrimonio del Estado, preve la posibilidad de que reviertan nuevamente al Estado si no se destinan al uso o servicio previsto. Continúan siendo de dominio público lo terrenos invadidos por el mar y no los puede recuperar su antiguo dueño. No se reconoce el derecho de tanteo a colindantes como en la legislación anterior.*

o *Los terrenos de Patrimonio del Estado, colindantes o en la zona de influencia no podrán ser enajenados sin previa declaración de no son necesarios para integrarlos en el dpmt.*

o ***A partir de esta Ley no hay posibilidad de adquirir propiedad privada,*** *ni desecando marismas, construyendo obras de defensa o realización de puertos deportivos.*

o *Los propietarios colindantes previo proyecto realizado por técnico competente y correspondiente autorización o concesión de la Administración del Estado podrán realizar obras para evitar la invasión del mar, siempre que no sean perjudiciales ni ocupen playa.*

o *Son de dominio público los acantilados sensiblemente verticales que estén en contacto con el mar o con espacios del dominio público marítimo terrestre hasta su coronación. Es un dominio público con contemplado en la legislación anterior.*

o *Son de dp las instalaciones portuarias de titularidad estatal y las obras y señales marítimas construidas por el Estado, cualquiera que sea su localización, así como los terrenos afectos a las mismas. (art.339 del Codigo Civil).*

o *Son de dominio público estatal las islas que este formadas o se formen por causas naturales, en el mar territorial o en aguas interiores o en los ríos o*

en los ríos hasta donde sean sensibles las mareas salvo las que sean de propiedad privada de particulares o entidades públicas o procedan de la desmembración de esta, en cuyo caso serán de dp su zona marítimo terrestre, playas y demás bienes que tengan este carácter. Se sigue admitiendo la propiedad privada en las islas en los mismos casos que la legislación anterior.

5.- LA LEGISLACIÓN ESPECIAL SOBRE COSTAS Y LOS DESLINDES

Las aguas marítimas próximas al territorio y la franja costera lindante con el mar han tenido una gran importancia a lo largo de la historia ya que ha sido fundamental para el desarrollo de la humanidad por su importancia estratégica para el comercio y transporte en general, abundancia de recursos tanto pesqueros como minerales, en esta zona se ha desarrollado el turismo de sol y playa que tanto éxito ha tenido, en la actualidad el establecimiento de los cultivos marinos, la producción de agua dulce por medio de desaladoras, establecimiento de centrales de producción de energía etc, es decir dichas zonas son una fuente inagotable fuente riqueza, lo que ha originado ser considerado un lugar ideal para el asentamiento de la población, en unos casos simplemente por las posibilidades de supervivencia y otros por las grandes posibilidades de desarrollo, por todo ello las zonas se han tratado de definir y proteger a través de la historia, y siempre ha supuesto un acierto para una parte de la sociedad y un desacierto para otra parte de la misma.

Ya en el sistema jurídico romano se establece la zona marítimo-terrestre como *res comunes* a todos los hombres, posteriormente en la Edad Media, siendo que es indudable que son las Partidas la principal fuente de nuestro Derecho Histórico, en ellas y su esquema general de las cosas, considera al mar y su ribera como cosas comunes a todas las criaturas, por tanto recoge la formula romana del mar y sus riberas como *res comunes omnium.*

En la segunda mitad del siglo XX, la necesidad de deslindar lo público de lo privado se hace evidente. Las dos leyes que marcan este periodo son la de 1969 y la de 1988. Esta última se fijó como objetivo la defensa de la integridad del domino público, algo para lo que en las zonas húmedas a demostrado una eficacia limitada, explicable en función del largo camino recorrido.

Con esta última Ley y su Reglamento el Servicio de Costas de Castellón del Ministerio de Agricultutura, Alimentación y Medio Ambiente ha realizado prácticamente todos los deslindes de la provincia de Castellón del dominio publico marítimo terrestre.

Por otro lado como hemos visto anteriormente los restos del marjal ha sido declaradas zonas húmedas protegidas, de acuerdo con lo dispuesto en la Ley 11/1994, de Espacios Naturales Protegidos de la Comunidad Valenciana.

6.- LA SITUACIÓN ACTUAL, RESUMEN Y CONCLUSIONES.

- Podemos afirmar con total rotundidad que los poblados marítimo o graos de Almenara, Xilxes, Moncofa y Nules estan situados sobre los restos de un restinga de una albufera – marjal formada tanto por la aportación sedimentaria principalmente de los rios (Mijares, Anna y Belcaire y de un buen nº de barrancos como el Bº de la Murta, Bº Fon Freda, Bº de la carretera etc.), como por la acción del hombre que ha transformado la parte de tierra comprendida entre el cordón y los núcleos de población de los diferentes municipios en tierra de huerta, arrozales, diferentes frutales fundamentalmente citricos), desecando toda esta zona húmeda mediante azarbes que desaguan en el mar mediante golas.

- Esta restinga, barra o cordon litoral podemos suponer que su estado original tenia una anchura comprendida entre los trescientos y 1000 metros y el perfil de mar hacia tierra estaba compuesto por una extensa playa de entre 100 y 200 m., a continuación un cordón de gravas, *"cudolar", o cordon de dunas de anchura variables20 a 40 metros,* y el resto de una zona seca denominada Serradal.

- Especial mención, hay que hacer al Grao de Moncofa, que se encuentra en el cono aluvial del rio Belcaire, los terrenos comprendidos entre la playa y el pueblo son los primeros que se consolidaron al estar comprendidos entre dos zonas más bajas que son el marjal de Nules y el marjal de Almenara. Dicho río es conocido porque antes de su canalización, destruía las cosechas varias veces al año, dejando un campo lleno de arena arrastrando la fértil tierra vegetal de los campos. No obstante tanto hacia el norte como al sur el término municipal tiene una gran superficie dentro de zona de marjal.

- Las arenas de las playas que constituían la mencionada restinga, y que eran alimentadas por la fuerte corriente litoral de sedimento norte-sur, comenzarón a erosionarse cuando se realizarón las golas de desagüe de los marjales: gola de Nules, gola de l´Estañol, gola de Casablanca y Gola de Queralt, lindando con la provincia de Valencia, pero la principal causa de la erosión en dicha zona fue la construcción del puerto de Burriana, que comienzo en la década de los veinte y termino en 1933 y la necesidad de calado supuso que los diques del mismo actúen como una barrera total de los sedimentos arenosos que venían del norte. Ello ha originado la construcción de una escollera longitudinal al sur de dicho puerto que fue construida por primera vez en la década de los setenta y repuesta más hacia tierra en la década de los 80 sufragada por contribuciones especiales entre los vecinos de la zona de la Serratilla, finalmente fue realizada una escollera longitudinal por el Servicio de Costas en el 2004. Con la entrada en vigor de la vigente Ley de Costas se comienzan a realizarse una serie de obras para defensa de los citados poblados dique exentos en Xilxes y recorte de un dique perpendicular en Moncofa (finales de los 80 y comienzo de los 90), batería de diques perpendiculares en Moncofa Comienzo de los 90), escollera longitudinal de almenara en varias fases (2000 – 2010).

Es decir de norte a sur, se han tenido que defender todos los poblados por la Administración del Estado y con cargo a los Presupuesto Generales y con costosas obras de ingeniería marítima que además se tienen que mantener por la erosión que se produce en la playa sumergida.

El resultado de todo este proceso es una reducción radical de la extensión del dominio público en las zonas húmedas. Estamos de nuevo ahora en una encrucijada, como las que hubo en el pasado, en la que entran en conflicto distintos bienes para el interés general. La diferencia con nuestros antepasados es que nuestro saber experto es mayor, es decir, sabemos más sobre el papel de los humedales y sobre el funcionamiento de los cordones litorales en la dinámica de las playas. Nuestra responsabilidad al tomar decisiones, es por lo tanto mayor, y mayor nuestro compromiso con las generaciones futuras.

REFERENCIAS

Medina Santamaría .R (2011).- *Estudio Integral de Alternativas de Actuación en el tramo de costa comprendido entre el puerto de Burriana y el Puerto de Sagunto.* Fundación Instituto Hidráulica Ambiental de Cantabria, Asistencia Técnica para el Servicio de Costas de Castellón.

Cavanilles A.J. (1862).- *Historia de España.* Imprenta de J. Martin Alegría.

Boix V. (1845).- *Historia de la Ciudad y Reino de Valencia.* Editor Benito Monfort.

Fornes J.M. et al. (2008).- *Conflictos entre el desarrollo de las aguas subterráneas y la conservación de los humedales del litoral mediterráneo español.* Boletín Geológico y Minero. 119 (2).

Lopez Gomez A. (1964).- *Riegos y cultivos huertas valencianas.* Seminario Universidad de Valencia.

Ley de Montes de 19 de mayo de 1885.

Ley de Aguas de 1.866.

Ley de Puertos de 1.880.

Código Civil de 1.889.

Ley 24/07/1918, sobre desecación y saneamiento de marismas.

Ley de Puertos de 1928

Ley e Costas de 26 de abril de 1969

Ley 55/1969, de 26 de abril de puertos deportivos.

Ley sobre el mar territorial de 1977.

Ley 20 de febrero de 1978, sobre la zona económica marítima.

Constitución Española de 27 de diciembre de 1978.

Ley 22/88, de 28 de julio de Costas.

Real Decreto 1471/1989, de 1 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento General para desarrollo y ejecución de la Ley de Costas

ESTUDIO Y OPTIMIZACIÓN DEL TRAMO DIFUSOR PARA VERTIDOS SUMERGIDOS DE DESALADORAS

F. Costa González[1], E. Peña González[1], J. Anta Álvarez[1] y F. Sánchez-Tembleque Díaz-Pache[1, 2]

[1] Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA). Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de A Coruña. Campus de Elviña, s/n. 15071, España. fernando.costa@udc.es

[2] CITEEC (Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil), Universidad de A Coruña. Campus de Elviña, s/n. 15071, España.

INTRODUCCIÓN

Debido a la creciente necesidad de encontrar nuevos recursos hídricos en áreas desertizadas del planeta, el número de plantas de desalinización aumentará considerablemente como una fuente alternativa de agua potable. Los vertidos de salmuera tienen una densidad mayor que la del medio receptor, por lo que se genera una corriente de gravedad que se desplaza sobre el fondo marino, afectando a las comunidades bentónicas. Por consiguiente, la configuración óptima de estos vertidos será aquella que asegure un adecuado grado de dilución del vertido en el medio receptor. Esto resulta un factor clave en el dimensionamiento de estas estructuras costeras, ya que un mínimo aumento de la salinidad en el medio puede ser letal para algunas especies marinas, como por ejemplo la Posidonia oceánica, muy común en el Mar Mediterráneo.

Las descargas sumergidas de efluentes hipersalinos tienen un alto potencial de dilución, debido a la turbulencia inducida por la energía cinética del chorro en la fase inicial del vertido. Sin embargo son económicamente más costosas que otras tipologías constructivas, como pueden ser los vertidos en superficie. Hasta el momento se ha estudiado a fondo los vertidos en campo cercano, cerca del difusor (Palomar et al. 2012). Este trabajo forma parte de un proyecto (Plan Nacional de I+D) el cual concluirá en 2014 y que abarcará estudios de fluidos hiperdensos en campo lejano.

INSTALACIONES

Los ensayos se han llevado a cabo en el canal de ola-corriente de el Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC, www.udc.es/citeec), de la Universidad de A Coruña, cuyas dimensiones son 25 metros de largo 0.6 metros de ancho y 0.8 metros de alto.

La escala de trabajo elegida ha sido 1/50, de acuerdo con los rangos usados en investigaciones previas y con magnitudes físicas de prototipos reales. Se han realizado ensayos en medio estático y medio dinámico, a fin de analizar las concentraciones y la dilución de los efluentes hipersalinos en las aguas costeras en presencia de corrientes y para diferentes profundidades. Para ello se ha usado un circuito de recirculación de agua en el canal de ensayo.

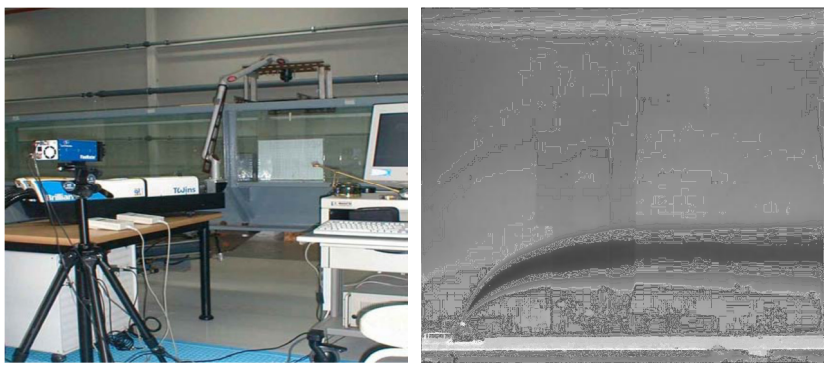


Figura 1. Configuración experimental en el canal de ola-corriente.

Con el objetivo de determinar la velocidad y los campos de concentración se han usado técnicas de velocimetría láser, Particle Image Velocity (PIV), y técnicas láser de fluorescencia inducida, Laser Induced Fluorescence (LIF). La Figura 1 muestra el montaje experimental y la visualización de un vertido hiperdenso en un medio dinámico en los experimentos preliminares.

RESULTADOS

La ponencia mostrará el efecto de parámetros ambientales como la profundidad o la velocidad del medio receptor, sobre vertidos hiperdensos, para descargas tanto en aguas poco profundas como en aguas profundas. También se estudiarán las características constructivas del sistema de vertido, como el diámetro del difusor, inclinación y elevación de la boca del difusor sobre el lecho marino.

Los datos obtenidos serán procesados mediante herramientas numéricas a fin de obtener el comportamiento de los vertidos hiperdensos. Como muestra la Figura 2, se estudiará el desarrollo geométrico del vertido, y la distribución de velocidades y diluciones a lo largo del mismo.

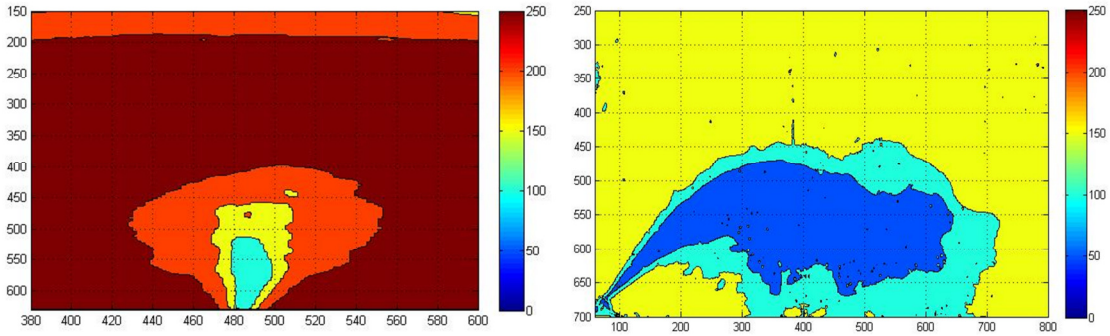


Figura 2. (a) Dispersión de un chorro sumergido en planta y (b) Distribución de diluciones en perfil.

La configuración óptima de descarga dependerá de las condiciones de trabajo del sistema de vertido. Sin embargo, para hidrodinámicas marinas poco energéticas la descarga sumergida de salmueras suele ser la solución más efectiva, frente a otras alternativas más económicas, como por ejemplo los vertidos en superficie, cuya capacidad de dilución es un 50 % menor que las descargas sumergidas (Abessi et al. 2012).

Con los resultados obtenidos en modelo físico se obtendrán unas condiciones óptimas de configuración del tramo difusor, que minimicen costes y mejoren el funcionamiento de estos sistemas de vertido.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto está subvencionado por el Plan Nacional de I+D, Ministerio de Ciencia e Innovación, referencia del proyecto BIA2011-29031-C02-02.

REFERENCIAS

Abessi O., Saeedi M., Bleninger, T. Davidson M., 2012. Surface discharge of negatively buoyant effluent in unstratified stagnant water. *Journal of Hydro-environment Research,* Vol. 6, pp. 181-193.

Kikkert, G.A., Davidson, M.J., Nokes, R.I., 2007. Inclined Negatively Buoyant Discharges. *Journal of Hydraulic engineering*, vol 133, pp.545 - 554.

Palomar P., Lara J.L., Losada I.J., Rodrigo M., Álvarez A., 2012. Near field brine discharge modeling part 1: Analysis of commercial tools. *Desalination,* Vol. 290, pp. 14-42.

RECUPERACIÓN AMBIENTAL DE LA MARGEN IZQUIERDA DE LA RÍA DEL ODIEL. PASEO FLUVIAL.

A. Peña López-Pazo , R. López Picón

Autoridad Portuaria de Huelva, Avda. Real Sociedad Colombina Onubense s/n, 21001 Huelva. correos: aplopezpazo@puertohuelva.com; rlp@puertohuelva.com

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Huelva se encuentra delimitada por la confluencia de los ríos Tinto y Odiel y su desarrollo urbanístico se concentra a lo largo de la margen izquierda del río Odiel, donde se localizan las infraestructuras del Puerto Interior, así como las instalaciones de un importante complejo industrial químico básico asentado desde los años 1960.

Dicha margen izquierda del río Odiel forma parte de la Zona de Servicio del Puerto, y se caracteriza por albergar ecosistemas de marismas, dunas y playas fluviales que desde la industrialización de Huelva sufrieron un fuerte deterioro ambiental.

La Autoridad Portuaria de Huelva está llevando a cabo diferentes actuaciones de restauración ecológica y social en un tramo de cinco kilómetros de la margen izquierda del río Odiel, él comprendido entre el monumento “Antiguo cargadero de mineral de la Compañía de Riotinto” y la zona denominada "Punta del Sebo". Tales actuaciones son, por un lado, la creación de un paseo fluvial de 1 kilómetro en la zona de marismas más deteriorada y más próxima a la ciudad de Huelva, y por el otro, la ejecución de un proyecto de recuperación ambiental de los ecosistemas de marismas, dunas y playas deteriorados a lo largo de los 4 kilómetros restantes.

PROYECTO PASEO FLUVIAL

Objeto

El Proyecto de Paseo Fluvial pretende recuperar la zona degradada más cercana al núcleo urbano, y que la población de Huelva disfrute de un espacio público de alta cualificación. Para lograrlo, el Proyecto plantea construir en el lecho del río una plataforma de 80 metros de ancho y más de 1.000 metros de longitud, con grandes zonas verdes, aparcamientos, quioscos, pérgolas, y sobre todo, un extenso espacio para pasear y contemplar la ría y el paisaje de las marismas.



Figura 1.- Detalle del estado de la margen antes de la actuación



Figura 1.- Detalle del estado futuro.

PROYECTO DE RECUPERACIÓN AMBIENTAL DE LA MARGEN IZQUIERDA DE LA RÍA DEL ODIEL

Alcance de los trabajos
Las actuaciones desarrolladas en este proyecto fueron las siguientes:

- La diversificación de hábitats para recuperar los ecosistemas que históricamente existieron en la marisma mediante la plantación de *Spartina marítima.*
- Conservación de especies protegidas o de alto interés ambiental como *Spartina marítima* y *Zostera noltii*.
- Erradicación total de la "Spartina densiflora" (especie invasora).
- Eliminación de residuos inorgánicos en toda la zona de marisma mareal y de dunas litorales de la Punta del Sebo.
- Construcción de un paseo peatonal y un carril-bici, de modo que se facilite la conexión de la ciudad de Huelva con la Punta del Sebo, diversificándose así los modos de transporte actuales.

