XV JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE

COSTAS Y PUERTOS

Málaga, 8 y 9 de mayo de 2019

TORREMOLINOS HOTEL MELIÁ SOL PRÍNCIPE

www.costasypuertos2019.com

XV Jornadas españolas de ingeniería de

Costas y Puertos

Málaga, 8 y 9 de mayo de 2019

Editora científica
M. Esther Gómez-Martín

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Congresos UPV

XV Jornadas españolas de ingeniería de Costas y Puertos

Editora científica
M. Esther Gómez-Martín

© de los textos: los autores

© imagen de portada: Autoridad Portuaria de Málaga

© 2022, Editorial Universitat Politècnica de València
www.lalibreria.upv.es / Ref.: 6030_02_01_01

ISBN: 978-84-9048-736-5

La Editorial UPV autoriza la reproducción, traducción y difusión parcial de la presente publicación con fines científicos, educativos y de investigación que no sean comerciales ni de lucro, siempre que se identifique y se reconozca debidamente a la Editorial UPV, la publicación y los autores. La autorización para reproducir, difundir

o traducir el presente estudio, o compilar o crear obras derivadas del mismo en cualquier forma, con fines comerciales/lucrativos o sin ánimo de lucro, deberá solicitarse por escrito al correo edicion@editorial.upv.es.

XV JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE

COSTAS Y PUERTOS

Málaga, 8 y 9 de mayo de 2019

TORREMOLINOS HOTEL MELIÁ SOL PRÍNCIPE

COMITÉS

Comité Permanente

Ana Patricia García Fletcher, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar

Gonzalo Gómez Barquín, Puertos del Estado

M. Esther Gómez Martín, Universitat Politécnica de Valencia

Jose Manuel González Herrero, ACCIONA Ingeniería, S.A.

Jose María Grassa Garrido, CEDEX

Josep Ramon Medina Folgado, Universitat Politécnica de Valencia

Raúl Medina Santamaría, Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria

Adolfo Uriarte Villalba, Azti Tecnalia

Comité Organizador

Presidentes

D. Paulino Plata Cánovas, Presidente de la Autoridad Portuaria de Málaga

Ángel González Castiñeira, Jefe Demarcación de Costas de Andalucía Mediterráneo (Málaga)

Vocales

D. Jose Moyano Retamero, Director de la Autoridad Portuaria de Málaga

D. Manuel Bejar Luque, Jefe del Servicio de Proyectos y Obras de la Demarcación de Costas

D. Juan José Valero Guerra, Jefe del Servicio de Actuación Administrativa de la Demarcación de Costas

D. Ángel García Vidal, Representante en Málaga del Colegio de Caminos Canales y Puertos

XV JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE

COSTAS Y PUERTOS

Málaga, 8 y 9 de mayo de 2019

TORREMOLINOS HOTEL MELIÁ SOL PRÍNCIPE

TEMAS

Las Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos son unos encuentros bienales, de carácter científico-técnico, que reúnen a los mejores expertos, nacionales e internacionales tanto de las universidades como de las administraciones y empresas, en los que se abordan a través de Ponencias y Sesiones de Pósters temas de máximo interés, relacionados con las infraestructuras portuarias y con la gestión y protección del litoral.

Las decimoquintas Jornadas se celebrarán en Torremolinos y su organización ha sido asumida por un comité local que trata de representar a los diferentes sectores involucrados, como son la Autoridad Portuaria de Málaga, la Demarcación de Costas de Andalucía Mediterráneo (Málaga) y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Queremos además que en estas Jornadas estén presentes las instituciones y entidades colaboradoras más relevantes en las actuaciones que se llevan a cabo en la zona portuaria y costera y que puedan, a través de la exposición comercial, estar presentes y en contacto con los asistentes. Con una asistencia prevista de más de 400 profesionales del sector, sin duda la edición de estas Jornadas va a ser un punto de encuentro imprescindible durante el año 2019.

Para las XV Jornadas se ha elegido un tema de plena actualidad denominado "Planificación espacial marina y estrategia marina europea". El objetivo es recibir trabajos dirigidos hacia el estudio de la ordenación del espacio marítimo y las Estrategias Marinas como instrumento de planificación del medio marino, que permitan lograr o mantener un buen estado ambiental del medio marino a más tardar en el año 2020.

Clima Marítimo. Oceanografía Física

Medio Ambiente, Vertidos y Calidad del Agua Marina

Obras y Estructuras Marítimas

Procesos Litorales y Actuaciones en la Costa

Planificación y Gestión de Puertos

Gestión del Litoral

Riesgos de Inundación y Cambio Climático

Planificación Espacial Marina y Estrategias Marinas Europea

XV JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE COSTAS Y PUERTOS

Málaga, 8 y 9 de mayo de 2019

TORREMOLINOS HOTEL MELIÁ SOL PRÍNCIPE

PROGRAMA

MARTES 7 DE MAYO 2019

18:00-19:30h.	Recogida de documentación

MIÉRCOLES 8 DE MAYO 2019

08:00-09:00h.	Recogida de documentación
09:00-09:30h	Conferencia Inaugural
09:30.11:10h.	**Sesión 1** (5 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
11:10-11:40h.	Pausa Café
11:40-13:40h	**Sesión 2** (6 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
13:40-16:00h.	**Comida**
16:00-17:40h.	**Sesión 3** (5 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
17:40-18:00h.	Pausa Café
18:00-19:00h.	**Sesión 4** (3 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)

JUEVES 9 DE MAYO 2019

09:00-11:00h.	**Sesión 5**
11:00-11:30h.	Pausa Café
11:30-13:30h.	**Sesión 6**
13:30-14:00h.	**Conferencia de Clausura**
14:30-16:00h.	**Comida**
16:30-18:00h.	Visita Técnica. Puerto de Málaga

Inscripción: www.costasypuertos2019.com

Índice

I. SESIÓN 1: 08/05 9:30-11:10

1.1. Formulaciones obras marítimas I (Sala Plenaria: Andalucía)

1.1.1. Métodos probabilísticos nivel II y III en ingeniería marítima. Una aproximación didáctica basada en la interpretación gráfica del problema

Gabriel Chamorro Sosa; Juan José Muñoz Pérez; Vicente Negro Valdecantos; Pablo Cabrera Martínez; Antonio Contreras del Villar; Gregorio Gómez Pina

1.2. Nuevos avances obras marítimas (Sala Mijas)

1.2.1. Sustitución de armadura por fibras de acero en cajones de hormigón para obra marítima

Miguel Figueres Moreno; Joaquín M. Garrido Checa; Lisardo M. Fort Alarcón; Pedro Serna Ros

1.2.2. Comportamiento de pantallas en voladizo en arcillas rígidas sometidas a las cargas cíclicas de mareas

Gonzalo Gómez-Burgaz; Manuel Jesus Bueno-Aguado; Félix Escolano-Sánchez; Jose Flors

1.2.3. Criterios de selección para el buque de proyecto en obra marítima. Parámetros habituales para caracterizarlo

Ismael Verdugo Segovia; Raúl Atienza Martin; Carlos Cal Baudot; José Ramón Iribarren Alonso

1.3. Vigilancia y control ambiental (Sala Ronda)

1.3.1. Control de la turbidez en actuaciones de alimentación de playas

María Auxiliadora Jordá Guijarro; Francisco Asís Luna Martinez; Carlos Antonio Villena Hernández

II. SESIÓN 2: 08/05 11:40-13:40

2.1. Formulaciones obras marítimas II (Sala Plenaria: Andalucía)

2.1.1. Influencia del caudal medio de rebase sobre la estabilidad de los espaldones

Jorge Molines Llodra; María P. Herrera; Josep R. Medina

2.1.2. Variabilidad intrínseca en el comportamiento de los diques rompeolas

Miguel Ángel Losada Rodríguez; Pilar Díaz Carrasco; Mª Victoria Moragues Gómez

2.1.3. Diseño de diques de escollera con oleaje limitado por fondo

María P. Herrera Gamboa; Josep R. Medina; M. Esther Gómez Martín

2.1.4. Semejanza dinámica de los diques en talud: 2D re-análisis

Pilar Díaz Carrasco

2.1.5. Sobre el máximo remonte y rebase potencial en diques rompeolas

María Victoria Moragues Gómez

2.2. Ensayos obras marítimas (Sala Mijas)

2.2.1. Ensayos en modelo físico para el estudio del comportamiento frente al rebase del dique del puerto de Playa Blanca (Lanzarote)

Alberto López Pecharroman; José María Valdés Fernández de Alarcón; Jose Lozano Pedroche; María Fátima Rodríguez de Segovia Saez

2.2.2. Diques exentos construidos sólo con elementos prefabricados de hormigón

Josep R. Medina; M. Esther Gómez-Martín; Patricia Mares Nasarre; Itxaso Oddériz; Edgar Mendoza; Rodolfo Silva

2.2.3. Influencia de la pendiente de fondo sobre la seguridad de los peatones en la coronación de diques en talud a rotura por fondo

Patricia Mares Nasarre; M. Esther Gómez-Martín; Josep R. Medina

2.3. Dispersión de hidrocarburos, plásticos y contaminantes (Sala Ronda)

2.3.1. Simulación del posible origen de vertidos sólidos aparecidos en las playas de San Andrés y Misericordia de Málaga

Jorge Rey Díaz de Rada; Simone Sammartino; Jesús García Lafuente; Clemente Palacios Moreno

2.5. Proyecto SAMOA-2 (Sala Marbella)

2.3.2. Proyecto SAMOA-2: Módulos de agitación, ondas largas y rebase, descripción general

Beatriz Rodríguez; Gabriel Díaz Hernández; Javier López Lara; Antoni Tomás Sampedro; María F. Álvarez de Eulate; Raúl Medina Santamaría; Enrique Álvarez Fanjul; Begoña Pérez Gómez; José María García Valdecasas

2.3.3. Nuevas herramientas para la predicción del riesgo en áreas operativas de interés

Álvaro Campos Duque; Rafael Molina Sánchez; David Rodríguez Lorenzo; Javier García-Valdecasas Bernal; Alberto Rodríguez Moreno; José María Terrés-Nícoli; Marta de Alfonso Alonso-Muñoyerro; Enrique Álvarez Fanjul