Presupuesto
Para la ejecución del proyecto se efectuó una inversión de 5.156.383, 03 €

EVALUACIÓN DE LAS FUNCIONES Y SERVICIOS DESARROLADOS POR LA RESTAURACIÓN DE LAS MARISMAS EN LA MARGEN IZQUIERDA DE LA RÍA DEL ODIEL

Alcance de los trabajos
Las actuaciones acometidas en el estudio fueron las siguientes:
- Monitorización de las comunidades vegetales (Zostera noltii y Spartina maritima)
- Estudio de la capacidad de depuración de aguas y sedimentos (contaminación orgánica e inorgánica) por la vegetación.
- Estudio de la captación de Carbono atmosférico por las marismas restauradas.
- Monitorización de la dinámica sedimentaria (erosión/sedimentación).
- Estudio de la comunidad de macroinvertebrados del sedimento en las marismas restauradas en comparación con planicies intermareales no restauradas.
- Estudio de la comunidad de aves en las marismas restauradas en comparación con planicies intermareales no restauradas.
- Estudio de la comunidad piscícola en las marismas restauradas en comparación con planicies intermareales no restauradas.
- Instalación de posaderos de aves.



Figura 3.- Detalle antes de la actuación



Figura 4.- Detalle del estado actual.

Tema 7

GESTIÓN DE DRAGADOS Y LEY DE RESIDUOS

J. Sierra Antiñolo

Puertos del Estado, Avda. Partenón, nº 10. C. de las Naciones 28042 Madrid, jsierra@puertos.es

La transposición de la Directiva 2008/98/CE de residuos mediante la Ley 22/2011 de residuos y suelos contaminados, ha marcado un antes y un después en la gestión de los materiales de dragado, ya que dichos materiales están catalogados como residuos en la normativa europea y española.

A fecha de hoy, la gestión de los materiales de dragado en los puertos de interés general viene regulada por la "Recomendaciones para la Gestión del Material de Dragado en los Puertos Españoles" (RGMD), realizadas por el CEDEX en 1994 a instancias de Puertos del Estado. Las RGMD daban cumplimiento al compromiso contraído por España como Parte de los Convenios de Londres, OSPAR y Barcelona. Dichas Recomendaciones eran totalmente compatibles con la entonces vigente Ley de residuos de 1998, la cual establecía que estaban excluidos de su ámbito de aplicación "*los vertidos desde buques y aeronaves al mar regulados por los tratados internacionales de los que España sea parte*".

Sin embargo, la nueva Ley de residuos de 2011 establece que para poder excluir a los materiales de dragado de su ámbito de aplicación, es necesario demostrar que dichos sedimentos no son peligrosos (Art. 2(3)) y que además deben estar cubiertos por otra normativa, que en este caso son los distintos protocolos de los convenios internacionales. Por lo tanto, se hace necesario adaptar las mencionadas RGMD del CEDEX a la nueva ley de residuos, y de paso ponerlas al día conforme los avances que, desde 1994, han sufrido los Convenios Internacionales antes citados.

El objeto de esta ponencia es analizar, desde el punto de vista técnico y científico, el significado jurídico del término peligroso de la ley de residuos, y aplicarlo a las características de los materiales de dragado.

Como ya se ha mencionado, los materiales de dragado son residuos por estar incluidos en la "Lista Europea de Residuos" con los epígrafes 17 05 05* y 17 05 06. Solo queda demostrar que no son peligrosos para poder excluirlos del ámbito de la Ley de Residuos de 2011.

El término «peligroso» no aparece en las Directrices de los Convenios Internacionales (Que utilizan el término «contaminado») sino que es típico de la ley de residuos y de las normas asociadas (clasificación, envasado y etiquetado de substancias y preparados químicos). En consecuencia, si se quiere demostrar que no son peligrosos, se debería recurrir a los criterios de la ley de residuos y no a los de los Convenios Internacionales.

La Ley de residuos establece que un residuo es peligroso si presenta alguna de las 15 características enumeradas en su anejo III. En este trabajo, se demuestra que un primer análisis de las características precitadas da como resultado que un material del tipo de un dragado marino sólo puede presentar seis de estas características (no puede ser inflamable, explosivo, corrosivo, sensibilizante, etc.) ya que se trata de un material pastoso compuesto básicamente de sedimentos y agua de mar. Cinco de las seis características están relacionadas directamente con el grado de contaminación por diversas substancias perfectamente catalogadas en la normativa asociada a la ley de residuos (H6 Tóxico, H5 nocivo, H7 cancerígeno, H10 tóxico para la reproducción y H11 mutagénico). Para determinar las características H5, H6, H7, H10 y H11 no es necesario recurrir a los complicados ensayos de toxicidad, mutagénesis, etc. establecidos en la normativa de residuos; basta con comprobar si los residuos (materiales de dragado en nuestro caso) sobrepasan ciertos umbrales de concentración de substancias químicas que presentan alguna o varias de esas características, según se establece en la Orden MAM /204/2002.

De la comparación de las concentraciones límite establecidas en la Orden precitada con los niveles de acción de las actuales RGMD del CEDEX, se deduce que dichos niveles son muy inferiores a los estipulados por las normas de residuos. Así, se puede asegurar que un

material de dragado de categoría II no es un sedimento peligroso. Si perteneciera a la categoría III, un análisis más detallado, basado en productos de solubilidad de substancias químicas bastaría también para asegurar que no son peligrosos (Por ejemplo, el zinc y sus compuestos son considerados peligrosos (nocivos por ingestión) a partir del 25% (250gr/kg) .En consecuencia, el cumplimiento de las RGMD asegura que los materiales de dragado no son peligrosos según establece la ley de residuos en su anejo III. Sin embargo, las RGMD adolecen de falta de ensayos biológicos (bioensayos), por lo que para asegurarse completamente de que los dragados portuarios no son peligrosos habría que completar las RGMD con algún bioensayo que demostrase que no son ecotóxicos (característica H14). En algunas muestras de sedimentos portuarios se han realizado bioensayos de inhibición de luminiscencia (*Orden de 13 de octubre de 1989 por la que se determinan los métodos de caracterización de los residuos tóxicos y peligrosos*) dando resultados negativos. No obstante, el presente trabajo concluye con un análisis de esta característica (H14 Ecotoxicidad) pero a la luz de los bioensayos utilizados específicamente en el medio marino y desarrollados por las Partes (Estados) de los convenios internacionales repetidos a lo largo de este trabajo. Dichos bioensayos son mucho más sensibles que los de la norma de residuos.

Aunque se obtienen algunas conclusiones, que se detallarán en el curso de la ponencia, este punto debe necesariamente dejarse abierto, dado que los bioensayos que finalmente se adopten para determinar la ecotoxicidad de un material de dragado (sedimento portuario) será objeto de la nueva norma que se está desarrollando, en sustitución de las actuales RGMD, por la Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y del Mar en colaboración con el CEDEX, Subdirección de Residuos, IEO y Puertos del Estado, en la cual se están incluyendo, además de bioensayos, otras novedades tales como nuevos niveles de acción, más parámetros químicos, modificación del cálculo de las medias ponderadas, aumento del número de muestras y restricciones para el vertido al mar.

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA TRAMITACIÓN DE PLANES Y PROGRAMAS
12 JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE COSTAS Y PUERTOS

A. J. Martin1; J. M. Gómez; J. Koldobika

1. *Autoridad Portuaria de Baleares; C/ Muelle Viejo, 3 07012 Palma de Mallorca; e-mail: jmartin@portsdebalears.com*
2. *Autoridad Portuaria de Cartagena; Plaza Héroes de Cavite; 30201 Cartagena; e-mail: jmgomez@apc.es*
3. *Autoridad Portuaria de Pasajes; Pasajes Ancho s/n;20110 Guipuzcoa; e-mail: jluqui@puertopasajes.net*

INTRODUCCIÓN

A pesar que en las últimas dos décadas se han llevado a cabo importantes obras de infraestructura portuaria impulsadas en parte por las ayudas de fondos europeos han quedado pendientes de realizar algunas obras que alteran la configuración exterior de sus respectivos puertos.

La entrada en vigor de la Ley 9/2006, de 28 de abril, sobre evaluación de los efectos de determinados planes y programas en el medio ambiente, afecta a la tramitación de estas nuevas infraestructuras. Por otra parte su amplio ámbito competencial y la novedad en su aplicación ha provocado una cierta ralentización en la tramitación de los Planes Directores necesarios para estas obras que alteran de manera significativa la configuración exterior de los puertos, de acuerdo con RD Legislativo 2/2011, de 5 de septiembre, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante.

Desde la Comisión de Medioambiente (COTEMA) de la Asociación Técnica de Puertos y Costas (ATPYC) se ha visto conveniente la constitución de un grupo de trabajo formado por profesionales con una amplia experiencia en la materia (muchos de ellos inmersos en la tramitación ambiental de estos Planes Directores) con el objetivo de elaborar una guía metodológica que facilite al promotor la tramitación de un determinado Plan o Programa en el ámbito marítimo (o litoral o portuario....). Esta Guía estará basada en las experiencias de Administraciones que ya han iniciado dicha tramitación y que el grupo de trabajo está recogiendo en aquellos aspectos comunes y relevantes de estas actuaciones y por otra parte tiene por objetivo proponer una orientación que sin ser vinculante pretende ofrecer una primera visión que facilite el trabajo tanto a la Administración Ambiental como al promotor.

Los miembros del propio Grupo de Trabajo, así como los invitados externos que han participado en las sesiones, son profesionales que desarrollan su actividad tanto en la administración Ambiental (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente), como en otras Administraciones promotoras de infraestructuras (Autoridades Portuarias de Cartagena, Pasajes, Melilla y Baleares Puertos del Estado), así como en algunas de las principales Consultoras nacionales especialistas en Medioambiente.

Tras un proceso de selección para constituir el grupo de trabajo, la primera reunión se celebró en marzo del 2012 y las sesiones posteriores mantenidas han puesto de manifiesto la dificultad existente tanto por los Promotores como por parte del Órgano Ambiental para interpretar la legislación existente y, por tanto, la conveniencia de elaborar una guía orientativa.

El trabajo concluirá con la elaboración del documento que servirá como Guía Metodológica para orientar al consultor o a la Admitnitración Portuaria en el inicio de un trabajo de esta naturaleza. En la ponencia en el Congreso se explicarán las conclusiones a las que se han llevado a cabo hasta la fecha presentando las líneas generales de dicha Guía.

A modo de resumen: Sin duda, el objetivo del legislador ha sido la necesidad de incorporar la variable "adecuación medioambiental" desde la fase inicial de la planificación debiendo el Órgano Sustantivo instar la participación del Órgano Ambiental desde el principio.



También se ha puesto en evidencia en el Grupo la conveniencia de fomentar la participación de la sociedad en la fase previa de la planificación de las infraestructuras a través de los medios de comunicación, mesas redondas, debates,…

La identificación y descripción de los aspectos y efectos ambientales más relevantes en los Planes Directores Portuarios, comunes a la mayoría de ellos, también han sido desarrolladas en los trabajos de la Comisión y se incorporarán a la Guía Metodológica.

En la presentación en el Congreso se explicarán con mayor detalle las necesidades que han motivado la reflexión de la Asociación Técnica de Puertos y Costas sobre la elaboración de esta Guía, así como los objetivos que persigue.

INFLUENCIA DE LAS DESCARGAS DE AGUA DULCE EN LOS REGÍMENES DE TURBIDEZ Y SALINIDAD DEL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR

E. CONTRERAS ARRIBAS[1], M. DÍEZ MINGUITO[2], M. EGÜEN SÁNCHEZ[2], M.A. LOSADA RODRÍGUEZ[2], M.J. POLO GÓMEZ[1]

[1] Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Córdoba. Área de Ingeniería Hidráulica, Edif. Leonardo da Vinci, Campus de Rabanales, 14071, Córdoba. econtreras@uco.es, mjpolo@uco.es

[2] Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada. Edif. CEAMA, Avda. del Mediterráneo, s/n, 18003, Granada. mdiezm@ugr.es, meguen@ugr.es, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

En años recientes se han producido sucesos extremos de turbidez y salinidad en el estuario del Guadalquivir que han levantado la alarma en gestores, científicos y usuarios de sus recursos. Niveles elevados de sólidos en suspensión en el estuario ponen en peligro el ya frágil equilibrio de un ecosistema castigado por la intensa intervención humana en la zona y dificultan las actividades económicas (riego de cultivos y acuicultura, entre otras) en el estuario. Las descargas fluviales al estuario están sujetas a una intensa regulación desde una densa red de embalses cuyo último receptor es la presa de Alcalá del Río (en la cabeza del estuario, a 110 km de la desembocadura), que supone un 80% de los aportes de agua dulce totales, al tiempo que bloquea la propagación de la onda de marea aguas arriba. Así, el régimen de descargas, junto con la morfología cuasi-unidimensional y reflexión de la onda de marea en la presa, afectan directamente a la dinámica y transporte de sustancias. Estas condiciones se agravan si se asocian a incrementos de la salinidad del agua; de hecho, el control de la cuña salina y su desplazamiento hacia la desembocadura es uno de los fines de los desembalses que se producen durante la campaña de riego. Temporales en la zona costera y abundantes precipitaciones en la cuenca vertiente con consecuentes descargas excepcionales desde la presa de Alcalá del Río, ciclos de marea y parámetros atmosféricos como velocidad y dirección de viento y presión atmosférica, regulan la persistencia o la disminución de ciertos valores de turbidez. Este trabajo presenta un estudio histórico de episodios de turbidez y del régimen de salinidad en el estuario del Guadalquivir y su relación con el régimen de descarga fluvial.

MATERIALES Y MÉTODOS

A partir de datos de concentración de sólidos en suspensión (*SSC*) y conductividad eléctrica (EC) con frecuencia mensual, de la red ICA (red Integral de Calidad de Agua), se ha llevado a cabo el estudio de la relación entre las descargas fluviales en la presa de Alcalá del Río y la turbidez y salinidad en el estuario durante 1981-1994 (período seco) y 1995-2008 (período húmedo), con disponibilidad de datos de calidad del agua, mediante la obtención de sus regímenes respectivos. Asimismo, de la información y estudios previos disponibles realizados por el grupo de trabajo se extrajo el régimen medio y extremal de las descargas desde la presa, y sus fines, y los regímenes meteorológicos marítimo-terrestres (Contreras y Polo, 2010). Los resultados se han analizado en función del tramo del estuario en que se localizan.



Figura 1. Estaciones de calidad de aguas de la red ICA en el eje principal del estuario.

RESULTADOS

Desde 1930 la capacidad de regulación en la cuenca ha ido en aumento, de manera que en la actualidad las descargas desde la presa de Alcalá del Río suponen un flujo medio diario de un orden de magnitud (10 m^3s^{-1}). Tras eventos de precipitación, tienen lugar descargas de magnitud un orden mayor, y hasta dos en el caso de eventos extremos. El aporte de agua salada se produce asociado a la dinámica mareal, de carácter esencialmente semidiurno, variando su amplitud en ciclos de mareas vivas y muertas, de aproximadamente catorce días y medio (Díez et al., 2012). La más intensa y persistente turbidez se registra en la estación C, tramo donde la salinidad es más sensible al efecto de descargas desde la presa y se recupera más lentamente, como refleja el aumento de la *EC* en los meses de verano y su disminución drástica en el período seco (Fig. 2). En este tramo se detecta mayor número de episodios de turbidez (1000-4000 mg L^{-1}) durante el período seco, respecto al período húmedo donde las descargas son más continuas y de mayor magnitud (de hasta 4000 m^3s^{-1}). La EC varía entre 31000-8000 µS cm^{-1} y 27000-3700 µS cm^{-1} para el período seco y húmedo, respectivamente.

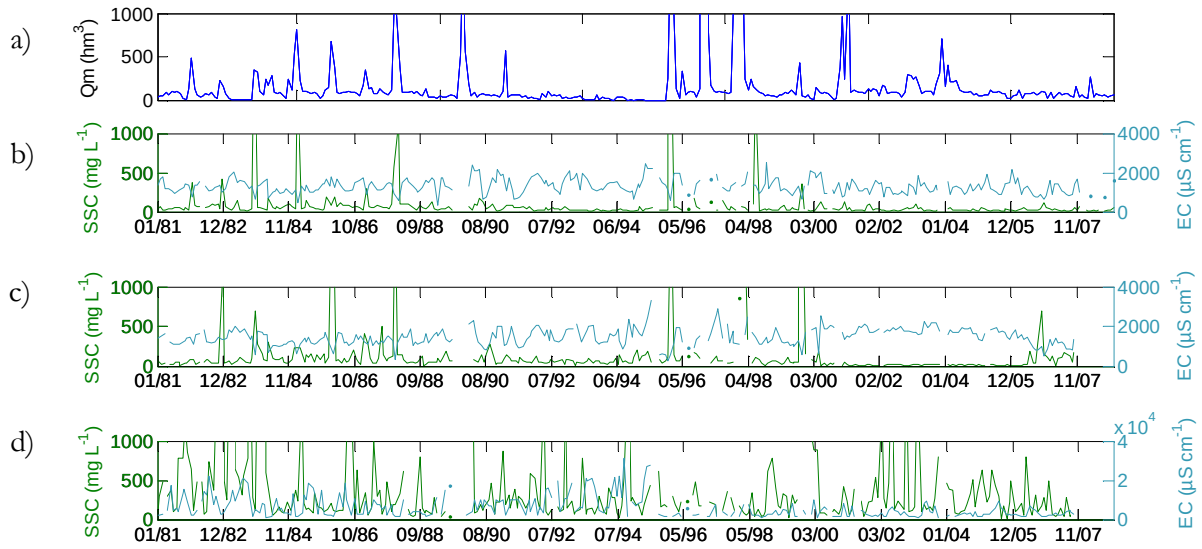


Figura 2. Descarga media diaria en la presa de Alcalá del Río, mostrando los valores <1000 m^3s^{-1} (a), *EC* y *SSC,* mostrando los valores <1000 mg L^{-1}en las estaciones A (b) y B (c), y C (d).

El análisis de la frecuencia acumulada relativa de los valores de *SSC* muestra que tan sólo un 10% de las medidas superan los 150 mg L^{-1} y los 1000 µS cm^{-1} en las estaciones A y B. En la estación C el 50% de los datos sobrepasan estos valores, y aproximadamente un 10% de los registros superan los 1000 mg L^{-1} y 5000 µS cm^{-1}. Por otro lado, tan sólo un 10% de las descargas en la presa superan los 96 m^3s^{-1} y en un 50% de los casos la descarga es inferior a 24 m^3s^{-1}. Analizando el efecto de las descargas en la turbidez, descargas >400 m^3s^{-1} producen elevada SSC en todos los tramos del estuario, >90 m^3s^{-1} tan sólo en el tramo medio-bajo (por procesos de resuspensión durante las mareas vivas) y >1500 m^3s^{-1} tienen capacidad suficiente para exportar los sedimentos hacia el mar. Sin embargo, cuando las descargas en la presa son bajas, del orden de 20 m^3s^{-1} borrascas en la costa generan elevada SSC durante mareas vivas.