III. SESIÓN 3: 08/05 16:00-17:40

3.1. Planificación y riesgos portuarios (Sala Mijas)

3.1.1. OptiPort: Hacia una óptima planificación portuaria. Aplicación al puerto de Algeciras

Rafael García-Morales; Francisco de los Santos; Ángel Pinillas; Pablo Rodríguez; Javier Marino; Izaskun Benedicto

3.1.2. Sistemas operacionales 2.0 de ayuda a la gestión costera y portuaria: arquitectura, métodos, mejoras e historias de éxito

Gabriel Díaz Hernández; Antonio Tomás Sampedro; Javier López Lara; Beatriz Rodríguez; María F. Álvarez de Eulate

3.1.3. Análisis de riesgos náuticos para buques metaneros en navegación. Evaluación de la frecuencia de accidente (colisión o varada)

Carmen Ayuso Bernaola; Raúl Redondo Monte; Raúl Atienza Martín

3.2. Actuaciones en la costa (Sala Almudaina)

3.2.1. Protección marítima de los Fuertes de San Fernando de Bocachica y San José en Cartagena de Indias (Colombia)

Jose Alberto González Escrivá; Paloma Serrano Núñez; María Piedad Herrera Gamboa; José Serra; Pedro Calderón; Joaquín Catalá

3.2.2. Reparación de la pasarela peatonal de Xubia (TT.MM. Neda y Narón)

Carlos Gil Villar; Rafael Eimil Apenela; Manuel Puente Veiga; Jose Antonio Gonzalez Meijide

3.3. Gestión y planificación del litoral (Sala Ronda)

3.3.1. Ampliación del estudio geofísico marino hasta profundidad de 100m entre el puerto de Barcelona y Portbou

Ana García Fletcher; Galo Díez Rubio

3.3.2. Control social de la tecnología. Implantación de estructuras marítimas en la Estrategia Sur de Castellón

Leonardo Monzonís Forner; Fernando Pérez Burgos; Maria Josefa Solernou Sanz

3.3.3. Iniciativas Blue Economy en puerto. Puerto de Motril

Mónica Ruiz Seisdedos

3.4. Cambio climático (Sala Marbella)

3.4.1. Ejemplos actuales de problemas costeros asimilables al cambio climático

Jose Manuel de la Peña Olivas; Jose Francisco Sánchez González

IV. SESIÓN 4: 08/05 18:00-19:00

4.1. Actuaciones portuarias (Sala Plenaria: Andalucía)

4.1.1. Análisis de viabilidad náutica de la propuesta de reordenación de los puestos de amarre de la Marina Port Tarraco

Alba Beltrán Alacreu; Raúl Atienza; Carmen Rodríguez; Carlos Cal; Marc Colls

4.2. Ensayos playas (Sala Almudaina)

4.2.1. Ensayos en modelo físico de la situación actual y alternativas de la Bocana y Playas de Suances

César Vidal Pascual; German Aragón Caminero; Andrés Mendoza Muzinaga; Álvaro Álvarez Vázquez; Kalin Nikolov Koev

4.2.2. Estudio en modelo físico 3D de las obras para la corrección de la erosión en la segunda playa del Sardinero (Santander)

José Francisco Sánchez González; Melva Martín Hidalgo

4.3. Conservación de recursos marinos (Sala Ronda)

4.3.1. Conservación de recursos marinos en Centroamérica y la actuación en la reserva marina South Water Caye, Belice

Juan Piñero Coloma; Aina Hernandez Mascarell

V. SESIÓN 5: 09/05 9:00-11:00

5.1. Obras marítimas I (Sala Plenaria: Andalucía)

5.1.1. Construcción del espigón central de la ampliación del puerto de Bilbao en el Abra Exterior (1ª Fase)

Vicente Pardo de Gregorio

5.1.2. Solución de nueva viga cantil para muelle 11 del puerto de Alicante

Joaquín De Maria Garrido Checa; Ángela Pérez; Sara García

5.1.3. Adecuación muelle de raíces para nuevos tráficos en el puerto de Avilés

Eloy Pita Olalla; Mario Sánchez-Barriga Marín; Olga Sánchez Luzón

5.1.4. Nueva terminal de GNL en el mar Rojo (Sudán)

Alfonso Capote García; Marta Contreras González-Rosell; Daniel Zamora Serrano

5.1.5. Retos de la terminal de contenedores de Galati. Rumanía

Natividad Sanchez López; Eva Coba Castro; Marta Contreras González-Rosell

5.1.6. Ampliación del puerto de Hanstholm (Dinamarca) con Cubipod

Antonio Corredor Molguero; Santiago Povedano Marcos; Vicente Pardo de Gregorio

5.2. Planificación y gestión de puertos II (Sala Mijas)

5.2.1. Estudio de soluciones para mejorar la operatividad y la respuesta del barco atracado en la dársena de África (Puerto de Las Palmas)

Eva Romano Moreno; Gabriel Díaz Hernández; Beatriz Rodríguez; Javier López Lara; Fermín Ortega