CONCLUSIONES

La disminución de aportes fluviales al estuario ha generado una dinámica de depósito en los diferentes tramos del estuario y resuspensión favorecida por la dinámica de fluvial-marítima en períodos de avenidas que genera episodios de turbidez extrema en el tramo bajo del estuario,

donde la salinidad es también elevada por la ausencia de descargas. Así mismo, en este tramo, la recuperación de la salinidad tras las descargas es mayor, lo que afecta a la retención de los sólidos en suspensión.

REFERENCIAS

Díez-Minguito, M., Baquerizo, A., Ortega-Sánchez, M., Navarro, G. Losada, M.Á. Tide transformation in the Guadalquivir estuary (SW Spain) and process-based zonation. J.Geophys.Res., Vol. 117, No. C3, C03019, 14pp.

Contreras,E., Polo, M.J. 2010. Propuesta metodológica para diagnosticar y pronosticar las consecuencias de las actuaciones humanas en el estuario del Guadalquivir. Aportes desde la cuenca vertiente (in Spanish), technical report, Group of Fluvial Dyn. and Hydrol., Univ. of Córdoba, Córdoba, Spain.

EL SISTEMA DE SEGUIMEINTO AMBIENTAL INTEGRAL DE LAS OBRAS Y CONCESIONARIOS DE LA AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS

A. Garrido[1], M. Moreno[2], A. Quirós[2], F.J.Gonzalez[1],

1.Tecnoambiente, S.L.. Delegación en Andalucía. C/ Newton, 15 E. 11407 Jerez de la Frontera. Cádiz.
2. Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. Pº de la Conferencia s/n. Algeciras. Cádiz.

RESUMEN

La Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA) gestiona y administra los puertos de Interés General de la Bahía de Algeciras y Tarifa. La Bahía de Algeciras, además de ser un enclave excepcional para las actividades marítimas y portuarias por su especial configuración geográfica y su ubicación, justo en la puerta de entrada del Atlántico al Mediterráneo, reúne un conjunto importante de valores ambientales que han conducido a la declaración de varios espacios protegidos.

En la actualidad, el puerto de Algeciras se encuentra finalizando un importante proceso de ampliación y mejora de sus infraestructuras portuarias que implican, y han implicado, el aumento de la superficie y capacidad operativa, la creación de nuevas zonas logísticas y las mejoras en los accesos, con el objetivo de atender la creciente evolución del tráfico actual, la incorporación de nuevos operadores y el desarrollo de nuevos servicios intermodales y logísticos. Dada sus características, en su momento, ambos fueron sometidos a los procedimientos de Evaluación de Impacto Ambiental, que concluyeron con su Declaración de Impacto Ambiental (en adelante DIA) favorables. Esas DIA´s establecieron los condicionantes ambientales para garantizar la protección del medio ambiente tanto en su fase de ejecución como después de ella, en su explotación. Debido a la magnitud y complejidad de ambos proyectos, la APBA los ha fraccionado en varias fases que ha ido sacando a licitación de manera independiente. Para dar cumplimiento al objetivo general y respuesta a los requerimientos de la DIA, cada una de ellas ha tenido que desarrollar su propio PVA, adaptado al aprobado para el conjunto del proyecto y la propia DIA.

Esta complejidad en la puesta en marcha, desarrollo y seguimiento de las labores de vigilancia, unida a la preocupación por garantizar la preservación de la calidad del medio natural y los valores ambientales de la bahía y su entorno, motivaron que el Departamento de Sostenibilidad acometiese emprender acciones de integración de todos los trabajos de vigilancia y monitorización de las diferentes actuaciones, para dotar así al desarrollo de los proyectos de las máximas garantías de sostenibilidad ambiental y cumplimiento normativo.

Desde mediados del año 2009, y como mejora del seguimiento ambiental, el control de obra se extendió a la totalidad de las actuaciones desarrolladas en las instalaciones de la APBA, formen o no parte de los proyectos sometidos a Declaración Ambiental. **De este modo, en la actualidad se realiza la supervisión de todas obras ejecutadas dentro de la zona de servicio de la APBA, independientemente de su promotor, del Departamento o Subdirección General de la APBA que la lidera (Infraestructuras, Urbanismo o Conservación), así como el control ambiental de las actividades de los distintos concesionarios.** En la actualidad cualquier obra, pública o privada, en la que se efectúen trabajos de construcción o ingeniería civil (entre estos trabajos pueden encontrarse excavación, albañilería, mantenimiento, conservación, dragados…) son supervisadas, desde el punto de vista ambiental, por el Departamento de Sostenibilidad. Es sistema de control es complejo e integral, en la medida en que también ha incorporado el control de las obligaciones ambientales de los **concesionarios** para garantizar y mejorar la protección de las condiciones medioambientales ligadas a las actividades de concesionarios y el grado de adecuación de ellos a sus respectivos marcos normativos y clausulados de los pliegos concesionales.

En la presente comunicación se pretende describir el sistema de seguimiento y control integral, las herramientas de comunicación, flujos de información, la forma en que se han integrado en el mismo otros actores como la Oficina de Coordinación de Actividades Empresariales o la Policía Portuaria y la forma en que este sistema ha permitido ser incorporado al Sistema de Gestión Medioambiental según la norma ISO 14.001, certificado en 2010.

AUTOCEMENTACIÓN Y DESCONTAMINACIÓN CON ÁRIDOS RCD EN EL PUERTO DE HUELVA

A. Budia Quesada[1], P. García Navarro[1]

[1] Autoridad Portuaria de Huelva. Av. Real Sociedad Colombina Onubense s/n, 21001 Huelva
abelardo@puertohuelva.com

La Directiva Marco de Residuos Europea la 2008/98/CE, transposicionada al marco normativo español a través de la Ley de residuos y suelos contaminados 22/2011, (también conocida como la ley marco de residuos) exigen que, para el año 2020, la tasa de reciclado de los residuos de construcción y demolición (en adelante RCD), sea como mínimo del 70%.

El Real Decreto de Gestión de residuos el 105/2008 especifica que reciclar RCD consiste en el empleo de estos áridos en lugar de los naturales.

Para conseguir estos objetivos, se cuenta con el Plan Nacional Integrado de Residuos 2008/2015, este Plan solicita a las Administraciones Publicas, cuando estas actúan como Promotoras de obras, que fomenten la reducción en la generación de residuos y el empleo de áridos reciclados de RCD.

En la actualidad, el empleo en las obras de estos áridos dista mucho de los objetivos mencionados.

Las causas de estas bajas tasas de empleo son variadas, pero principalmente podemos indicar:

- Falta de concienciación ecológica en los técnicos de obras.
- La normativa general vigente, PG-3, EHE, etc., aunque permiten el empleo de estos áridos, los niveles de calidad que le imponen lo hacen muy difícil.
- Falta de conocimiento técnico de los agentes ejecutadores de las obras precisamente por esta falta de empleo.

Ya se han movilizado algunas Administraciones como es la Consejería de Obras Públicas de la Junta de Andalucía o su homóloga en el País Vasco y han redactado normativa técnica específica para el uso de los áridos RCD en obras de construcción.

Desde hace algunos años, la Autoridad Portuaria de Huelva (A.P.H.) está empleando áridos RCD. La primera obra donde se empleó este material fue en la “Habilitación de pavimento de hormigón en el Muelle Ingeniero Juan Gonzalo” (2011, 705.000€ de presupuesto).

Actualmente, en la obra denominada “Acondicionamiento de la 4ª Transversal Polígono Industrial de la Punta de Sebo”, con un PEM de 3,5 millones de euros, se está ejecutando la capa de subbase granular de este vial, de 850 m de longitud, con zahorra reciclada de RCD.

El plan de control establecido para esta unidad de obra consiste en la caracterización de este material, de acuerdo con las especificaciones del PG-3 y las recomendaciones de la Junta de Andalucía y los criterios de control de la puesta en obra se han definido en base a control de densidades, humedades in situ y placas de carga.

Pero si se quiere obtener el máximo rendimiento de estos áridos es imprescindible conocer en profundidad su comportamiento, así por ejemplo, en el caso de las zahorras recicladas es aceptado que, dependiendo de la calidad del RCD de origen, y de la puesta en

obra, se producen incrementos de la capacidad soporte, y con ello de la durabilidad de la capa ejecutada con estos materiales. La única explicación de este fenómeno es aceptar que se produce, en el seno de estos materiales, reacciones químicas de autocementación.

Pero además de las ventajas mecánicas indicadas para estas capas, estas reacciones consumen CO2 y con ello se mejoran las condiciones medioambientales.

Es por ello que en la A.P.H. se están utilizando estos materiales y realizando trabajos de investigación con universidades y laboratorios de control, para un mayor conocimiento del comportamiento de los mismos así como su utilización en futuras actuaciones.

ESTUDIO DE LA TURBIDEZ EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR A PARTIR DE IMÁGENES LANDSAT Y MEDIDAS IN SITU. VARIABILIDAD LOCAL.

M. CARPINTERO GARCÍA, E. CONTRERAS ARRIBAS, A. JURADO LÓPEZ, M.J. POLO GÓMEZ

Grupo de Dinámica Fluvial e Hidrología, Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Córdoba. Área Ingeniería Hidráulica, Edif. Leonardo da Vinci, Campus de Rabanales, 14071 Córdoba. o32cargm@uco.es, econtreras@uco.es, qa2juloa@uco.es, mjpolo@uco.es

INTRODUCCIÓN

Las zonas de estuario se caracterizan por presentar una morfología compleja y variada y son una de las zonas costeras más importantes para el transporte de sedimentos. Al tratarse de tramos finales de los ríos, procesos como la presencia de sedimentos finos que superan las barreras de regulación aguas arriba, regímenes de velocidades lentos y la dinámica mareal con sus aportes desde la plataforma favorecen la elevada turbidez. El estuario del Guadalquivir es uno de los más turbios del mundo y la persistencia de eventos extremos de turbidez es motivo de estudio y seguimiento. Por ello en los últimos años se dispone de redes de monitorización de calidad de aguas a lo largo del estuario de distintas frecuencias temporales (Contreras *et al*, 2012). Sin embargo la insuficiente resolución espacial dificulta la caracterización fisico-química a lo largo del estuario. En este sentido, la utilización de sensores remotos es una alternativa para el estudio de su distribución espacial permitiendo la generación de series históricas de este parámetro a una alta resolución espacial. Existen trabajos que desarrollan algoritmos para la obtención de turbidez a partir de datos de reflectancia de las imágenes en aguas de estuario; siendo las más utilizadas las imágenes Landsat TM y ETM+. El objetivo de este trabajo es evaluar los algoritmos más usados para establecer la distribución espacial de la turbidez en el estuario del Guadalquivir a partir de imágenes Landsat, y establecer las correcciones locales necesarias para la obtención de series de mapas temporales de aplicación en modelos hidrodinámicos y de calidad del agua

MATERIALES Y MÉTODOS

Se han seleccionado 18 imágenes Landsat 5 TM y 7 ETM+ del periodo comprendido entre el 19 agosto de 2008 y 21 marzo de 2011 que han sido calibradas radiométricamente y corregidas atmosféricamente. Para la obtención de turbidez, las bandas más ampliamente utilizadas son la 2(519-601nm), 3(630-690 nm),4(462-898 nm) y 7(2065-2346 nm) siendo la banda 3 la que presenta mejores resultados de correlación según distintos autores(Hadjimitsis *et al*,2006). En este trabajo se ha utilizado el algoritmo propuesto por Bustamante *et al.* (2009), desarrollado en condiciones similares al estuario de nuestro estudio, que es una evolución del creado por Díaz -Delgado *et al*. (2006) quienes utilizaron una región más amplia del espectro. Este algoritmo define la región espectral en la cual la turbidez queda mejor representada y consiste en una relación lineal de la banda 3 con la turbidez (Ec.1).

$$\text{Log (NTU+0.01)}=1.195+14.45*B3 \qquad \text{Ecuación 1}$$



Figura 1.Ubicación de boyas tipo CTD instaladas en el estuario

Los resultados de la aplicación directa del algoritmo se han contrastado con series de turbidez de la red de barcos de vigilancia y con datos de la capa superficial de las aguas en siete estaciones de boyas CTDs distribuidas a lo largo del eje del estuario (Navarro *et al*,

2011).Asimismo se ha estudiado para cada día con imágenes de satélite disponibles otros posibles algoritmos que se ajusten mejor a las condiciones locales del estuario.

RESULTADOS

Al aplicar el algoritmo propuesto por Bustamante *et al.* (2009) en la zona de estudio con las medidas in situ se ha observado que los valores estimados en todas las fechas estudiadas subestiman los valores medidos, excepto en varios puntos del 18 Mayo 2009.Este día presenta el menor valor de RMSE de la turbidez estimada siendo log(0.36).

Se ha encontrado una relación lineal creciente entre la reflectancia de la banda 3 y el logaritmo de la turbidez para las 18 imágenes de satélite con coeficientes de correlación que varían de 0.23 a 0.76, siendo este ultimo muy similar al obtenido 0.78 obtenido por Bustamante *et al.* (2009) para la imagen que utiliza como referencia. En la figura 2 se muestra la relación en cinco de las imágenes analizadas.

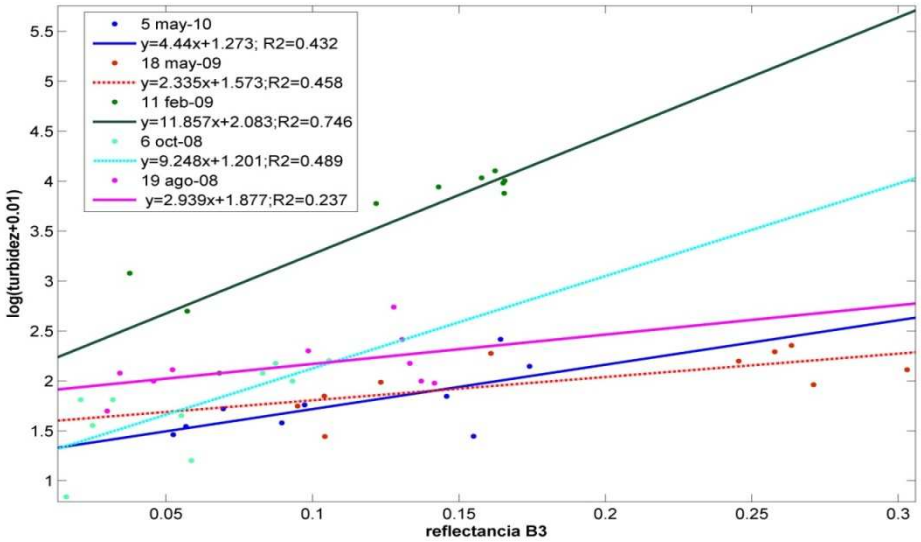


Figura 2.Relación de la reflectancia B3 con el logaritmo de la turbidez medida para 5 de las 18 imágenes Landsat empleadas

CONCLUSIONES

La estimación directa de la distribución espacial de turbidez a partir de imágenes requiere de calibración con medidas in situ. En las condiciones del estuario, es decir, turbidez significativa durante gran parte del año, escasa relevancia del régimen fluvial e influencia de las variables meteorológicas en el estado de la columna de agua, se ha establecido una corrección local que permite el uso de un algoritmo generalizado.

REFERENCIAS

Bustamante, J., Pacios, F., Díaz-Delgado, R., Aragonés, D., 2009. Predictive models of turbidity and water depth in the Doñana marshes using Landsat TM and ETM+ images. Journal of Environmental Management 90, pp. 2219-2225.

Contreras, E., Polo, M.J. 2012. Measurement frequency and sampling spatial domains required to characterize turbidity and salinity events in the Guadalquivir estuary (Spain). Nat. Hazard Earth Syst. Sci., 12, 2581-2589.

Díaz-Delgado, R., Bustamante, J., Aragonés, D., Pacios, F., 2006. Determining water body characteristics of Doñana shallow marshes through remote sensing. In: IEEE International Conference on Geoscience and Remote Sensing Symposium, 2006, July 31 2006-August 4 2006, IGARSS 2006, pp. 3662-3663, doi:10.1109/IGARSS.2006.938

Hadjimitsis, D. G., Hadjimitsis, M.G., Clayton, C., Clarke, B.A., 2006. Determination of Turbidity in Kourris Dam in Cyprus Utilizing Landsat TM Remotely Sensed Data. Water Resources Management 20, pp. 449-465.DOI:10.1007/s11269-006-3089-y.

Navarro, G., Gutiérrez, F., and Díez-Minguito, M., 2011. Temporal and spatial variability Guadalquivir estuary: a challenge for real time telemetry. Ocean Dynam., 61, 753-765.

PROPUESTA DE INDICADORES DE SOSTENIBILIDAD PARA EL SEGUMIENTO DE LOS IMPACTOS EN EL LITORAL

S. Roura Cano[1], J. Galofré Saumell[2]

[1]ENTORN, S.A, C/ Guitard, nº 45, 08014 Barcelona (Barcelona), entorn@entorn.com
[2]Servicio de Costas en Tarragona. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Pl. Imperial Tarraco 4-4, 43005 Tarragona (Tarragona), jgalofre@magrama.es

INTRODUCCIÓN

Los programas de seguimiento de la evolución de la calidad del medio litoral suelen estar basados en la adquisición de datos en el tiempo de la calidad fisicoquímica del medio (agua y sedimento) y también del sistema biológico (bentos y seston). La dificultad estriba en cómo interpretar esta información, a veces muy exhaustiva, para poder evaluar los cambios y el grado de distancia respecto a los "valores de normalidad". La mayoría de parámetros en los que suelen basarse los seguimientos ambientales carecen de marco legal de referencia con lo que no es posible objetivizar el estado real y, a lo sumo, permite establecer comparaciones en relación a la situación preoperacional. La comunicación plantea el uso de esta información en forma indicadores de sostenibilidad (Belfiore et al, 2003) que permitan monitorizar la efectividad en la gestión integrada del litoral y se aplican a casos concretos en base a la información obtenida por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar en la Demarcación de Tarragona.

OBJETIVOS

Los indicadores de sostenibilidad han de servir para describir el estado del sistema en relación a cuestiones básicas como eutrofización, reducción de la biodiversidad, erosión costera, etc.; son, por lo tanto, indicadores de estado que sirven para evaluar la intensidad y la calidad de los fenómenos físicos, químicos y biológicos y su evolución en el tiempo. Este tipo de indicadores, junto con los económicos y de gobernanza, son un instrumento básico en la gestión integrada de la zona costera.

Los numerosos trabajos encargados Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (estudios de biosfera, de ecocartografía, de vigilancia ambiental, etc.) aportan información sobre la calidad del sistema litoral aunque no todas las variables tienen un mismo valor descriptivo. Por otro lado, debe evitarse que los índices internalicen la variabilidad natural de los sistemas.

En este contexto, los objetivos del trabajo han sido:

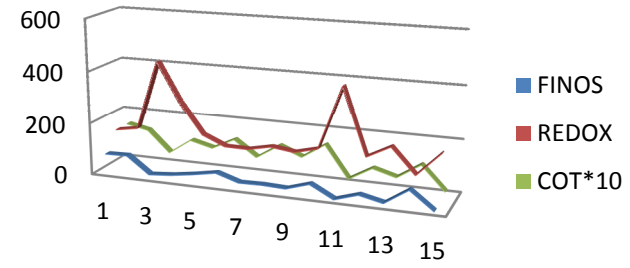
1. Recabar la información ambiental referente al litoral de Tarragona en los últimos veinte años
2. Identificar aquellas variables que pueden utilizarse como indicadores de sostenibilidad, justificar su uso y definir la tendencia deseada
3. Aplicar las variables propuestas a ejemplos concretos.