5.2.2. Modelos de predicción de movimientos de buques atracados en el Puerto de la Bahía de Algeciras

José Ramón Iribarren; Luis López; Juan Carlos Carmona; Eva Herradón

5.2.3. Modelo físico de agitación, onda larga y barcos atracados. Ampliación exterior del puerto de Melilla

Diana de la Lama Jiménez; Antonio Baonza González; José María Valdés Fernández de Alarcón; Luis J Ayala Navarro

5.3. Procesos litorales (Sala Almudaina)

5.3.1. Un parámetro de diseño para perfiles de playa apoyados en laja rocosa. Metodología aplicada a Cádiz

Antonio Contreras de Villar; Gregorio Gómez Pina; Juan José Muñoz Pérez; Francisco Contreras; Gabriel Chamorro; Pablo Cabrera

5.3.2. Regeneración costera mediante perfiles apoyados sobre rellenos

Roberto Díaz Sánchez; José Santos López Gutiérrez

5.3.3. Impacto de temporales en la evolución a largo plazo de playas en el entorno del Abra de Bilbao

Agustín Sánchez-Arcilla; Jose A. Jiménez; Herminia I. Valdemoro; Irati Epelde; Manuel González; Pedro Liria; Alberto Ojanguren

5.4. Gestión y planificación del litoral (Sala Ronda)

5.4.1. Diseñando en el medio litoral: Singularidades y reflexiones de un ingeniero funcionario de costas

Gregorio Gómez Pina

5.4.2. El método de proyectación con el paisaje 10 años después

Ana María Castañeda Fraile

VI. SESIÓN 6: 08/05 11:30-13:30

6.1. Obras marítimas II (Sala Plenaria: Andalucía)

6.1.1. Últimas actuaciones de SATO en el desarrollo del puerto de Las Palmas: muelles interiores y explanada sur de Santa Catalina

Santiago Povedano Marcos

6.1.2. Refuerzo del dique de abrigo del puerto de Cala Rajada (Mallorca)

Francisco Javier Escartín García; Sergi Solera Armengol; Antonio Tomás Sampedro; Francisco Jaime Fernández; Javier López Lara

6.1.3. Protección costera de una carretera sobre el mar. Cebú-Córdova (Filipinas)

Elena Quevedo Baquerizo; Marta González Coderch; Xavier Ametller Malfaz; Silvia Troiteiro Arroyo; José Ignacio Díaz de Argote

6.2. Energías marinas y parques eólicos (Sala Mijas)

6.2.1. Estudios del subsuelo marino mediante técnicas geofísicas y ensayos geotécnicos para parques eólicos offshore e interconexiones eléctricas

Amadeu Deu Lozano; Marcelo Devincenzi Fabetti; Rafael Nicolás Del Castillo; Rubén Sánchez Marín

6.2.2. Energía azul en los puertos: parque eólico marino en Granadilla

Javier Abanades Tercero; Javier Ignacio Mora Quintero; Santiago Yanes; José Landete Pascual

6.2.3. Ensayos en modelo físico del aerogenerador flotante de 5MW TELWIND

César Gutiérrez Revilla; Jose Luis Fernández Bejarano; Sergio Hernández; Mª Eugenia Prieto Estévez; Jose Lozano Pedroche

6.4. Gestión de dragados y vertidos (Sala Ronda)

6.4.1. Alternativas de gestión del material de dragado "contaminado" según nuevas DGMD: Análisis multicriterio. Aplicación al puerto de Avilés

Olga Mª Sánchez Luzón; Alejandro Varas González; Rubén Marín Gallego

6.4.2. Estudio numérico de la reducción de emisiones en la terminal de carbón de Tarragona. Medidas adoptadas por la Autoridad Portuaria

María Jesús Martín Soldevilla; Melva Martín Hidalgo; Ana Lope Carvajal; Joan María Basora Robert; Carles Segura Ballesté

6.4.3. I+D+i en el Sistema de Control Medioambiental para la descarga de graneles abierto en el puerto de Alicante

Sara García Hernández; Juan Antonio Ochando Pinto; Javier Jerez Escolano

6.5. Oceanografía física (Sala Marbella)

6.5.1. Sistema para el análisis en tiempo real de las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia en el sistema portuario español

Javier García-Valdecasas Bernal; Rafael Molina Sánchez; Begoña Pérez Gomez; Alberto Rodríguez Moreno; David Rodríguez Lorenzo; Jose María Terrés Nicoli; Enrique Álvarez Fanjul; Francisco J. de los Santos Ramos; Pablo Rodríguez-Rubio Mediavilla

6.5.2. Tendencias climáticas de las amplitudes y fases mareales de las observaciones de los mareógrafos en la costa española

Manuel Cobos; María de los Ángeles Serrano García; Marta Marcos; Begoña Pérez Gómez; Manuel Díez Minguito

6.5.3. Análisis de los cambios de densidad en el estuario del río Guadalquivir mediante la Anomalía Longitudinal de la Energía Potencial (ALEP)

Manuel Cobos; Asunción Baquerizo; Manuel Díez Minguito; Miguel Á. Losada

VII. PÓSTERS

7.1. Gestión integrada del litoral

7.1.2. La conquista del mar. Comparación de rellenos portuarios entre España y Japón

Mario Martín Antón; José María del Campo Yagüe; Jorge Luengo Frades; Vicente Negro Valdecantos

7.3. Procesos Litorales y Actuaciones en la Costa

7.3.1. Estimación de los efectos del cambio climático de la amplitud y fase mareal en la elevaciones y salinidad del estuario del río Guadalquivir

Manuel Cobos; Reyes Siles Aljamil; María de los Ángeles Serrano-García; Manuel Díez Minguito

7.3.2. Monitorización de la evolución de un sistema duna-playa mediante RPAS

José Ignacio Pagán Conesa; Isabel López Úbeda; Luis Aragonés Pomares; Luis Bañón Blázquez

Métodos probabilísticos nivel II y III en Ingeniería Marítima. Una aproximación didáctica basada en la interpretación gráfica del problema

Chamorro, G.[1]; Muñoz-Pérez, J.J.[2]; Negro, V[3]; Cabrera, P.[2]; Contreras, A.[2]; Gómez-Pina,G.[2]
[1]ETSI Universidad de Sevilla, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería. Camino de los Descubrimientos S/N, 41092. Sevilla. gchamorro1@us.es .[2]Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. juanjose.munoz@uca.es, antonio.contreras@uca.es, pablo.cabrera@acoport.es . [3]ETSICCP UPM Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario, Campus Ciudad Universitaria, C/ Profesor Aranguren, 3, 28040. Madrid. vicente.negro@upm.es

Resumen

En la presente ponencia se realiza un enfoque sencillo e introductorio de la aplicación de los métodos probabilísticos Nivel II y III en ingeniería Marítima. Se trata intencionadamente el problema bivariado por su sencilléz pedagógica e interpretación gráfica del problema.

Palabras clave: *Nivel II, Nivel III, métodos probabilísticos, ROM 0.0.*

1. Introducción

En el año 2001, Puertos del Estado (www.puertos.es) publicó la ROM 0.0 "*Criterios Generales y Bases de Cálculo*". Este documento incluye los métodos probabilísticos de Nivel II y III en la verificación de los modos de fallo de las obras marítimas y portuarias. Este cambio normativo en España se sitúa muy en la línea de los Eurocódigos (*Eurocódigo 0. Bases de Proyecto*).

Desde ese momento, las obras marítimas con índices ISA (Índice de repercusión social y ambiental) e IRE (Índice de repercusión económica) altos, deben ser comprobadas mediante la aplicación de métodos probabilísticos, conceptualmente muy diferentes a los denominados como métodos de Nivel I. Esto supone para el sector un choque frontal con la costrumbre y el "espacio de confort" de los métodos de cálculo y diseño deterministas o semiprobabilísticos (Métodos de Nivel I).

La generalización de los métodos deterministas o de cálculo en Nivel I, con empleo de coeficientes de seguridad parciales o globales (empleado en normativas como: EHE, EAE, CTE, …etc.), esconde el significado real del coeficiente de seguridad y su íntima relación, aunque no explícita, con el concepto de probabilidad de fallo, base de los cálculos probabilistas del programa ROM.

Han pasado ya casi dos décadas desde la aparición de la ROM 0.0 y seguimos encontrándonos al sector de la ingeniería civil con una importante laguna formativa en la aplicación de métodos probabilistas de diseño y en teoría estadística y probabilidad, en general.

Observamos en nuestras aulas en la universidad el "terror" de los alumnos cuando se enfrentan con temas de probabilidad e inferencia estadística, en materias tan importantes para el ingeniero civil como la hidrología o el cálculo estructural. A ello se une la dificultad inherente de las disciplinas matemático-estadísticas, el cálculo probabilístico y las lagunas formativas de los ingenieros civiles en general en estas materias. Desde la Universidad estamos logrando introducir muy poco a poco los métodos probabilísticos en el diseño ingenieril, aunque para una implantación completa y efectiva hace falta un relevo generacional en nuestras escuelas, en el que nos incluimos.

No obstante, hemos comprobado que la docencia de esta materia de forma rigurosa pero desenfadada y ***clarificándola con la interpretación gráfica del problema*** en modelos probabilísticos bivariados es, por propia experiencia docente, una sólida base para inducir el cambio de mentalidad.

Cuando un alumno observa gráficamente la forma de la campana gaussiana en 3D y el corte de la misma con la superficie de fallo $Z = g(X_1, X_2)$, asume y asienta rápidamente los conceptos de probabilidad de fallo, punto de diseño, correlación de variables, transformación de variables aleatorias, etc. Además visualiza y comprende un concepto de vital importancia: *la conveniencia de linealizar la función de fallo para la aplicación del Nivel II* (desarrollos en serie de Taylor de primer orden,…etc.).

Una vez que se ha logrado visualizar un problema, en sí muy árido, es suficiente el conocimiento de algún lenguaje de programación (MATLAB, EXCEL, C++, FORTRAN, PYTHON, etc.) que permita crear códigos sencillos y flexibles que sistematicen el cálculo para su aplicación directa al ejercicio real de la Ingeniería marítima.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

1. El problema de laguna formativa del sector

La aplicación de métodos probabilistas en ingeniería no es algo nuevo. Ya en la década de los 70, los profesores Benjamin y Cornell, por poner una referencia imprescindible en la aplicación de estos métodos en ingeniería civil, hicieron un comentario de gran importancia y visión:

"The need for writing such a book is a result of the unusual status of probability and statistics in civil engineering".