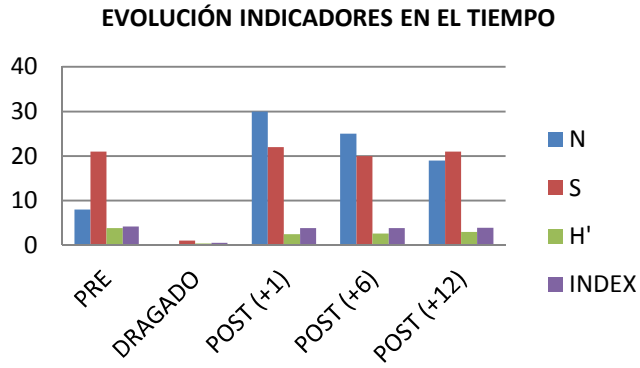
METODOLOGÍA

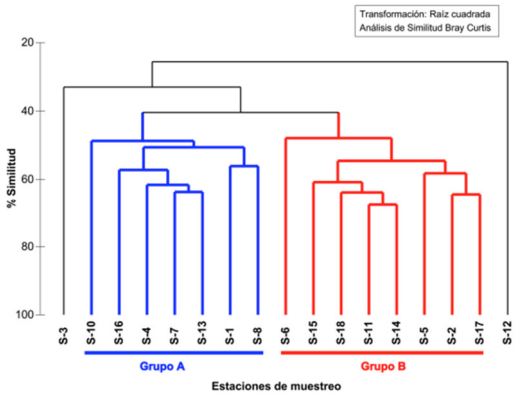
Se ha procedido a recabar en primer lugar toda la información disponible de calidad del sistema (agua, sedimentos y comunidades naturales) en el litoral de Tarragona. A continuación se ha procedido a la explotación gráfica y estadística de los datos con el fin de identificar tendencias. Finalmente, se han identificado posibles indicadores y se ha procedido al ensayo de su sensibilidad.

RESULTADOS

Como avance de los resultados que serán objeto de la presentación oral, en la Figura 1 se muestran algunos ejemplos de indicadores propuestos.







Eutrofización del sedimento

Tres variables (1.materia orgánica, 2. potencial redox y 3. porcentaje de finos) son indicadoras de la situación de exceso de materia orgánica, 1-2 correlacionadas negativamente; 1-3, positivamente. Es un indicador integrado de fenómenos que han ocurrido en el tiempo aunque se mida puntualmente. Por otro lado, determina aspectos como la disponibilidad de oxígeno y la tipología de las comunidades.

Estructura de las comunidades

En este caso los indicadores son: 1, biomasa (número de individuos), 2. Riqueza específica, S y 3. Diversidad específica, H'. Se ha propuesto un indicador de síntesis:

(N/S) + H'

En este caso, se recoge la sucesión temporal de los valores en el caso de un dragado sobre comunidades de fondos blandos no vegetadas.

Análisis de clústers

Los análisis de clústers a partir de la macrofauna bentónica en las diferentes estaciones de muestreo permiten un agrupamiento en función, por ejemplo, de la granulometría o de la materia orgánica disponible. Cualquier alteración significativa en el sedimento implicará un cambio en las agrupaciones y, con ello, detectar zonas de impacto.

Figura 1. Ejemplos de indicadores de sostenibilidad

CONCLUSIONES

Los indicadores de sostenibilidad son útiles para describir el estado del sistema y su sucesión temporal, siempre que describan vectores fundamentales de la dinámica del sistema. Su uso evitaría además la toma de datos redundantes y supondría una reducción de los costes de las campañas de seguimiento y control.

BIBLIOGRAFÍA

S. Belfiore, M. Balgos, B. McLean, J. Galofré, M. Blaydes and D. Tesch (2003). *A reference guide on the use of indicators for Integrated Coastal Management*

Medio Ambiente y Gestión Sostenible de los Recursos Costeros

CARTOGRAFIA Y CARACTERIZACIÓN DE LAS COMUNIDADES DE FANERÓGAMAS MARINAS DEL LITORAL DE LA PROVINCIA DE BARCELONA (T.M. DE MATARÓ y CUNIT, CUBELLES, VILANOVA I LA GELTRÚ, SANT PERE DE RIBES I SITGES)

J. I. Gil Pérez [1], S. Roura Cano[2], A. Recio Villaverde[3], F. Portas Grau[4]

[1]INTECSA-INARSA, S.A., C/ Sta. Leonor, nº 32, 28037 Madrid, joseignacio.gil@snclavalin.com
[2]ENTORN, S.A, C/ Guitard, nº 45, 08014 Barcelona (Barcelona), entorn@entorn.com
[3]GEOMYTSA, C/Marqués de Urquijo, nº 31, 28008 Madrid, geomytsa@geomytsa.es
[4]CENTRE D'ESTUDIS DEL MAR (Diputació de Barcelona), Passeig Marítim, nº 72, 08870 Sitges, Barcelona, cem@diba.cat

INTRODUCCIÓN

Las comunidades de fanerógamas marinas desempeñan una función ecológica fundamental en el litoral a la vez que están en claro proceso de regresión debido a los impactos tanto directos (pesca de arrastre, fondeo, ocupación, etc.) como indirectos (alteración de la calidad física y química del medio). En la costa de la provincia de Barcelona existen dos importantes enclaves marinos incluidos en la Red Natura 2000, una en la costa de Mataro y otro en la costa del Garraf. Corresponde respectivamente al LIC "Costes del Maresme" y LIC "Costes del Garraf", los cuales se caracterizan por la presencia como elementos destacados de praderas de fanerogamas marinas como *Posidonia oceanica* y *Cymodocea nodosa*.

En el LIC Costes del Maresme, se tenían datos históricos (1996, 2002, 2010), que han permitido, junto con el estudio realizado, llevar a cabo un seguimiento del estado de las praderas a lo largo del tiempo.

En el LIC Costes del Garraf, el estudio realizado ha permitido ampliar la cartografía submarina del espacio.

Los respectivos Ayuntamientos donde se sitúan los dos espacios, hicieron una petición a la Diputació de Barcelona, a través del Àrea de Medi Ambient para su estudio, la cual fue atendida mediante diversas asistencias técnicas que se ejecutaron a lo largo de los años 2010-2012.

En esta comunicación se realiza un análisis comparativo de la situación de las distintas praderas de fanerógamas a lo largo del tiempo en ambos lugares de interés comunitario.

OBJETIVOS

1. Recopilar todos los antecedentes disponibles con el fin de poder situar los resultados del estudio en un marco de conocimiento que permitiera evaluar los cambios temporales.
2. Obtener una batimetría y cartografía actualizadas de las comunidades de fanerógamas marinas en los dos enclaves, acompañadas por su caracterización bionómica y de las condiciones del medio.
3. Identificar las alteraciones recientes experimentadas por las praderas, con análisis de las causas más probables del cambio.

METODOLOGÍA

La metodología para la realización de los trabajos ha sido la sísmica de reflexión complementada con la toma de datos *in situ* (escafandra autónoma, draga Van Veen y filmaciones).

EQUIPOS	
Sonda acústica multihaz RESON SEA BAT 8101	Programa de navegación HYPACK y tratamiento y captura de datos HYSWEEP
Sensor de movimiento TSS CMS y Girocompás SGBrown	Sonar de barrido lateral asociado a la sonda acústica. KLEIN 3000
Sonda de velocidad SVP-15	Clasificador de suelos QTC
Mareógrafo AANDERAA WLR-7	Equipo de posicionamiento submarino TRACK-

	POINT III
GPS Diferencial Trimble AgGPS-132	Rov Seabotix Ibv200l/ Mòdul subaquàtic de filmació IPSE

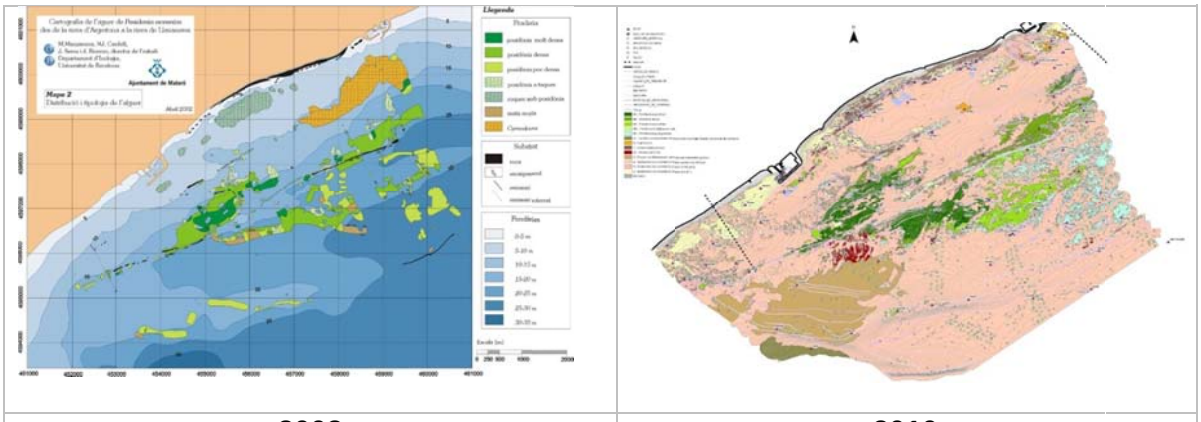
ÁREA DE ESTUDIO

El total del área investigada ha sido de 4.000 ha en la costa de Mataró y 3.200 ha aproximadamente en las Costas del Garraf.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos en ambos LICs son los siguientes:

- LIC Costes del Maresme

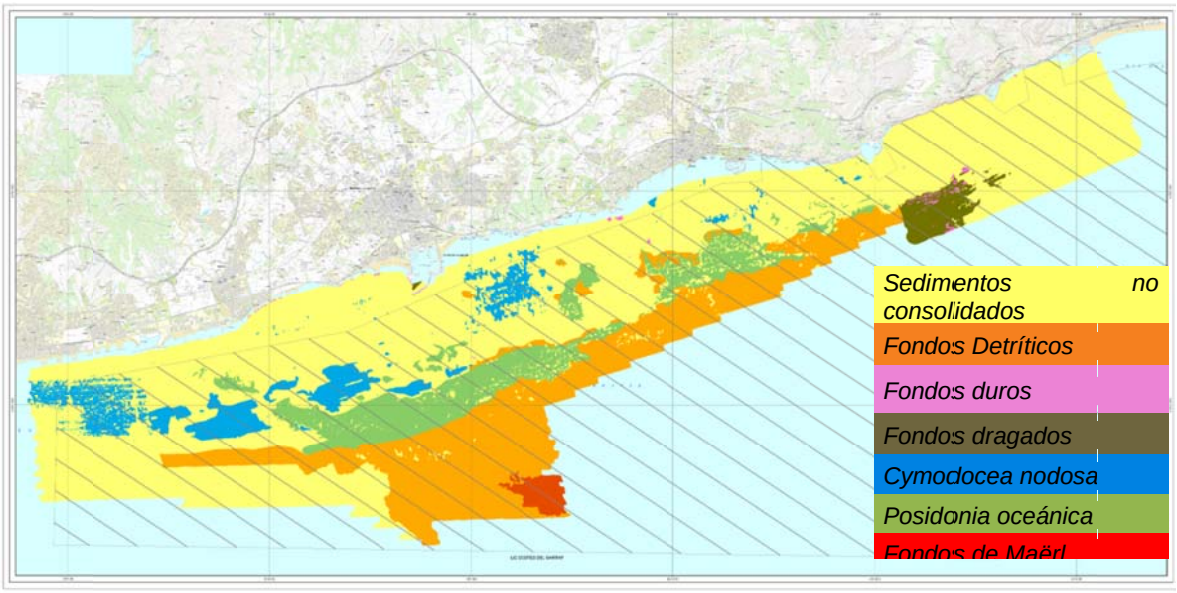


2002	2010

Figura 1. Cartografía bionómica de la zona investigada

- La superficie de praderas muy densas de Posidonia se han incrementado sensiblemente.
- La superficie de praderas densas de Posidonia han disminuido
- Las praderas poco densas se han mantenido prácticamente.
- Las praderas de Posidonia muy degradada se han reducido sensiblemente.

- LIC Costes del Garraf



DISEÑO AMBIENTAL DEL EMISARIO SUBMARINO DE VIGO

Andrés García Gómez[1], Javier García Alba[1], César Álvarez Díaz[1], Rafael Díaz[2]

[1]Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. C/ Isabel Torres Nº15 39011. Santander. España. garciagan@unican.es
[2]Sociedad Estatal Aguas de las Cuencas del Norte, S.A. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Delegación Vigo. C/ Colón, Nº21 3ª Planta 36201. Vigo. España. rdiaz@acuanorte.es

INTRODUCCIÓN

La protección de la calidad de las aguas de las rías gallegas constituye un objetivo prioritario de las diferentes administraciones involucradas, dada su importancia ambiental y las exigencias que derivan de la Directiva Marco del Agua y de las normativas de protección de las zonas de baño y de producción de moluscos.

La ciudad de Vigo, con una población de unos 800000 habitantes equivalentes, tiene prevista la construcción de un nuevo sistema de saneamiento, una de cuyas piezas clave es el emisario submarino de Lagares, que verterá al mar los efluentes de la planta depuradora.

Pese a que los niveles de depuración que se pretende alcanzar en dicha planta son elevados (está previsto una desinfección), los condicionantes ambientales de la zona de ubicación del emisario exigen un análisis específico de los efectos del vertido que se produce a través del sistema difusor del emisario.

En este sentido, se ha desarrollado un análisis detallado del comportamiento del mismo, cuyas singularidades residen en el estudio de la dilución inicial en régimen continuo, considerando la variabilidad de las condiciones marinas y del vertido a lo largo de un año; la utilización de modelos eulerianos y lagrangianos para la definición de la zona adecuada de vertido y el estudio de la acumulación de sedimentos en el fondo marino, procedentes del emisario. Todo ello ha permitido establecer la zona de mezcla ambiental del vertido.

METODOLOGÍA DE DISEÑO AMBIENTAL DEL EMISARIO

Los numerosos aspectos a considerar para el dimensionamiento ambiental de un emisario submarino aconsejan contar con un procedimiento de diseño adecuado para la preservación de la calidad del medio receptor, aspecto crítico, en el caso del emisario de Lagares. Por ello, se ha desarrollado una metodología que integra los diferentes condicionantes de diseño.

En primer lugar, se ha realizado una preselección de las posibles zonas de vertido con base en un análisis estadístico del régimen de corrientes y de la dispersión del mismo inducida por éstas, al objeto de identificar las áreas que presentan mejores aptitudes hidrodinámicas a efectos del transporte del vertido hacia las zonas a proteger (figura 1).

En las zonas preseleccionadas, se ha evaluado de forma continua la dilución inicial del vertido (figura 2), considerando la variabilidad de los principales factores condicionantes del proceso (caudal del vertido, velocidad y dirección de la corriente ambiental, perfil de densidad del medio y nivel del mar).

La siguiente fase ha consistido en el estudio del transporte y dispersión del vertido, considerando los niveles de dilución alcanzados, mediante la utilización de un modelo tridimensional de advección-difusión desarrollado por el IH Cantabria, que analiza la bioacumulación de indicadores de contaminación fecal en los moluscos. Las diferentes escalas espaciales y temporales entre la dilución inicial y el transporte y dispersión hacia zonas más alejadas han requerido el desarrollo de un procedimiento de acople entre ambos fenómenos físicos, lo que constituye un aspecto singular de este estudio. Todo ello ha permitido establecer la ubicación más adecuada para el vertido del emisario, así como las principales características del tramo difusor.

Los estudios anteriores se han complementado con otros, menos habituales en este tipo de trabajos, orientados a la identificación de la zona de mayor ámbito de afección del emisario para una mejor definición del Programa de Vigilancia Ambiental, como es el análisis de la zona de sedimentación preferente y el establecimiento de la zona de mezcla ambiental (ZMA). Para la estimación de la zona de sedimentación se ha analizado mediante modelado matemático en continuo, las trayectorias de los sólidos descargados por el vertido en un año

medio en lo que se refiere a condiciones meteorológicas (figura 3). La delimitación de la ZMA se ha realizado con base en la metodología combinada IH Cantabria-CEDEX.

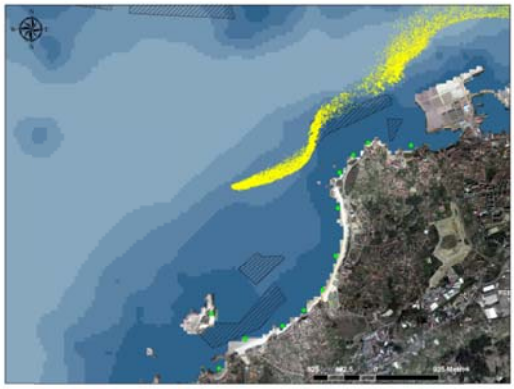


Figura 1.Preselección del área de vertido del emisario.

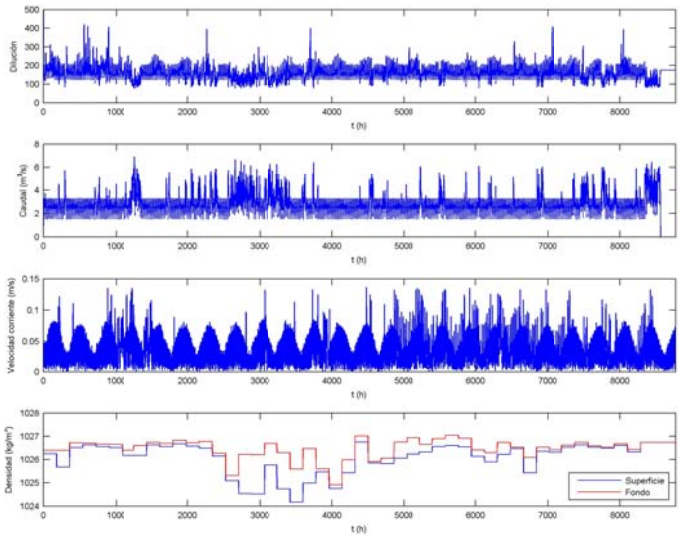


Figura 2. Dilución inicial relacionada con el caudal de vertido, la velocidad de la corriente y la densidad del medio receptor.

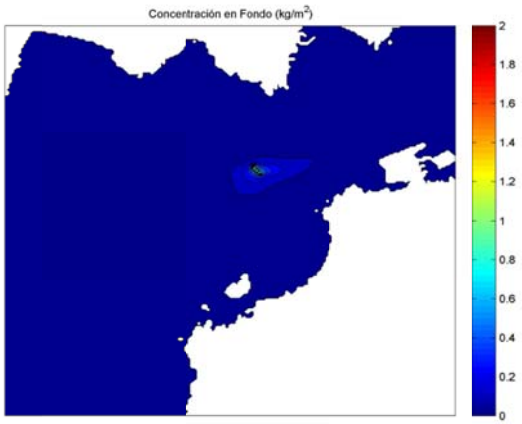


Figura 3. Acumulación de sólidos en las inmediaciones del vertido del emisario.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio forma parte de la actuación Saneamiento de Vigo, que está cofinanciada por el Programa Operativo Cohesión- FEDER de la Unión Europea.