Por tanto, se trata de un problema que viene de largo y no es únicamente de la ingeniería civil española, sino que parece una tónica a nivel mundial.

Podemos concluir, de forma general, que el sector se ha acostumbrado al espacio de confort que ofrecen los métodos de Nivel I y que es reacio al cambio de mentalidad. Esta actitud, muy humana por otra parte, la hemos visto en otros muchos casos de la ingeniería. A esto se suma el hecho innegable de la complicación para obtener las funciones de distribución de las variables aleatorias en campos tan importantes como la Geotecnia. El conocimiento de estas funciones de distribución son la base y condición "sine qua non" para la aplicación de los métodos probabilistas de Nivel II y III.

La resistencia al cambio está también provocada por la laguna formativa del sector en temas esenciales como la teoría de probabilidades, la teoría estadística y los métodos de inferencia estadística. En la opinión personal de los autores, si estas materias fueran reforzadas en las escuelas de ingeniería con un enfoque más práctico (Muñoz-Perez et al. 2010; Chamorro et al, 2016 y 2018), se estaría dando un paso de gigante en la implantación definitiva de los métodos probabilísticos en el ejercicio de la ingeniería civil.

2. Interpretación gráfica del problema como objetivo didáctico

Se pretende demostrar aquí cómo con el desarrollo de ejemplos muy sencillos y reduciendo intencionadamente el problema al caso de dos variables aleatorias (problema bivariado), independientes o correlacionadas, pueden visualizarse e interpretarse los conceptos clave del cálculo probabilístico en Nivel II y III, de forma intuitiva, clara y eficaz. El aparato matemático subyacente es, en este caso, un aspecto secundario, y sin ánimo de trivializar un problema difícil de por sí, no deja de ser un simple trabajo de "fontanería" matemática al alcance de cualquier ingeniero civil.

Se pretende contestar y mostrar de forma gráfica una serie de cuestiones esenciales en cálculo probabilístico, como son las siguientes:

- ¿Cómo es la forma de una función normal bivariada cuando las variables aleatorias son independientes y cuando no lo son? ¿Se puede visualizar gráficamente esta diferencia?
- ¿Cuál es el objetivo de transformar las variables aleatorias normales $N[\mu, \sigma]$ en otras estándar $N[0, 1]$?
- ¿Por qué es necesario en los cálculos de Nivel II convertir las variables aleatorias correlacionadas en otras independientes y estándar? ¿Qué consecuencias tiene esta transformación en la forma de la campana de Gauss resultante de la transformación?
- En el caso anterior ¿Por qué se dice que el coeficiente de fiabilidad $\beta = \mu/\sigma$ es la distancia de un punto a una recta? ¿Puede interpretarse gráficamente esta aseveración? ¿Cómo?
- ¿Cómo se interpreta gráficamente el concepto de función de fallo y probabilidad de fallo?
- ¿Qué es el punto de diseño y cómo se visualiza gráficamente?
- ¿Por qué resulta tan útil linealizar la función de fallo alrededor del punto de diseño?
- ¿Cómo es la sistemática de cálculo iterativo en Nivel II para la obtención del punto de diseño y la probabilidad de fallo mediante el algoritmo de Newton-Raphson? ¿Puede visualizarse e interpretarse gráficamente este proceso iterativo?
- ¿Por qué suele ser habitual comenzar los cálculos iterativos partiendo de los valores medios de las variables aleatorias?
- ¿Por qué los métodos de Nivel II son sólo una aproximación al cálculo de la probabilidad de fallo? ¿Puede visualizarse esta afirmación?
- ¿Cómo se interpreta gráficamente el concepto del coeficiente de sensibilidad α_i?
- ¿Qué es una simulación de Montecarlo en métodos de Nivel III?

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- ¿Por qué decimos que una simulación de Montecarlo en Nivel III da valores "exactos" de la probabilidad de fallo y en Nivel II sólo obtenemos una aproximación?
- ¿Por qué no puede obtenerse el punto de diseño en una simulación de Montecarlo y sí en un cálculo en Nivel II?
- … etc.

En los próximos apartados se realizarán una serie de ejemplos de cálculo muy sencillos que darán contestación a todas estas preguntas esenciales.

3. Ejemplo didáctico de cálculo en Nivel II

En este apartado resolveremos un caso sencillo bivariado en Nivel II. Reiteramos la intencionalidad de los autores en la simplificación máxima del problema que permita a la audiencia interpretar gráficamente los resultados, aun a costa del rigor matemático subyacente. No se pretende en absoluto trivializar un problema, ya complicado de por sí, sino acercarlo al lector de forma didáctica[1].

Hemos probado esta metodología en nuestras clases, obteniendo resultados satisfactorios. Observamos que la visualización e interpretación gráfica previa de un caso sencillo sitúa al alumno en modo "no temor", permitiéndole posteriormente ser capaz de resolver problemas complejos empleando herramientas informáticas de cálculo simbólico como Matlab®.

El ejercicio propuesto se basa en la aplicación del ajuste con datos de campo del número de estabilidad (N_s) adimensional de piezas de protección de mantos de diques propuesto por Van der Meer (1995).

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}}$$

Siendo:

- N_s parámetro de altura de ola adimensional o número de estabilidad adimensional.
- H_s la altura de ola significante [m].
- Δ el coeficiente adimensional de densidades del material de bloque (γ) y del agua del mar (γ_w):

$$\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1$$

- D_{n50} el tamaño medio del bloque [m].

Entre los años 1994-2000, Negro y Varela presentan un ajuste del valor de N_s con datos de campo obtenidos de más de 100 diques de tipología rompeolas en la cornisa cantábrica española, con piezas de tipo masivo (bloques y escolleras) y que han presentado un comportamiento correcto desde su construcción. En el siguiente cuadro sólo se muestran 20 diques estudiados que servirán para nuestro ejemplo.

[1] Este ejemplo no debe ni puede considerarse de aplicación a un caso de diseño real en Ingeniería Marítima. Se insiste en su valor únicamente didáctico. La ROM 0.0 incluye ejemplos resueltos en Nivel II de gran rigor matemático y conceptual que deben utilizarse como referencia en la práctica profesional, una vez que el ingeniero ha profundizado en el estudio y la aplicación de métodos probabilísticos en ingeniería.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Tabla 5.15. APROXIMACIÓN TEÓRICA DE DIQUES EN TALUD EN ESPAÑA [19]

NOMBRE DEL DIQUE	PESO DEL MANTO EXTERIOR, t	DIÁMETRO NOMINAL, m	ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE, m	PARÁMETRO DE ALTURA DE OLA ADIMENSIONAL, -
Hondarribia	9 t	1,50 m	5,00 m	2,04
Orio	13 t	1,66 m	5,85 m	2,02
Getaria	20 t	1,96 m	6,63 m	2,12
Bermeo, 1º	50 t	2,75 m	7,13 m	1,93
Bermeo, 2º	85 t	3,30 m	9,00 m	2,03
Bilbao	150 t	4,00 m	10,10 m	1,88
Lastres	40 t	1,955 m	6,80 m	1,98
Gijón	120 t	3,70 m	9,60 m	1,94
Candás	27 t	2,25 m	4,95 m	1,64
Pravia	125 t	3,70 m	8,75 m	1,77
Cudillero	60 t	2,92 m	8,00 m	2,04
Burela	72 t	3,10 m	7,45 m	1,79
San Ciprián	90 t	3,35 m	8,90 m	1,98
Cillero	28 t	2,25 m	6,25 m	2,06
Cariño	12 t	2,05 m	5,00 m	1,96
Malpica	120 t	3,68 m	10,70 m	2,16
Lage	20 t	2,05 m	5,00 m	1,96
Finisterre	15 t	1,85 m	5,00 m	2,09
Zurriola	45 t	2,55 m	8,20 m	1,96
Langosteira	150 t	4,00 m	11,00 m	2,05

Fig. 1. Fuente: "Diseño de Diques Rompeolas". Negro y Varela (2008)

Observando los valores de campo del número de estabilidad, se observa la variación aleatoria del monomio adimensional alrededor del valor $N_s \approx 2$, que puede considerarse como un excelente ejemplo de "número gordo" para cálculos y encajes preliminares.

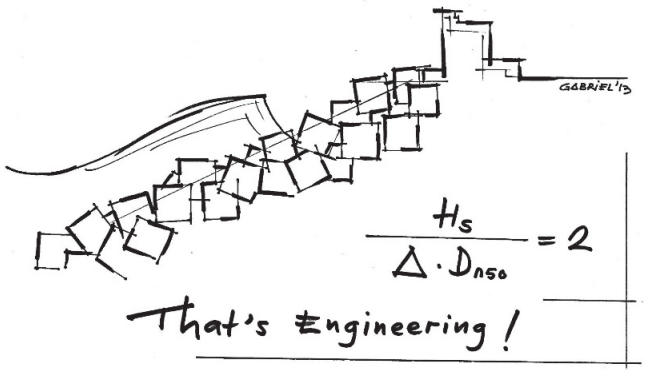


Fig. 2. Ajuste del monomio adimensional de Negro(2008) para el caso de piezas masivas

Enunciado del ejemplo:

Empleando el ajuste de Negro y Varela, se pretende obtener el valor de la probabilidad de fallo y punto de diseño de una obra de un dique de tipología rompeolas con piezas cúbicas de hormigón en masa para protección de su manto principal, dimensión del bloque de D_{n50} = 2,50 m y peso específico del hormigón de γ = 2,40 T/m^3, considerando estos dos parámetros (D_{n50} y γ) como variables deterministas, es decir, de valor fijo o no aleatorias.

$$\Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 = \frac{2{,}40}{1{,}03} - 1 = 1{,}33$$

Lo primero que necesitamos es definir la función de fallo Z que relaciona los términos de resistencia (R) y de solicitación (S). Cuando R > S el sistema es seguro y Z > 0. Cuando R < S el sistema falla y Z < 0. Cuando R = S estamos en el caso de estado límite con Z = 0.