CALIDAD DEL AGUA DEL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR Y SUS IMPLICACIONES EN LA DIRECTIVA MARCO DEL AGUA

E. CONTRERAS ARRIBAS[1], C. AGUILAR PORRO[1], A. JURADO LÓPEZ, M.J. POLO GÓMEZ[1]

[1] Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Córdoba. Área de Ingeniería Hidráulica, Edif. Leonardo da Vinci, Campus de Rabanales, 14071, Córdoba. econtreras@uco.es, mjpolo@uco.es

INTRODUCCIÓN

La Directiva Marco del Agua (DMA) desarrolla concretamente los requerimientos a cumplir en aguas de transición, sistemas en los que la interacción entre la dinámica fluvial y mareal crea una enorme riqueza ecológica y biodiversidad, al tiempo que los hace idóneos para albergar importantes actividades socioeconómicas. La mayoría de estas áreas están fuertemente modificadas por la regulación aguas arriba y usos del suelo. El estuario del Guadalquivir, en el suroeste de España y con una extensión de aproximadamente 9500 km^2, es un buen ejemplo de esta situación, con una gran reducción de la entrada de agua dulce debido a la extrema regulación a la que está sometida la cuenca, periódicas labores de mantenimiento del canal de navegación hasta el puerto de Sevilla, sistemas de acuicultura y extensas áreas dedicadas a la producción de arroz y otros cultivos en regadío. Este trabajo analiza los efectos de la regulación y usos de suelo aguas arriba en la calidad del agua del estuario y se centra en los parámetros de calidad indicadores de actividades urbanas y agrícolas.

MATERIALES YMÉTODOS

La DMA fija la periodicidad máxima con la que llevar a cabo el control de los indicadores de calidad fisicoquímicos en 1 mes para el caso de sustancias prioritarias y en 3 meses, para el resto de los indicadores. En España, este programa de control se lleva a cabo en estaciones de carácter fijo que realizan muestreos periódicos con frecuencia mensual, conformando la denominada red ICA (Red Integral de Calidad de Aguas) (Fig. 1). En este trabajo se presenta un análisis de los indicadores de contaminación de carácter agrícola (nitratos) y urbano (amonio y zinc) en varios tramos del estuario del Guadalquivir, con diferente grado de predominancia de las componentes mareal y fluvial, mostrando el grado de cumplimiento de las normas de calidad fijadas por la Directiva o en su defecto por la Instrucción de Planificación Hidrológica (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2008), relacionados con los distintos usos de suelo en la zona.

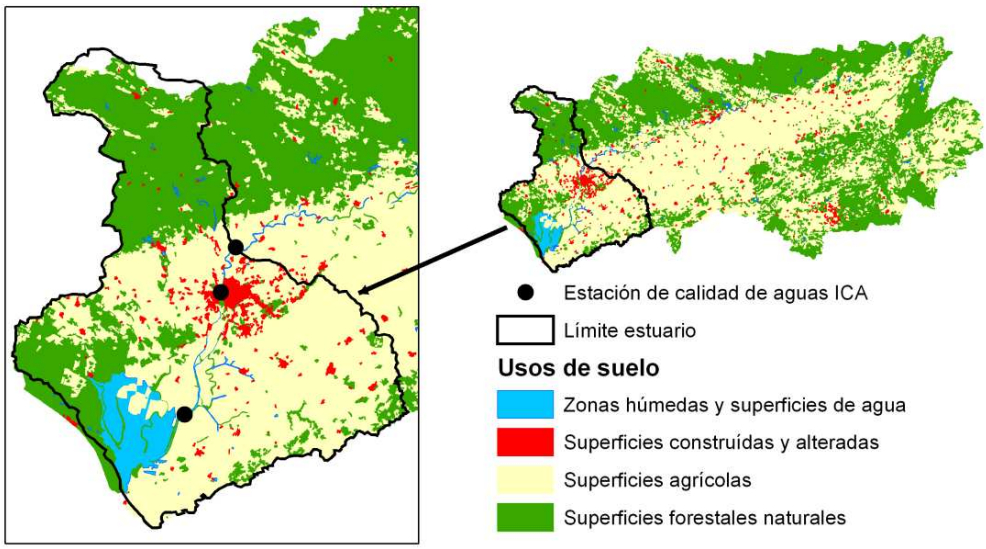


Figura 1. Estaciones de la red ICA en el cauce principal del estuario del Guadalquivir

RESULTADOS

A lo largo del período de estudio, con las mayores descargas en la presa generadas en años lluviosos, la concentración de nitratos está por encima del umbral de 25 mg L^{-1} en un 40-50% de los casos en las estaciones A y C, por la presencia de extensas áreas agrícolas directamente aguas arriba. Lo mismo ocurre con el amonio y fósforo total, aunque en este caso el umbral, de 1 mg L^{-1} y 0.4 mg L^{-1} respectivamente, se supera con mayor frecuencia en la estación C, y su variación temporal no se corresponde con la de las descargas en la presa, por el carácter puntual del vertido. Las medidas de concentración de zinc (valor umbral de 0.09 mg L^{-1}) constatan la mejora de la red de saneamiento y depuración en la cuenca, dado el drástico descenso de este parámetro en la estación A y C. En cuanto a los herbicidas, se dispone de datos en la estación A para el periodo 2001-2008, donde la mayoría de los años más del 60-80% de las medidas superan la concentración de 0.1 µg L^{-1}.

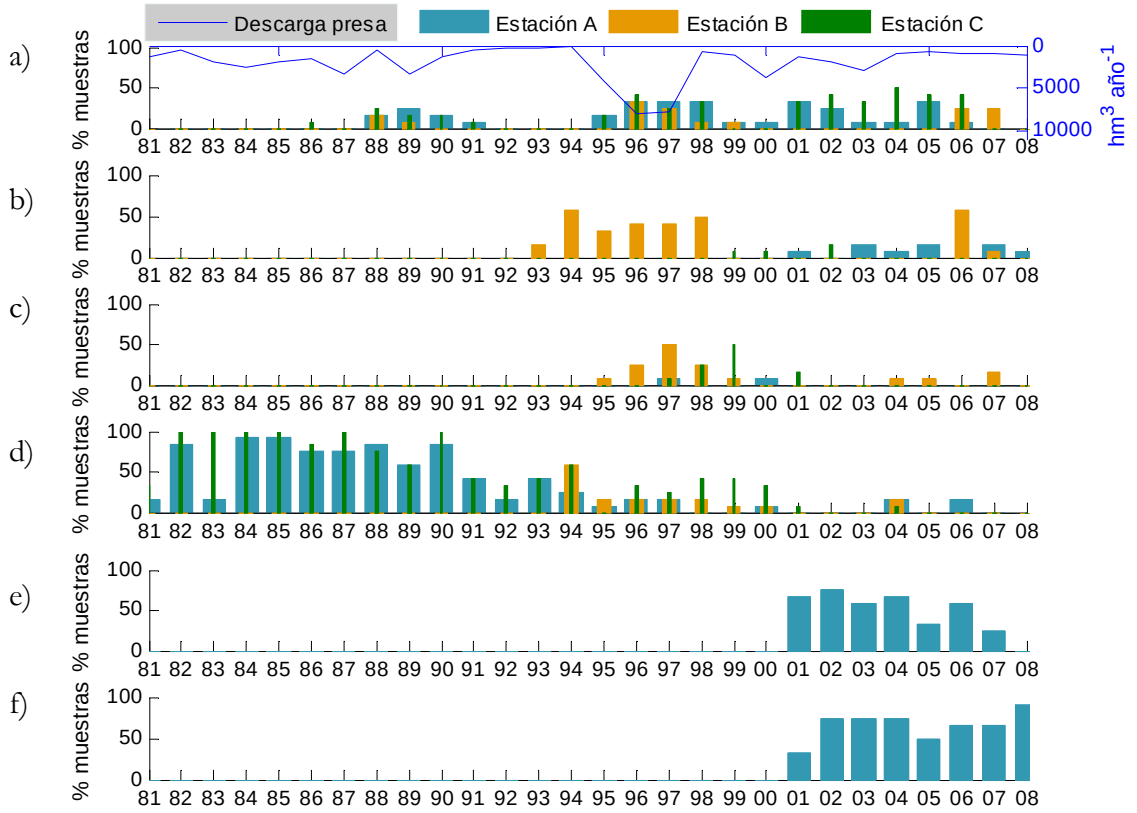


Figura 2. Descarga media diaria en la presa y porcentaje de medidas en el año que superan el valor umbral de la concentración de nitrato (a), amonio (b) fósforo total (c), zinc (d), simazina (e) y terbutilazina (f) establecido por la normativa, para el período de estudio 1981/82-2008/09.

CONCLUSIONES

Los resultados exponen el grado de afección de las aguas del estuario según la DMA por el vertido de nutrientes, metales pesados y herbicida, como consecuencia de los diferentes usos agrícolas y urbanos que existen en sus áreas vertientes, especialmente en el caso de los nitratos y herbicidas, dado el carácter mayormente agrícola de los usos de suelo en la cuenca.

REFERENCIAS

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. 2008. Orden ARM/2656/2008 de 10 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica. Boe 229, 38472-38582.

VULNERABILIDAD Y RIESGO ANTE TSUNAMI Y MODELO DE EVACUACIÓN EN LA COSTA DE EL SALVADOR

I. Aguirre Ayerbe[1], P. González-Riancho Calzada[1], M. González Rodrígyez[1], I. Aniel-Quiroga Zorrilla[1], O. García Aguilar[1], O. Gutiérrez Gutiérrez[1], J. A. Álvarez Gómez[2], F. Gavidia Medina[3], J. Larreynaga Murcia[3]

[1] Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. C/Isabel Torres nº 15. 39011 Santander. Spain. aguirrei@unican.es, grianchop@unican.es; gonzalere@unican.es; anieli@unican.es; gaguilaro@unican.es; gutierrezoq@unican.es

[2] Instituto Geográfico Nacional. C/General Ibáñez Ibero, 3. 28003 Madrid, Spain. jaagomez@fomento.es

[3] Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador. Calle y Colonia Las Mercedes San Salvador. El Salvador. FGavidia@marn.gob.sv; JLarreynaga@marn.gob.svg

RESUMEN

Los eventos de tsunami suponen una amenaza natural de baja frecuencia pero con un gran poder destructivo, causando la pérdida de miles de vidas humanas y daños en infraestructuras costeras de todo el mundo. Los avances en el conocimiento sobre los mecanismos de generación y propagación proporcionan una mejora en el pronóstico de los impactos que pueden causar los tsunamis, lo que permite el desarrollo de estrategias de adaptación y mitigación para reducir el riesgo en las zonas costeras.

Este trabajo, enmarcado en el proyecto "Evaluación del Riesgo ante tsunamis en la costa de El Salvador" y financiado por la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) durante el periodo 2009-2012, presenta una metodología integral para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo ante tsunamis en zonas costeras (Fase II del proyecto), con la aplicación específica en la costa de El Salvador. El área de estudio se encuentra en una zona de alta actividad sísmica y ha sido golpeado por 15 tsunamis entre 1859 y 2012, todos ellos generados por terremotos. Nueve de ellos se registraron en el siglo XX, teniendo lugar el último evento en agosto de 2012.

El marco conceptual propuesto considera que el riesgo representa la probabilidad de consecuencias dañinas o pérdidas esperadas que resultan de las interacciones entre las amenazas o peligros naturales y las condiciones de vulnerabilidad existentes (UNISDR, 2004). Por tanto el riesgo depende del impacto específico analizado (por ejemplo, pérdida de vidas humanas) de la probabilidad de ocurrencia de una amenaza, de la exposición de los elementos objeto de estudio (las comunidades costeras) y su vulnerabilidad (elementos sensibles y resiliencia).

La evaluación de la peligrosidad, realizada en la Fase I del proyecto (IH Cantabria, 2011), se basa en modelos de propagación de tsunamis causados por terremotos, desarrollados a partir de la caracterización de las fallas generadoras y otras dinámicas de estudio (olas, el nivel del mar, etc.). Se ha llevado a cabo un análisis agregado determinista que combina los 23 peores casos creíbles de tsunamis que podrían tener un impacto en la costa salvadoreña, obteniendo como resultado diferentes mapas de peligrosidad: elevación máxima de altura de ola, profundidad máxima de la inundación, tiempo mínimo de llegada de tsunami, máxima extensión de inundación o "run up", peligrosidad para personas.

La evaluación de la vulnerabilidad y riesgo de los elementos expuestos se ha realizado teniendo en cuenta la complejidad del sistema costero. Así, con el objeto de realizar un análisis integrado que considere las relaciones entre los diferentes subsistemas costeros se han analizado cuatro dimensiones: humana, socioeconómica, infraestructuras y ambiental. Se han considerado igualmente dos escalas espaciales diferentes: en primer lugar se ha realizado un análisis nacional que ha permitido identificar las zonas de alto riesgo; sobre tres de ellas se ha realizado posteriormente un análisis local, con una mayor resolución tanto en el estudio de la peligrosidad como en el de la vulnerabilidad y riesgo y que permite el análisis de impactos locales. En la figura 1 se muestra uno de los resultados del riesgo humano en el análisis a escala local.

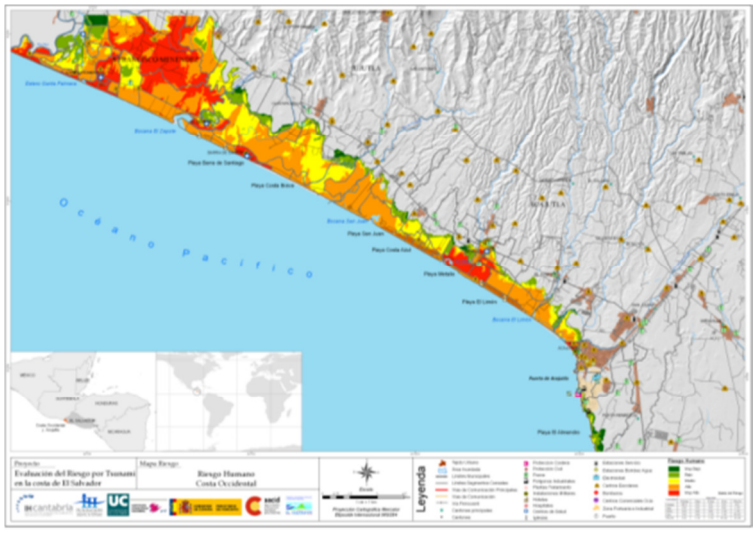


Figura 1. Población en riesgo en la costa occidental de El Salvador.

Se plantean asimismo una serie de medidas de adaptación y mitigación ante la amenaza de tsunami, con especial énfasis en la elaboración de un modelo de evacuación. Para su consecución se han tenido en cuenta los tiempos de llegada de tsunami y el tiempo de respuesta, considerando los tiempos de detección del terremoto y recepción de la alerta por parte de las autoridades civiles encargadas de la emergencia, de la transmisión de la alerta a las comunidades costeras y de reacción de estas últimas. Teniendo en cuenta el vial actual y su pendiente, la identificación de zonas seguras y la velocidad de la población en una evacuación a pie, se ha determinado el tiempo de evacuación de la población.

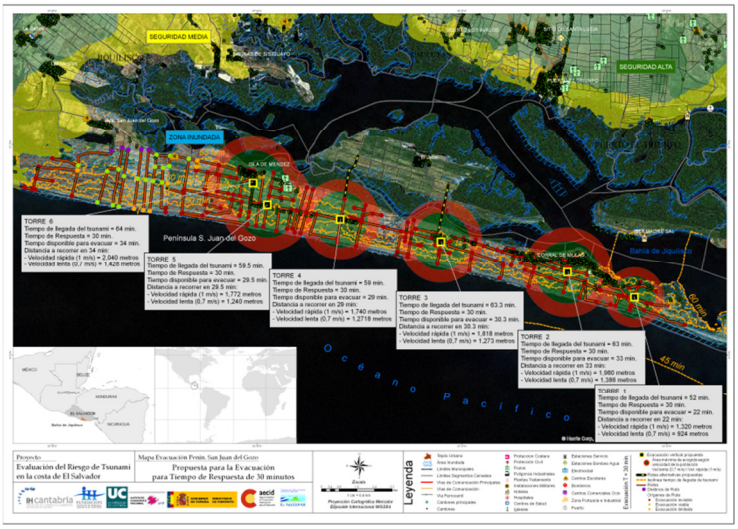


Figura 2. Propuestas alternativas para la evacuación para un tiempo de respuesta de 30 minutos

Tras este modelado se realiza una propuesta de alternativas a la evacuación (figura 2), tanto en lo que concierne a la construcción de nuevos viales como una propuesta de ubicación de estructuras de evacuación vertical, para aquellas zonas en las que actualmente no es posible la evacuación en caso de que se produzca un evento en la fosa de subducción situada frente al país.

REFERENCIAS

UN/ISDR, 2004. Living with Risk: a Global Review of Disaster Reduction Initiatives, International Strategy for Disaster Reduction. UN Publications, Geneva, Switzerland.IH Cantabria (2011). Evaluación del riesgo de tsunamis en la costa de El Salvador (Fase I: Peligrosidad). Memoria.

Tema: Medio Ambiente y Gestión Sostenible de los Recursos Costeros

EMPLEO DE RESIDUOS DE DEMOLICIÓN Y CONSTRUCCIÓN EN ACTUACIONES PORTUARIAS

M. Etxeberria[1], I. Samper[2], J. Ainchil Lavín[3]

[1]UPC, calle Jordi Girona, nº 1-3, 08034 Barcelona, Miren.Etxeberria@Upc.Edu
[2]GESTORA DE RUNES, calle Nàpols, 222-224, 08013 Barcelona, Ignasi@grc.cat
[3] FCC Cosntrucción, calle Balmes, nº 36, 08007 Barcelona, Jainchil@fcc.es

MOTIVACIÓN

La generación de Residuos de Construcción y Demolición (RCD), producido por la actividad industrial de la construcción, constituye un problema tanto económico como ambiental agudizado por su bajo porcentaje de reciclaje. El árido reciclado (AR) mixto, de composición variada, es valorizable a niveles que permite ser utilizado en sustitución al árido natural, consiguiendo así una reducción de uso de material natural, y en consecuencia, una gestión óptima y sostenible de los residuos. Sin embargo la producción del RA para la construcción se sitúan entre el 10-20%, cifra muy pequeña comparada con otros países como Holanda (90%) o Dinamarca (75%) y muy lejos del objetivo definido por la Comunidad Europea del 70% para el año 2020. La mayor parte del árido reciclado en el sector de la construcción se destina a aplicaciones de bajo valor añadido, tales como rellenos, capa de cobertura para vertederos, etc. y es necesario aumentar la mejorar la calidad de la aplicación final.

Por otro lado, las obras portuarias emplean grandes volúmenes de materiales, este hecho hace que se las considere como un punto estratégico para llevar adelante la aplicabilidad de los AR y esto toma mucha más importancia cuando, como ocurre en Barcelona, una de las plantas de reciclaje está ubicada en el puerto. En el 2007 se pusieron en servicio, en el puerto de Barcelona tres líneas de machacado y cribado para la producción de AR. El AR de fracción gruesa se utilizó en las mismas obras portuarias, hasta ese momento realizadas con árido natural. Sin embargo la fracción más fina del AR (<20mm) producidos en la planta no fue utilizada en las obras portuarias y por lo tanto en la actualidad existe una gran cantidad de material almacenada como; grava fina, arena y todo uno. A tal efecto se ha comenzado a ejecutar un proyecto de Investigación, Desarrollo e Innovación Tecnológica, que pretende estudiar aplicaciones específicas de dichos residuos en el entorno de los puertos de interés general. Dicho proyecto (proyecto SEA MIRENP) es parcialmente financiado por el Ministerio de Economía y competitividad dentro de la convocatoria INNPACTO.

PLANTEAMIENTO

El proyecto SEA MIRENP plantea como objetivo general demostrar las posibilidades de utilización controlada del AR mixto en tres aplicaciones de obras portuarias, seleccionadas por su representatividad y en orden a que reúnen diferentes requisitos prestacionales:

- Pavimentos y Hormigón compactado con rodillo
- Suelo Cemento
- Bloques de defensa para obras portuarias

El proyecto tiene una serie de particularidades que lo diferencian de cualquier experiencia anterior y que permite una proyección mucho mayor:

- La búsqueda de aplicaciones en el ámbito de las obras portuarias como sumideros de RCD´s. En el puerto se producen fuertes inversiones anuales que, además, por necesarias (es fuente de dinamismo económico de primer orden), no han decrecido con la actual crisis económica.
- Tanto en cuanto se trata de ambientes marinos, se añade un factor no precisamente poco importante, que exige extremo cuidado en la búsqueda de la aplicación debido al efecto sobre la durabilidad.

- Se aborda directamente la utilización de árido mixto (composición mixta) que representa el 75% de los RCD´s que se producen y además en fracción fina (<20 mm), para aplicaciones de valor añadido evitando el uso de recursos naturales.

Por otro lado, el proyecto explora una vertiente adicional también bastante innovadora como es la utilización del agua de mar en la fabricación de los "nuevos" productos. Se tratará de verificar la utilización de agua de mar, ya que su disponibilidad es máxima sin ningún coste. Un número importante de estructuras de hormigón armado han sido construidas durante y después de la segunda guerra mundial en la islas del océano atlántico y a lo largo de las costas de Los Ángeles y Florida verificando el comportamiento adecuado del agua de mar para la fabricación y el curado de hormigones aunque también existen estructuras con problemas de corrosión. No obstante, se ha de destacar que las aplicaciones definidas en este proyecto son sin armadura o con una armadura mínima en el caso de pavimentos.

METODOLOGIA DE APLICACIÓN

Tal y como se puede ver en la figura, una vez definida la aplicación de estudio (suelo cemento, pavimento o bloques de defensa) se definirá la óptima composición, así como propiedades físicas y químicas de los áridos reciclados para ser utilizados en ambientes de exposición marino. A continuación se fija mediante experimentación adecuadas dosificaciones para los "nuevos" materiales y posteriormente se verifica utilizando la dosificación óptima, el comportamiento mecánico así como de durabilidad de los "nuevos" materiales fabricados en laboratorio. La verificación se realizará mediante ensayos en laboratorio además de la puesta de probetas en puerto. Se estudiará el comportamiento de durabilidad de los materiales diseñados cuando son fabricados con agua de mar. Se llevará acabo la certificación del comportamiento de los nuevos materiales a escala real, mediante la ejecución en puerto de pruebas piloto de los tres casos de estudio.

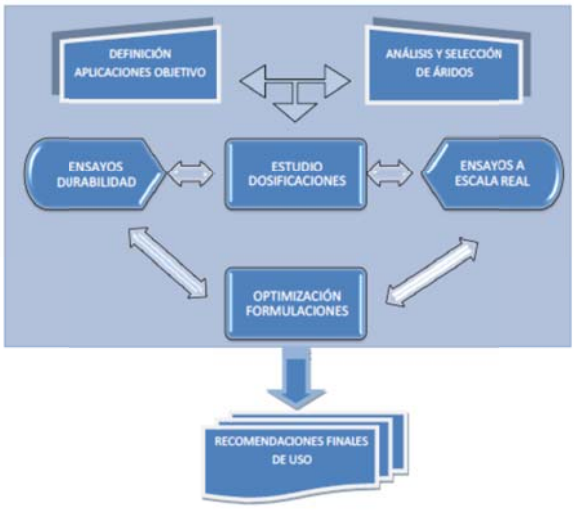


Figura 1. Diagrama de Flujo del Proyecto.

Con el proyecto se pretende originar nuevo conocimiento que promueva una modificación normativa al menos en el ámbito de puertos para permitir la reutilización controlada de RA. Además de originar nuevo conocimiento que permita una traslación no compleja a mercados exteriores, aportando así un valor añadido en las licitaciones de las empresas constructoras.

[1] Profesor Titular. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Cataluña c/Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona, miren.etxeberria@upc.edu
[2] Gerente Gestió de Terres i Runes SA. Nàpols 222, 08013 Barcelona, isamper@grc.cat
[3] Dirección Técnico. FCC Construcción. Balmes 36, 08007 Barcelona, jainchil@fcc.es

DIAGNÓSTICO PARA LA REDUCCIÓN DE EMISIONES EN EL ENTORNO PORTUARIO DE MELILLA IMPLANTANDO UN SISTEMA DE SUMINISTRO ELÉCTRICO A BUQUES

S. Blanco Monge, T. Romagosa Cabezudo

Isdefe, C/ Beatriz de Bobadilla, nº3, 28040 Madrid, Madrid, sblanco@isdefe.es, tromagosa@isdefe.es

INTRODUCCIÓN

El transporte marítimo es uno de los grandes consumidores mundiales de petróleo y sus derivados, sobre todo durante la fase de navegación. Por tanto contribuye enormemente a los efectos negativos derivados del consumo energético, como son la contaminación atmosférica y el cambio climático.

Aproximadamente el 95% de la energía que propulsa el transporte es generada a partir de derivados del petróleo, lo que significa que no sólo repercute enormemente en sus emisiones contaminantes sino que además el transporte depende enormemente de esta materia prima.

Se calcula que el transporte marítimo es el responsable de aproximadamente el 4 % de las emisiones mundiales de CO_2 de origen humano (unos 1.000 millones de toneladas), lo que representa una huella de carbono tan alta como la de Alemania. Aunque es el transporte con relación más baja de emisiones de CO_2 por tonelada transportada por kilómetro en comparación con otros modos, se prevé que sus emisiones de gases de efecto invernadero aumenten en las próximas cuatro décadas entre un 150% y un 200% respecto a su nivel actual.

Todo esto ha llevado a distintas organizaciones internacionales a desarrollar diversos convenios e iniciativas para minimizar el impacto del transporte marítimo en el medioambiente y mejorar el entorno en los núcleos urbanos cercanos a los puertos, tales como:

- Anexo VI Convenio Internacional para la Prevención de la Contaminación por buques (MARPOL 1973/1978).
- Recomendación 2006/339/CE de la Comisión, sobre el fomento del uso de electricidad en puerto por los buques atracados en puertos comunitarios.
- Protocolo de Kioto.
- Directiva 2012/27/UE relativa a la eficiencia energética.
- Directiva 2012/33/UE modifica la Directiva 1999/32/CE del Consejo en lo relativo al contenido de azufre de los combustibles para uso marítimo.
- COM(2013) 18 final: Propuesta de Directiva sobre la creación de una infraestructura para los combustibles alternativos.

Este proyecto se basa en la Recomendación 2006/339/CE de la Comisión Europea, donde se recomienda a los estados miembros que instalen una conexión a la red eléctrica terrestre para su uso por los buques atracados en los puertos.

Aunque durante esta fase la cantidad de emisiones que se producen es menor que durante la fase de tráfico marítimo, en este caso los contaminantes que se emiten afectan directamente a la calidad del aire de los núcleos de población cercanos al puerto, así como del puerto mismo.

Una vez atracados, los buques usan sus motores auxiliares para producir la electricidad necesaria para las operaciones de carga, descarga y estacionamiento. Cuando se utiliza

energía eléctrica procedente de la red nacional en vez de usar los motores auxiliares se reducen las emisiones ya que el factor de emisión por MWh de los generadores de la red nacional es mucho menor que el de los motores auxiliares del buque. Las principales consecuencias de estas emisiones contaminantes son:

- SO_2 y NO_x, que provocan deposiciones ácidas ("lluvia ácida") que acidifican el suelo causando daños a la vegetación y eutrofizan las aguas.
- PM, que ocasionan problemas respiratorios y oncológicos. El "negro de carbón" acelera los procesos de deshielo en los polos debido a su capacidad de absorción de la luz del sol.
- COV, que contribuye a la formación de ozono superficial perjudicando a la salud y el medio ambiente.
- CO_2, que contribuye al cambio climático.

También es importante señalar que las emisiones generadas por la producción de energía en la red eléctrica nacional se generan en áreas menos pobladas que los núcleos urbanos junto a las zonas portuarias, es decir, las emisiones además de reducirse se trasladan.

Pero no sólo se logra una reducción de emisiones contaminantes, sino que se eliminan también los ruidos y vibraciones procedentes de los motores auxiliares. Esto, además de mejorar las condiciones de trabajo tanto del personal a bordo como del personal responsable de las operaciones de carga y descarga en puerto, supone mayor bienestar en las zonas residenciales cercanas al puerto.

Para suministrar esta energía, es necesario un sistema eléctrico con una configuración específica que permita la conexión del buque con la instalación en tierra, también conocido como "Onshore Power Supply" (OPS), "Cold Ironing" o "Shore-side electricity".

EL PUERTO DE MELILLA

El puerto de Melilla es uno de los pocos puertos europeos en continente africano. Se encuentra en el centro de la ciudad autónoma de melilla, lo que resalta la importancia de una buena relación e integración puerto-ciudad.

El impacto de las actividades portuarias en la ciudad es tal, que han sido el motor del desarrollo económico de Melilla, suponiendo un 1,7% de su PIB, un 1,73% de su VAB y un 2,83% de su empleo.

Pero la Autoridad Portuaria de Melilla no sólo gestiona el puerto comercial, sino también lugares tan singulares como el peñón de Vélez, el puerto de las islas Chafarinas, y distintas playas de la ciudad autónoma.

Otra de sus particularidades es que comparte el acceso marítimo con el puerto de Beni Enzar (Nador), en Marruecos, lo cual da una visión de las buenas relaciones a nivel político y estratégico que suponen la gestión de estas instalaciones.

Uno de las principales preocupaciones de la Autoridad Portuaria es el medioambiente, lo que le ha llevado a desarrollar distintas políticas medioambientales para fomentar el respeto al medioambiente, minimizar los impactos ambientales derivados de la actividad portuaria, minimizar los accidentes ambientales y mejorar la gestión ambiental del recinto portuario.

Todo esto le ha llevado a conseguir las más importantes certificaciones internacionales ambientales y de calidad como la ISO 14001, OSHAS 18001 e ISO 9001.

La Autoridad Portuaria también dispone, como parte de su sistema de gestión ambiental, de procedimientos específicos establecidos para gestión de residuos MARPOL, control de la calidad del suelo, control de la calidad del agua y control de vertidos (PICCMA: Plan Interior de Contingencias por Contaminación Marina Accidental).

En los últimos años el tráfico marítimo del puerto ha crecido de manera espectacular, alcanzando los mejores resultados de su historia a pesar de la crisis económica. Al cierre del año 2012 el total de sus tráficos portuarios se ha incrementado un 18,57% respecto al año anterior.

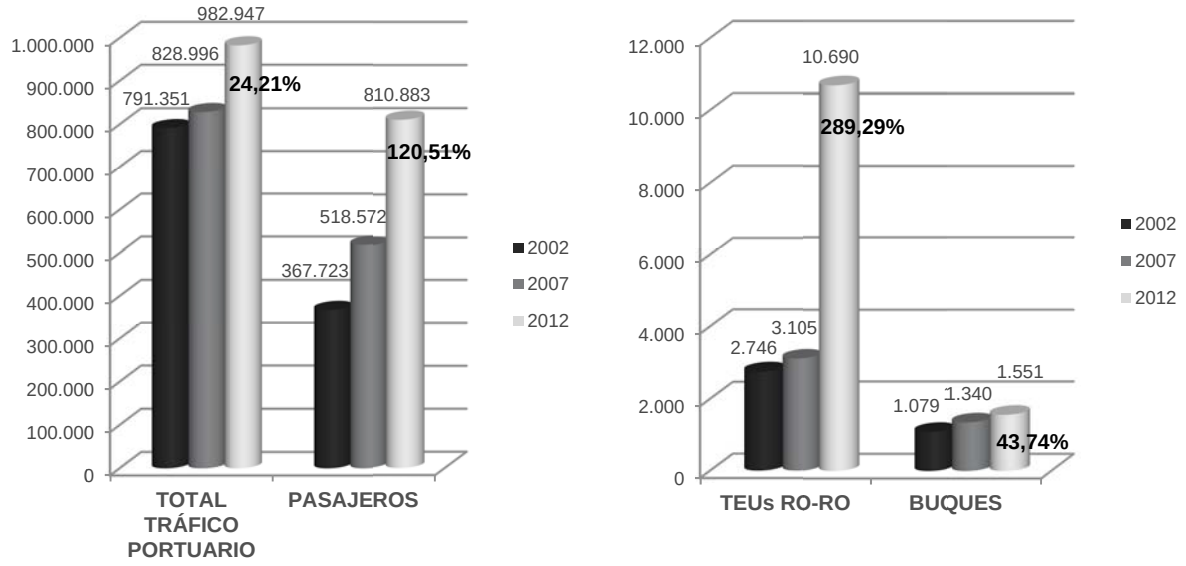


Figura 1. Evolución del tráfico del Puerto de Melilla

Todos estos aspectos llevaron a la Autoridad Portuaria de Melilla a plantearse la posibilidad de instalar un sistema de "Cold Ironing" en el puerto, para lo cual encargaron a Isdefe un diagnóstico previo que evidenciase la viabilidad del proyecto, así como los proyectos de ejecución de la infraestructura eléctrica necesaria. Finalmente, dados los resultados, se ejecutaron las obras para posibilitar que los buques se pudieran conectar a la red eléctrica del puerto cuando están atracados, convirtiéndose en los pioneros dentro del Sistema Portuario Español.

DIAGNÓSTICO PREVIO

Tras estudiar las condiciones existentes en el Puerto de Melilla (atraques, líneas regulares, estancias frecuentes en puerto, etc.), se concluyó que los muelles más favorables para ser electrificados eran el Ribera I, Ribera II y Espigón. Esta conclusión se basó, ante todo, en amortizar la instalación en el menor tiempo posible. Por tanto los muelles utilizados por los buques que atracaron frecuentemente en el puerto de Melilla durante el año 2010 eran los candidatos.

Dichos buques fueron el Volcán de Timanfaya, ferry ro-ro de la compañía Armas, Santa Cruz de Tenerife, ferry ro-ro de la compañía Acciona Trasmediterránea, y Murillo, ferry ro-ro también de la compañía Acciona Trasmediterránea.

Todos los buques analizados disponían de un sistema de conexión eléctrica a tierra, trabajando a 380V, 50Hz (excepto el Murillo, que trabaja a una frecuencia de 60Hz y por tanto se desestimó para el estudio).

Este diagnóstico previo analizó la red eléctrica existente en el puerto de Melilla, para así determinar la ampliación necesaria para poder abastecer a los buques tipo. La empresa distribuidora de electricidad en el puerto es la Cía. Melillense De Gas y Electricidad, S. A. (GASELEC), siendo la potencia contratada 1.200kVA en media tensión.

La red de Media Tensión (MT) existente inicia su distribución al puerto desde un centro de transformación de la compañía suministradora ubicado en la ciudad. Desde allí, por medio de una línea de 10kV, 50Hz, se alimentan los centros de transformación de la zona portuaria que están conectados en anillo. En el puerto existen un total de 6 centros de transformación con 8 transformadores. Sus potencias van desde las 400kVA hasta las 1.000kVA, estando la mayor demanda de potencia en la Estación Marítima.

Tomando como referencia los buques tipo y la red eléctrica existente, se diseñó una instalación eléctrica en tierra para su distribución a los tres muelles anteriormente mencionados en baja tensión, a 50Hz de frecuencia.

La potencia de diseño fue la necesaria para poder suministrar la energía demandada por los buques atracados en los tres muelles de manera simultánea, teniendo en cuenta que tanto la red eléctrica de Melilla como el contrato de la Autoridad Portuaria han de ser capaces de producir dicha potencia.

En cuanto a los buques, en la mayor parte de los casos las operaciones en puerto requerían más potencia de la que los buques pueden absorber con su instalación, por tanto son necesarias reformas en sus sistemas eléctricos (exceptuando el buque Volcán de Timanfaya, que fuel el buque tipo considerado para el diseño de los proyectos).

Finalmente, las conclusiones del diagnóstico determinaron su viabilidad, dado que la inversión a realizar era razonable y los beneficios medioambientales que se podrían obtener resultaron tremendamente atractivos.

CÁLCULO DE LA REDUCCIÓN DE EMISIONES

El diagnóstico previo incluyó también un estudio de la reducción de emisiones que se podría lograr en el Puerto de Melilla si los buques utilizaran el sistema de Cold Ironing cuando se encuentran atracados. Para ello, el primer paso fue calcular los factores de emisión, tanto para la red eléctrica nacional como para los motores auxiliares.

El factor de emisión es la cantidad de contaminante atmosférico que se genera para producir una unidad de energía. Comparando los factores de emisión de los motores auxiliares, y los de la generación de energía eléctrica en España, se pueden estimar las reducciones que se podrían lograr suministrando energía eléctrica desde el puerto por kWh.

Es importante aquí especificar el tipo de combustible que se utiliza durante la generación de dicha energía, ya que de ello dependerá principalmente la cantidad de emisiones producidas.

Con los factores de emisión, y teniendo en cuenta el tiempo que los buques pasan atracados y la potencia de sus motores auxiliares, se estimó la cantidad total de emisiones que se podrían reducir si todos los buques que atracan en el Puerto de Melilla se conectaran a la red eléctrica del puerto. A modo orientativo, estos valores pueden aproximarse a los siguientes (basados en estudios de viabilidad realizados en varios puertos españoles):

REDUCCIÓN DE EMISIONES UTILIZANDO COLD IRONING EN VEZ DE MOTORES AUXILIARES						
	NOX (G/KWH)	SO_2 (G/KWH)	CO_2 (G/KWH)	CO (G/KWH)	COV (G/KWH)	PM (G/KWH)
% Reducción	97%	31%	64%	94%	96%	94%

Tabla 1. Estimación de reducción de emisiones que se puede lograr con un sistema de Cold Ironing

Específicamente para el caso del Puerto de Melilla, los resultados que se obtuvieron en términos de toneladas de CO_2 equivalente, son:

EMISIONES EN TONELADAS DE CO_2 EQUIVALENTE EN EL PUERTO	
GAS DE EFECTO INVERNADERO	REDUCCIÓN ANUAL DE EMISIONES
CO_2	133,35
CH_4	-0,05
N_2O	2,33
TOTAL CO_2 Equivalente	**135,63**

Tabla 2. Reducción de emisiones estimada utilizando un sistema OPS

Mención especial se ha de realizar aquí a los ruidos y vibraciones que se suprimen con este sistema, que aunque no fueron medidos en términos objetivos, son la principal fuente contaminante que afecta a los barrios cercanos al Puerto de Melilla.

DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS A REALIZAR

Se realizaron dos proyectos de ejecución, uno para el Muelle Espigón, y otro para los Muelles Ribera I y Ribera II. La solución en ambos casos era similar, aunque al tener cada muelle unas características constructivas diferentes los diseños finales diferían sobremanera.

Necesidades a satisfacer

El puerto de Melilla dispone de 8 muelles comerciales además de zonas para pesqueros y embarcaciones deportivas, que conforman un total de 3.305,71m lineales de atraque. En concreto, el muelle Ribera I tiene 224m de longitud y un calado de -10m. Es un muelle de gravedad, construido con cajones de hormigón, y la superestructura tiene un ancho aproximado de 2m.

El muelle Ribera II tiene 177m de longitud y un calado de -8m. Es de pilotes, con un tablero de aproximadamente 2m de canto, lo que impide la ejecución de canalizaciones nuevas. El proyecto se ve limitado por las canalizaciones de reserva existentes en el muelle.

Por último, el muelle Espigón tiene 233m de longitud y un calado de -8m. Tiene un primer tramo construido con bloques y un tramo final de cajones de hormigón. La superestructura tiene una galería de servicios transitable en la que se encuentran todos los servicios existentes, con espacio disponible para nuevas líneas.

En cuanto a los buques, eléctricamente se diferencian dos tipologías: ciertos consumidores que trabajan a 400V/50Hz/3P+T y otros que trabajan a 400V/60Hz/3P. Como se ha mencionado anteriormente, los buques que trabajan a 60Hz se desestimaron para el estudio.

Todos ellos disponen de un sistema de conexión eléctrica a tierra, realizándose la conexión por medio de cables unipolares, tres cables por toma, aunque el tipo de conector es

diferente en cada buque. No obstante, en todos los casos la distribución eléctrica dentro del buque y la conexión a tierra se realiza en baja tensión.

Las potencias demandadas por los buques están entre los 500 y los 2.000kW, sin embargo sus protecciones para conectarse a la red eléctrica de tierra no soportan dichos valores ya que están diseñadas para pequeños consumos que se producen cuando los buques se encuentran en dique seco.

Condicionantes de diseño

Una de las decisiones cruciales durante el diseño de los proyectos fue la de realizar la conexión en baja tensión o en media tensión, según la recientemente aprobada norma ISO/IEC/IEEE DIS 80005-1 *Cold Ironing – High Voltage Shore Connection (HVSC) Systems – General requirements*. Cada opción fue valorada con sus ventajas e inconvenientes, que se resumen a continuación:

MEDIA TENSIÓN	BAJA TENSIÓN
▪ Permite conexión con menor número de cables, conexión más rápida ▪ Estandarización ISO aprobada recientemente, posible rentabilizar la instalación del buque en varios puertos distintos ▪ Instalación en tierra más económica, no son necesarios transformadores ▪ Limitado número de instalaciones en uso, sistema poco contrastado ▪ Reforma del buque más costosa, necesita transformadores (reforma estructural) ▪ Necesidad de operarios cualificados y autorizados para trabajar en MT a la hora de conectar los cables	▪ Necesita más cables para suministrar la misma potencia, conexión más lenta ▪ No existe estandarización para buques civiles ▪ Difícil de rentabilizar la instalación del buque en varios puertos distintos ▪ Instalación en tierra ligeramente más costosa ▪ Sistema altamente contrastado en puertos militares. Estándar OTAN desde 1976 para buques militares ▪ Reforma del buque más económica ▪ No son necesarios operarios autorizados para trabajar con MT. Mayor seguridad en puerto con cables de BT

Tabla 3. Ventajas e inconvenientes de la conexión puerto-buque en baja tensión y media tensión

La conclusión final supuso el suministro a los buques en Baja Tensión (BT) para realizar el diseño de los proyectos, dado que la potencia demandada era relativamente baja y permitía la conexión en BT con pocos cables. Otro factor que se tuvo en cuenta fue el riesgo real existente en Melilla de sabotajes, intrusismo y manipulación indeseada de la instalación debida a la cantidad de inmigrantes ilegales procedentes de África que utilizan el puerto como punto de entrada a Europa. No ha de olvidarse que la BT proporciona mayor seguridad.

Esta solución resulta además atractiva para las navieras, dado que la reforma del sistema eléctrico de los buques necesaria para que se puedan conectar es más sencilla y económica.

Solución adoptada

La solución final adoptada consistió en el suministro a los buques en BT, corriente trifásica sin neutro, 400Vac y 50Hz de frecuencia (pero con posibilidad de realizar en el futuro una ampliación con convertidores de frecuencia que permitan la conexión a 60Hz). El sistema de puesta a tierra utilizado en el diseño es Aislado IT, y la potencia total a instalar resultó:

- Muelle Espigón: 800kVA
- Muelles Ribera I y II: 2000kVA

Desde el punto de vista de la Autoridad Portuaria, se pretendía ejecutar un sistema eléctrico totalmente integrado en la infraestructura eléctrica existente en el puerto, evitando realizar

grandes reformas, y garantizando la seguridad en el suministro eléctrico. El objetivo era que la instalación fuera estandarizada y versátil para permitir su utilización por el mayor número de buques posible, así como económica y sencilla de mantener. Igualmente era importante que la nueva infraestructura permitiera realizar futuras ampliaciones en caso necesario.

Por otro lado se dio una especial importancia a la seguridad durante la operación, resistencia y durabilidad de los equipos, para así minimizar riesgos eléctricos en caso de corrosión o sabotaje.

Desde el punto de vista de las Navieras, el sistema debía buscar la máxima operatividad del buque durante su estancia en puerto, facilitando toda la potencia requerida y permitiendo realizar las maniobras de conexión/desconexión de manera rápida y sencilla. No obstante, el objetivo primordial fue evitar grandes y costosas reformas en el buque.

A continuación se muestra de manera esquemática la distribución en planta de dicha solución:

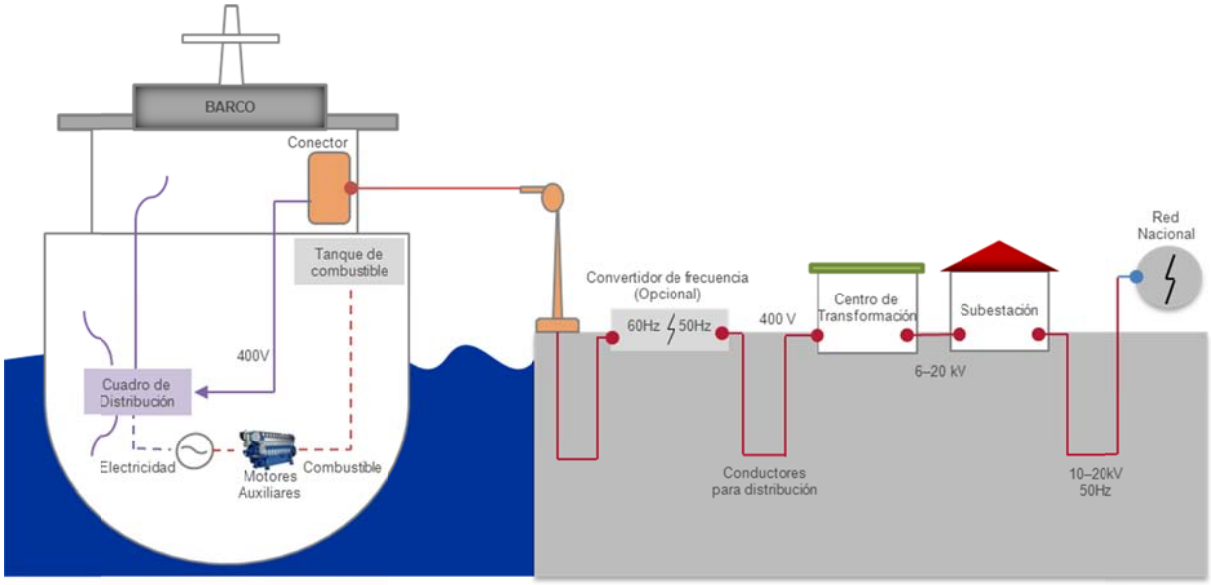


Figura 2. Sistema de conexión a navíos en Baja Tensión

Ejecución de las obras

En octubre de 2012 iniciaron las obras de construcción de la instalación eléctrica para suministro a buques en el muelle Espigón, finalizando en primavera de 2013.

En este caso, al ser el consumo de los buques relativamente bajo (800kVA aproximadamente) se estudió la posibilidad de utilizar la potencia disponible en los centros de transformación cercanos al muelle. La principal demanda de potencia del centro de transformación denominado CT-3, de 800kVA, eran unas grúas cuyo consumo no superaba los 200kW, siempre en horario diurno (durante las operaciones de carga y descarga de contenedores).

Por otro lado la estancia esperada de los buques en el muelle Espigón se suele producir durante la noche, por lo que en condiciones normales no existe simultaneidad de consumos entre las grúas y el buque. Esta circunstancia permitió alimentar ambos servicios desde la instalación existente, abaratando enormemente la obra. No obstante se proyectó un sistema

de seguridad consistente en el enclavamiento y deslastre de cargas, que impidiese la conexión del buque a la red mientras las grúas estuvieran en funcionamiento.

Las principales actuaciones llevadas a cabo durante la obra fueron:

- Desmontaje del Cuadro General de Baja Tensión (CGBT) existente en el CT-3.
- Instalación de un nuevo CGBT con las salidas necesarias para la alimentación a buques en el muelle Espigón. El cuadro se dota con interruptores automáticos magnetotérmicos para la protección contra sobrecargas y corrientes de cortocircuito, e interruptores automáticos diferenciales para la protección contra corrientes de defecto y derivaciones. Igualmente
- En el circuito de salida de "Alimentación a buques" se instala un dispositivo de medida de energía para contabilizar el consumo efectuado por los buques.
- Tendido de una línea subterránea de alimentación en baja tensión desde el nuevo CGBT del CT-3 hasta el cuadro de tomas en el Muelle Espigón, en su mayor parte por canalización existente (parte de la línea transcurre por zanja y otra parte discurre por galería de servicios). La línea está formada por conductores unipolares de cobre 3(5(1x240)) mm^2 con aislamiento RZ1-K (AS) 0,6/1 KV.
- Instalación del cuadro de tomas en el Muelle Espigón.

A continuación se muestran varias imágenes del transcurso de los trabajos.



Figura 3. Nuevo CGBT y canalizaciones en Muelle Espigón

Cuadro de conexión a buques

El cuadro de tomas para conexión a buques se diseñó específicamente para este proyecto, de manera que pudiera ser utilizado directamente por los operarios del buque de forma rápida y sencilla, con las máximas condiciones de seguridad.

Contiene 3 grupos de 3 conectores unipolares tipo Marechal SP 1000V, 700A, 50Hz, lo que le proporciona una potencia máxima a suministrar de 1.400 KVA. La envolvente es de acero inoxidable AISI 316, antivandálica y anticorrosión.

Los principales sistemas y funcionalidades que posee el cuadro de conexión a buques son:

- Conectores unipolares homologados para 700 A y 1000 V, con sistema de enclavamiento electromecánico por anillo de rotación y dos contactos (codificación de colores por fase). Cada conector está provisto de clavija hembra, tapa, terminal y codo inclinado para facilitar el conexionado.

- Interruptores automáticos motorizados de ejecución extraíble.
- Protección contra contactos indirectos mediante detectores de aislamiento.
- Analizador de redes en cada salida para control de consumos y variación de cargas por fases.
- Sistema de control por autómatas programables, teniendo la posibilidad de enviar la información al punto o centro que se desee.
- El sistema de control permite la selección del modo funcionamiento LOCAL / REMOTO de los interruptores motorizados (LOCAL: desde el propio cuadro de tomas, por el personal del buque. REMOTO: desde el CGBT del centro de transformación, por personal del puerto para situaciones pruebas y mantenimiento).



Figura 4. Cuadro de conexión a buques en Muelle Espigón

CONCLUSIONES

Una vez finalizadas las obras, la Autoridad Portuaria de Melilla ha puesto a disposición de las Navieras el sistema de alimentación eléctrica a buques como proyecto piloto en el Muelle Espigón.

En la actualidad dicho muelle está siendo utilizado por los buques de la Naviera Armas que operan en la línea Melilla – Motril, siendo actualmente el buque Volcán de Tinamar quien realiza el trayecto, aunque anteriormente se trataba del Volcán de Timanfaya. Dichos buques, de tipo ferry ro-pax, pasan la noche atracados en el Muelle Espigón durante sus escalas en el Puerto de Melilla y provocan numerosos problemas de ruidos y vibraciones que afectan a los barrios próximos al puerto.

Con la puesta en servicio de este sistema se permite el suministro de electricidad desde tierra a los buques que atracan en el Muelle Espigón, de forma que puedan apagar sus motores durante sus escalas nocturnas y acabar así con los problemas de emisiones, ruidos y vibraciones.

REFERENCIAS

Instrumento de Adhesión de España al Protocolo de 1997 que enmienda el Convenio Internacional para prevenir la contaminación por los buques, 1973, modificado por el Protocolo de 1978, hecho en Londres el 26 de septiembre de 1997.
Recomendación 2006/339/CE de la Comisión, sobre el fomento del uso de electricidad en puerto por los buques atracados en puertos comunitarios.
Ley 34/2007, de 15 de noviembre, de calidad del aire y protección de la atmósfera.

INFLUENCIA DE LA OBRA DEL ENSANCHE DE LA DÁRSENA PESQUERA DE S/C DE TENERIFE SOBRE LA ZEC SEBADAL DE SAN ANDRÉS (ES7020120)

Ó. Monterroso[1], M. Rodriguez[1], R Riera[1], E. Ramos[1], Ó. Pérez[1], J. Costa[1], T. Cruz[2] J. Mora[3], A. Hernández[3]

[1] Centro de Investigaciones Medioambientales del Atlántico (CIMA S.L.) C/ Arzobispo Elías Yanes 44, 38206 La Laguna, Santa Cruz de Tenerife
[2] Biólogo Marino Autónomo
[3] Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife. Avda Francisco La Roche 45, 38001 Santa Cruz de Tenerife, sostenibilida@puertosdetenerife.org

RESUMEN

El espacio denominado *Sebadal de San Andrés* está situado en la zona sur del municipio de Santa Cruz de Tenerife. Cubre una superficie de 582,79 hectáreas y baña una parte de la zona litoral sur del municipio de Santa Cruz de Tenerife, incluyendo en su perímetro las aguas de la Playa de Las Teresitas y el margen exterior de la dársena pesquera.

Este espacio se encuentra declarado desde septiembre de 2011 como Zona Especial de Conservación (ZEC), figura contenida en la Red Natura 2000 cuya finalidad es asegurar la supervivencia a largo plazo de las especies y los hábitats naturales más amenazados de Europa, contribuyendo a detener la pérdida de biodiversidad ocasionada por el impacto adverso de las actividades humanas.

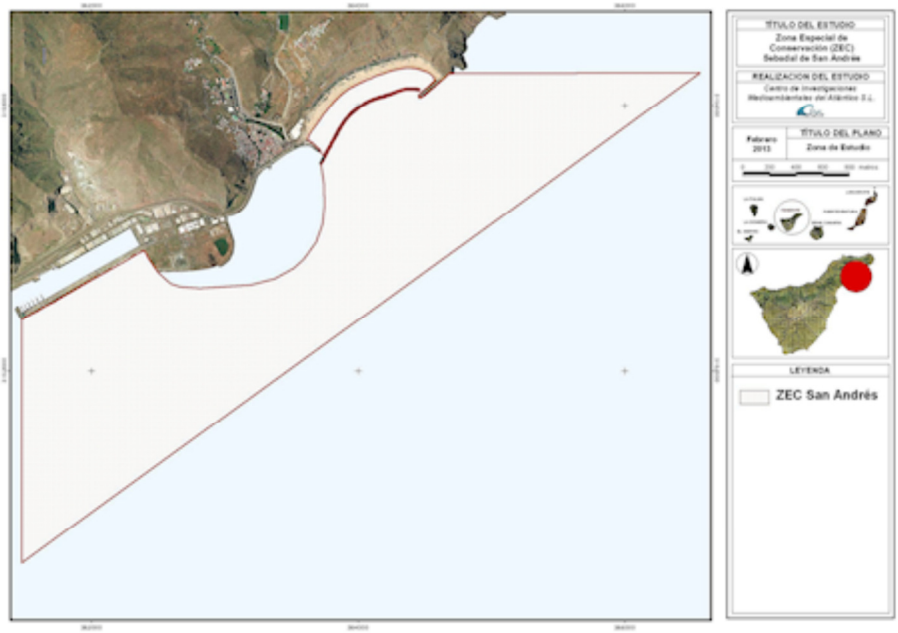


Figura 1. Localización de la *ZEC Sebadal de San Andrés.*

En mayo de 2009, la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife encomienda la vigilancia ambiental a medio plazo del proyecto "Tercera fase de defensa del ensanche de la explanada de la dársena de pesca del puerto de Santa Cruz de Tenerife" (BOP n. 131, de 9 de julio de 2009). Dicho plan, proporciona continuidad al Plan de Vigilancia a Corto Plazo que se desarrolló cuando se ejecutaron las obras que finalizaron en agosto de 2008.

El Plan de Vigilancia Ambiental (PVA) está compuesto por un conjunto de seguimientos específicos, con sus puntos de muestreo específicos. En la figura 2 se relacionan estos puntos de muestreo con su localización y el estudio de seguimiento a los que están sometidos.

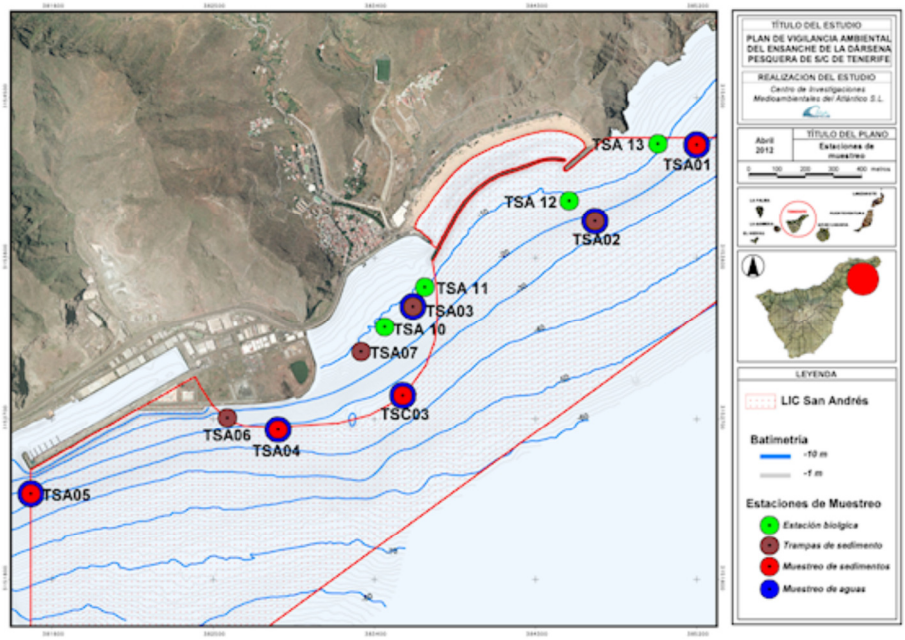


Figura 2. *Localización de los puntos de muestreo en el área de estudio.*

Este seguimiento ambiental incluye:

- La monitorización de la dinámica sedimentaria mediante la colocación en cuatro estaciones, de dos unidades de captadores de sedimentos que se recolectan con frecuencia bianual.
- Estudio de la calidad de las aguas, mediante la recogida de los datos oceanográficos con sonda multiparamétrica, realizándose perfiles oceanográficos en cada una de las estaciones muestreadas cada trimestre.
- La caracterización de los sedimentos en cuatro estaciones de fondos arenosos mediante el análisis de COT, N, P, Hg, Pb, Cr y Granulometría con una frecuencia anual.
- El levantamiento de la Cartografía Bionómica de las comunidades presentes en el área de estudio a partir de transectos de vídeo georeferenciados y elaboración de perfiles bionómicos, con una frecuencia anual.
- Muestreos específicos en cuatro estaciones pobladas por la fanerógama marina *Cymodocea nodosa* (denominados sebadales en Canarias), recopilando los parámetros biométricos para caracterizar el estado de desarrollo y conservación de esta comunidad.

Se presenta los últimos resultados de este seguimiento ambiental, haciendo una retrospectiva de la información ambiental de la zona antes del inicio de la obra hasta la actualidad, analizando la evolución de los parámetros oceanográficos, los parámetros químicos del sedimento, la tasa de sedimentación y sobre todo la evolución de las comunidades en la zona de estudio, con especial atención a la distribución y estado de conservación de los fondos colonizados por los sebadales.

DESARROLLO DE INDICES DE CALIDAD AMBIENTAL EFECTIVOS Y SOSTENIBLES PARA AGUAS PORTUARIAS (PORTOSIND). ADAPTACIÓN DE LA DMA Y LA ROM 5.1 A PEQUEÑAS INSTALACIONES PORTUARIAS.

M. González Castromil, A.P. Reguera Tabernero, M. Saa Iglesias, B. Domínguez Viaño, A.B. Rodríguez Castro

[1]INDROPS LABORATORIO DE ANÁLISIS Y CALIDAD MEDIOAMBIENTAL, S.L., vía Marconi, 33, 15890 Santiago de Compostela (A Coruña), laboratorio@indrops.es

RESUMEN.

Con la publicación de la Directiva 2000/60/CE marco del agua (DMA), se establece un escenario común europeo en cuanto a las políticas de aguas para los estados miembros. Desde su publicación en el año 2000 se han producido desarrollos normativos para su aplicación efectiva fundamentalmente enfocados a la implantación de Niveles de Calidad Ambiental en las diferentes tipologías de aguas.

Las aguas portuarias se clasifican dentro de la DMA como aguas costeras (o de transición) muy modificadas y deberán ser objeto de control para el cumplimiento de los requisitos y objetivos fijados en la DMA.

Para facilitar su implantación por parte de las diferentes autoridades portuarias, Puertos del Estado ha publicado la ROM 5.1-05 que, en estos últimos años se ha convertido en referente para la evaluación de la calidad de las aguas portuarias. En la actualidad la ROM 5.1 se encuentra en fase de revisión y ya otros países europeos se han interesado en conocer estas recomendaciones para implantarlas en sus instalaciones portuarias.

La ROM 5.1-05 tiene un enfoque bastante marcado hacia grandes instalaciones portuarias, pudiendo resultar compleja y costosa su implantación en puertos de menores dimensiones o marinas deportivas.

En el caso de Galicia, dada su extensa franja litoral, existen gran cantidad de pequeños puertos; únicamente bajo la competencia del Ente Público Portos de Galicia hay a día de hoy 122 puertos e instalaciones portuarias. Entre estos puertos nos encontramos con puertos pesqueros, puertos deportivos, pequeños puertos industriales (con descargas de mercancías) y mixtos.



Figura 1 Puertos ámbito de aplicación del estudio.

En colaboración con el Ente Público Portos de Galicia se ha desarrollado el presente proyecto consistente en una adaptación de la ROM 5.1 y la DMA a las particularidades de los puertos pequeños. Durante la realización del proyecto, Portos de Galicia nos ha facilitado el acceso a las instalaciones, la información pertinente de cada uno de los puertos estudiados así como los trámites administrativos necesarios.

Parte del estudio se ha realizado en colaboración con el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, a través del grupo de José A. Juanes de la Peña, que ha sido el encargado de la redacción y desarrollo de la ROM 5.1-05.

La ROM 5.1-05 consta fundamentalmente de 4 etapas:

- Identificación de las presiones ambientales existentes
- Delimitación de las masas de agua portuarias
- Definición de límites de referencia y diseño del plan de vigilancia sistemático
- Gestión de episodios contaminantes

Para la adaptación de esta metodología a pequeños puertos, vamos a tener las mismas etapas, introduciendo las modificaciones pertinentes para aplicarlo a esta nueva escala.

La identificación de presiones no diferirá de lo planteado en la ROM 5.1.

Dada la menor dimensión de las dársenas y muelles portuarios de esta tipología de puertos, la sectorización de las masas de agua se verá simplificada ya que prácticamente en todos los casos se podrán considerar únicamente 2 masas (zona interior y zona exterior).

La gestión de episodios contaminantes será del mismo modo muy similar al planteado en la ROM 5.1, y estará muy ligado a los planes de contingencia y emergencia de los propios puertos.

La adaptación fundamental se llevará a cabo en lo referente al diseño del plan de vigilancia sistemático de calidad de las aguas.

Aunque siempre se tendrán de base los niveles de calidad ambiental marcados en la legislación vigente, se propone en la presente metodología el establecimiento de "índices de calidad" específicos para cada uno de los puertos.

Dado que los planes de vigilancia sistemáticos planteados en la ROM 5.1 supondrían un elevado coste para las infraestructuras portuarias de menor dimensión por la cantidad de controles analíticos a llevar a cabo de forma periódica, se corre el riesgo de que no se aplique ninguna sistemática para evaluar el cumplimiento de los requisitos normativos. Por ello, el presente proyecto aporta una metodología menos costosa y a la vez muy eficiente que nos permitirá controlar la calidad de las aguas conforme a la DMA.

La metodología propuesta para definir el plan de vigilancia sistemático, consta de 6 etapas:

- Selección de parámetros a determinar, acorde con las presiones ambientales existentes y la normativa vigente.
- Caracterización de las masas de aguas y sedimentos marinos
- Realización inicial de bioensayos en todas las estaciones de muestreo
- Análisis de los datos físico-químicos frente a los bioensayos (GUÍAS DE CALIDAD)
- Establecimiento de las guías de calidad ambiental.
- Control sistemático de los parámetros detectados como relevantes.

El concepto es sencillo. Los resultados obtenidos en las guías de calidad nos determinarán cuáles de los contaminantes presentes en las masas de agua portuarias son los que están produciendo una mayor afección (toxicidad) al medio, por ello, el control sistemático más intensivo podrá estar centrado en estos contaminantes seleccionados, sabiendo que mientras se encuentren dentro de los valores guía de calidad y por debajo de los valores legales, las masas de agua tendrán unos niveles de calidad buenos. La potencia de información obtenida con este método, nos permitirá realizar de forma más espaciada los análisis completos de calidad de aguas reduciendo considerablemente los costes. Así mismo, de forma periódica (3-5 años) deberán de actualizarse las guías de calidad.

Las principales ventajas de la aplicación de esta metodología serán 2: correcta gestión de la calidad de las aguas e importante reducción de costes para su seguimiento.

REFERENCIAS

Puertos del Estado. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas. ROM5.1-05 Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias.*

Parlamento europeo y Consejo*. Directiva 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas. DOCE, 22/12/2000 L327/1-70.*

APROVECHAMIENTO ENERGÉTICO DE LAS CORRIENTES DE MAREA EN LA RÍA DE ORTIGUEIRA (NO DE ESPAÑA)

M. Sanchez [(1)], G. Iglesias [(2)], R. Carballo [(3)]

[(1)] Universidad de Santiago de Compostela, EPS, Ingeniería Hidráulica, Campus Univ. s/n, Lugo, 27002, España. E-mail: marcos.sanchez@usc.es

[(2)] Plymouth University, School of Marine Science and Engineering, Marine Building, Drake Circus, Plymouth, PL4 8AA, United Kingdom. E-mail: gregorio.iglesias@plymouth.ac.uk

[(3)] Universidad de Santiago de Compostela, EPS, Ingeniería Hidráulica, Campus Univ. s/n, Lugo, 27002, España. E-mail: rodrigo.carballo@usc.es

INTRODUCCIÓN

La energía de las corrientes de marea es una de las energías renovables más prometedoras. En los últimos años ha ido ganado terreno sobre el tradicional sistema de aprovechamiento mareomotriz (las presas de marea) por sus ventajas en términos de impacto ambiental y en costes de inversión (Bahaj, 2011). Una ventaja adicional que presenta es la existencia de tecnología relativamente madura (en relación, por ejemplo, a la energía de las olas), de hecho, desde hace algunos años han entrado en funcionamiento un número importante de instalaciones de aprovechamiento de las corrientes de marea (Rourke et al., 2009). Por otra parte, el recurso de las corrientes de marea puede ser evaluado con gran precisión debido a la predictibilidad del recurso. No obstante, a causa de la variabilidad natural del flujo generado por las mareas, el total aprovechamiento del recurso existente en un área hace que el factor de capacidad con el que operan los dispositivos sea extremadamente bajo. Por la contra, perseguir un factor de capacidad muy alto imposibilita la explotación de gran parte del recurso, por lo que es necesario encontrar la relación más adecuada entre ambos aspectos.

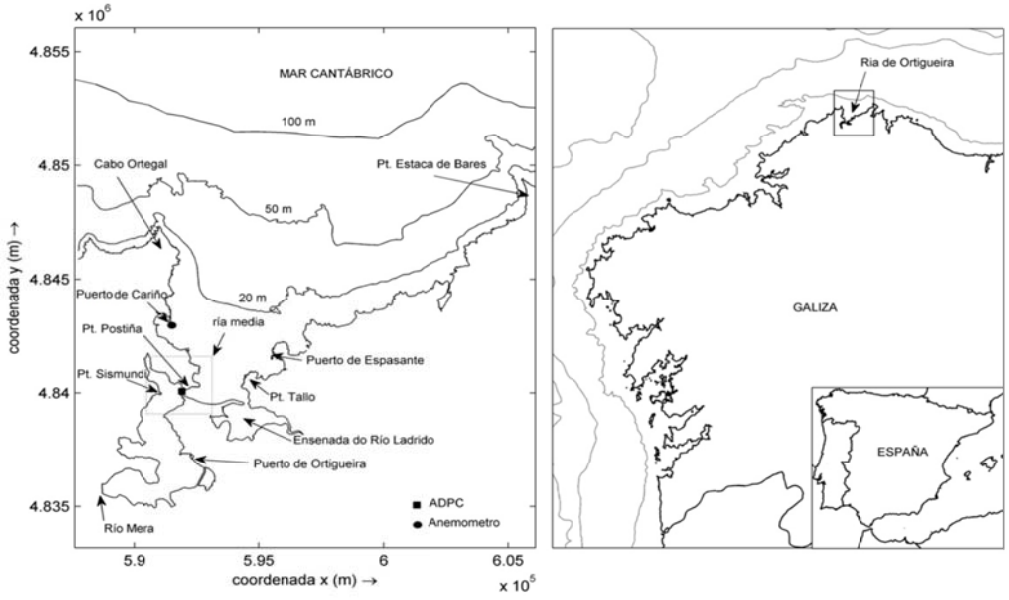


Figura . Localización de la Ría de Ortigueira

La configuración irregular de la costa gallega, Noroeste de España, está caracterizada por las rías, valles fluviales sumergidos, que están considerados como lugares prometedores para la explotación de las corrientes de marea. Estas rías pueden ser divididas en Rías Altas y Rías Baixas, localizadas al Norte y al Sur del Cabo Fisterra respectivamente. Aunque en general en las rías el recurso energético de las corrientes de marea es difuso, existen ciertas regiones en donde el flujo es canalizado debido a las restricciones morfológicas resultando importantes velocidades. En particular, las Rías Altas son los estuarios con la mayor carrera de marea y la sección más estrecha del NO español. Dentro de este grupo, la ría que presenta unas condiciones más favorables para el recurso mareomotriz es la Ría de Ortigueira (Figura 1). En este trabajo se pretende evaluar el potencial energético de las corrientes de marea en esta ría poniendo de manifiesto la necesidad de descartar los picos de potencia (cuyo aprovechamiento implicaría un bajo factor de capacidad y, por tanto, un sobrecoste en la instalación mareomotriz).

MÉTODOS

Se ha usado el Delft3D-FLOW, un modelo numérico de diferencias finitas que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes y la ecuación del transporte (tanto para salinidad como para temperatura) para determinar las condiciones hidrodinámicas en la ría. Por otra parte, ha sido necesaria una campaña oceanográfica para obtener medidas de nivel de la superficie, velocidad de las corrientes, salinidad y temperatura con las cuales se ha validado el modelo. El coeficiente de correlación obtenido entre la serie temporal del nivel del mar observada y la calculada fue 0.990, por su parte, los valores de correlación obtenidos para las componentes del flujo en dirección norte y este fueron de 0.939 y 0.957, respectivamente. Estos valores demuestran que el modelo reproduce con precisión el comportamiento de este complejo estuari.

RESULTADOS

Con el modelo validado, se determinaron los patrones de velocidades en la Ría de Ortigueira para diferentes mareas y situaciones de esta, con base en los cuales se realizaron los mapas de densidad de potencia correspondientes. A partir de estos mapas, se ha determinado el área más adecuada para una planta de energía de las mareas, en donde las velocidades de flujo llegan a 2.5 ms^{-1}. Para esta área se ha examinado la producción energética empleando dos dispositivos ideales de 50 m^2 de área de captación. Por un lado, un dispositivo con una potencia nominal de 300 kW podría aprovechar el 100% del flujo de energía que pasa a través de su área barrida (o lo que es lo mismo, 352.27 MWh al año), pero el convertidor operaría con un factor de capacidad muy bajo (0.13). Otra alternativa, quizás más razonable, podría ser instalar un convertidor con una potencia nominal de 150 kW, es decir el 50% de la primera, que operaría con un factor de capacidad más grande (0.25) y permitiría aprovechar más del 93% del total del recurso (328,76 MWh al año).

REFERENCIAS

Bahaj AS, 2011. Generating electricity from the oceans, Renewable and Sustainable Energy Reviews, 15 (7), pp. 3399-3416.
Rourke FA, Boyle F, Reynolds A, 2010. Tidal energy update 2009, Applied Energy, 87 (2), pp. 398-409.

ECOINNOVACION APLICADA A LA RESTAURACIÓN AMBIENTAL DE PRADERAS DE *POSIDONIA OCEANICA*. APLICACIONES VIABLES A PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURAS PORTUARIAS.

P. Martínez Baños[1],A. Marín[2] y J. Terrados[3]

[1]*C&C Medio Ambiente S.L.P, Antonio Oliver nº 17, 3º A,30.204 Cartagena,Murcia. pedro@cycmedioambiente.com*
[2]*Departamento de Ecología e Hidrología, Facultad de Biología, Universidad de Murcia. Campus Universitario de Espinardo. 30100 Murcia. amaldo@um.es*
[3]*IMEDEA (CSIC-UIB), Miquel Marques 21. 07190 Esporles, Mallorca. terrados@imedea.uib-csic.es*

INTRODUCCIÓN

La pradera de *Posidonia oceanica* es considerada una de las comunidades "clímax" del Mediterráneo, pues alcanza un alto nivel de desarrollo y complejidad, y constituye uno de los ecosistemas más importantes y productivos del Mediterráneo. "Praderas de *Posidonia"* es un hábitat prioritario según establece la DIRECTIVA 92/43/CEE relativa a la conservación de los hábitats naturales y de la fauna y flora silvestres (Directiva de Hábitats). Algunas actuaciones o actividades asociadas a las actividades portuarias pueden afectar directa o indirectamente a la pradera de *P. oceanica*. En la presente ponencia se exponen parte de los resultados obtenidos durante tres años de investigación (2008-2011), donde se ha puesto de manifiesto el avance notable de las técnicas de reimplante con semillas de *P. oceanica,* convirtiéndose esta técnica en una herramienta útil para la recuperación de praderas degradadas.Esta herramienta permite mejorar la gestión ambiental de los puertos permitiendo la recuperación y conservación de los hábitats naturales.

MATERIALYMÉTODOS

Los frutos de *P. oceanica* fueron colectados a lo largo del litoral murciano, y se transportaron al laboratorio en contenedores con agua de mar para evitar desecación y cambios bruscos de temperatura. En el laboratorio se germinaron las semillas en acuarios de 200 L a 20ºC y 37 psu. Una vez se obtuvieron las plántulas de un determinado tamaño estas se plantaron en la bahía del Hornillo (Águilas,Murcia).

El objetivo del experimento fue comparar la supervivencia y desarrollo vegetativo de plántulas de *P.oceanica* colocadas directamente sobre el sustrato sin más estructura de fijación que las propias raíces con el de aquellas plantadas utilizando una maceta de malla de plástico. La maceta se colocó enterrada para que las plántulas con y sin maceta estuvieran situadas al mismo nivel sobre la superficie del sedimento. Los resultados del experimento de 2008 indican que este sistema de fijación permite a las plántulas permanecer en el lugar de plantado durante al menos el primer año de vida.

En julio de 2009 se establecieron seis parcelas experimentales con las plántulas colocadas en hileras de forma similar y en una zona contigua a la del experimento de 2008. El sustrato de todas las parcelas era pradera muerta de *P.oceanica*. Cada una de las seis áreas incluye 24 plántulas y, así, el número de réplicas de cada tratamiento en cada área es de 12.

Se midió la longitud y anchura de cada una de las hojas de todas las plántulas inmediatamente después de ser plantadas para determinar su tamaño inicial. Se volvieron a medir las plántulas en julio de 2010 para estimar su mortalidad y el desarrollo vegetativo alcanzado por las plántulas supervivientes durante el primer año de vida.

RESULTADOS

La supervivencia después de un año fue del 51±7 % para plántulas con el anclaje de tiesto de red y 39±6 % para plántulas con el anclaje natural. La supervivencia dos años después de la plantación fue del 37±7 % y 26±8 % para aquellas con el tiesto de red y el anclaje natural, respectivamente. El número de haces foliares por plántulas aumentó en julio de 2009 a 1,5±0,2 (anclaje de tiesto de red) y 1,8±0,3 (anclaje natural) en julio de 2011 y no fue afectado por el tipo de anclaje. El número de hojas por plántulas no fue afectado por el tipo de anclaje en el julio de 2011.La superficie de hoja aumentó después de un año a 48,5±3,9 cm^2 en plántulas con el anclaje de tiesto de red y a 43,0 ± 5,1 cm^2 en plántulas con el anclaje natural.

Los resultados obtenidos durante los últimos años por el equipo de investigación han demostrado la viabilidad de restaurar praderas de *Posidonia oceanica* con plántulas cultivadas en laboratorio obtenidas de semillas recolectadas en el medio natural siendo posible en un tiempo razonable. Después de tres años de seguimiento, el 44 % de las plántulas no solo habían sobrevivido sino que comenzaban a expandirse. Las plántulas a partir del segundo año comenzaron a producir entre 1 y 2 nuevos tallos, indicando un proceso activo de colonización horizontal. La técnica de restauración desarrollada en esta investigación demuestra que es posible restaurar praderas degradadas una vez que las condiciones ambientales son similares a las reinantes antes del impacto.

AGRADECIMIENTOS

Entidad Financiadora: MINISTERIO DE CIENCIA E INNOVACIÓN. Referencia: CTM2011-27377. Programa Nacional de Proyectos de Investigación Fundamental, en el marco del VI Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011.