$$Z = R - S$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

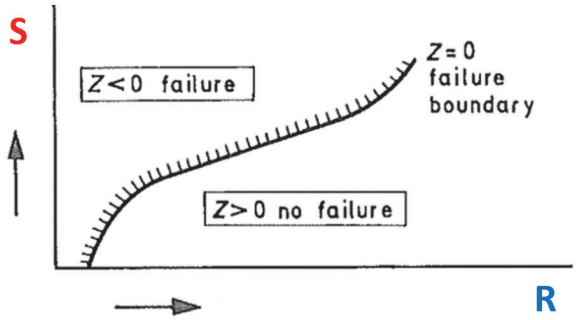


Fig. 3. Visualización gráfica de la función de fallo en términos de resistencia (R) y solicitación (S)

En este caso concreto, definiremos los conceptos de resistencia y solicitación en términos de altura de ola significante. Como término resistente tendremos la altura de ola resistida por el bloque de hormigón de dimensiones y peso específico conocidos (variables deterministas). Como término de solicitación tendremos el valor de la altura de ola significante medida en una boya situada en aguas profundas, asociada a un valor de periodo de retorno T_R y propagada hasta el punto de diseño del dique.

$$Z = N_s \cdot \Delta \cdot D_{n50} - (H_s)_{T_R}$$

Obsérvese, que de los cuatro parámetros que aparecen en la función de fallo Z, dos los consideramos como variables deterministas (D_{n50} y γ) y los otros dos como variables aleatorias (N_s y $H_{s,TR}$). Esta consideración se ha hecho intencionadamente para obtener un problema bivariado que pueda visualizarse gráficamente.

Para emplear una notación más acorde con la bibliografía técnica especializada, llamaremos X_1 a la variable aleatoria N_s y X_2 a la variable aleatoria $H_{s,TR}$. Se obtiene así la siguente función de fallo bivariada:

$$Z = 3{,}325 \cdot X_1 - X_2$$

La función de fallo obtenida es intencionadamente **lineal** en este ejercicio, por su carácter didáctico. Las importantes consecuencias de la linealidad de la función Z serán tratadas más adelante. Sólo avanzar aquí, que es algo esencial en el cálculo probabilítico en Nivel II y que si la función Z no fuera lineal debe linealizarse (desarrollos en serie de Taylor de primer orden alrededor del punto de diseño).

Es ahora el momento de realizar el ajuste estadístico de las variables aleatorias X_1 y X_2. Para ello, y únicamente por motivos didácticos y de claridad de exposición, supondremos que ambas variables aleatorias se distribuyen como nomales $N[\mu_i,\sigma_i]$, definidas por los parámetros de media (μ_i) y desviación típica (σ_i). En un caso real general, estas variables podrían distribuirse con cualquier otra función de distribución estadística (Weibull, Gumbel, lognormal,…etc.), en cuyo caso, necesitaríamos realizar transformaciones de estas variables a otras normales (p.ej. transformación de Rosenblatt. Ver ROM 0.0) para la aplicación de los métodos de Nivel II.

Para el caso de la variable X_1 disponemos de una muestra de 20 datos del ajuste de campo de Negro y Varela. Sin más justificación asumiremos que se distribuye como una normal, dado que en el valor del número de estabilidad intervienen numerosos factores (periodo, dirección del oleaje, ángulo del talud, porosidad del manto, Nº de olas activas del temporal, …etc.). Mediante métodos de inferencia estadística (método de los momentos, máxima verosimilitud, etc.) podemos obtener estimadores (e.g. Benjamin&Cornell. 2014) de los parámetros de media (μ_1) y desviación típica (σ_1) de la variable aleatoria X_1, en base a los n = 20 valores de la muestra x_i.

$$\mu = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i = 1{,}97$$

$$\sigma = \left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \mu)^2\right]^{\frac{1}{2}} = 0{,}125$$

$$\boldsymbol{X_1 \;\rightarrow\; N[1{,}97\,;0{,}125]}$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para el caso de la variable X_2 sabemos que es una variable extremal (p.ej. ajuste Weibull en boyas de Puertos del Estado). Por simplicidad, adoptaremos una distribución normal para esta variable, tomando un ejemplo de cálculo similar del Profesor Burcharth (1997). Suponemos que la altura de ola propagada hasta el dique está fuertemente limitada por efecto de rotura por fondo y que, por tanto, la variable altura de ola significante de diseño puede asimilarse a una normal. Tomaremos en este ejemplo la siguiente:

$$\boldsymbol{X_2 \;\rightarrow\; N[5\;;\;1,20]}$$

Las funciones de distribución estadística normales obtenidas para las variables aleatorias por separado se denominan funciones marginales. Al ser ambas normales, la distribución conjunta $f(X_1,X_2)$ será tambien una normal gaussiana bivariada con forma de campana en el espacio.

Si representamos esta campana gaussiana en planta mediante curvas de nivel, observaremos que éstas tienen forma de elipses cuyos semiejes no son en general paralelos a los ejes coordenados (X_1, X_2). De hecho, los semiejes de las elipses serán paralelos a los ejes coordenados únicamente cuando las variables aleatorias X_1 y X_2 no están correlacionadas. Precisamente, el giro de los semiejes de las elipses muestra de forma cualitativa el grado de correlación de ambas variables y como podría obtenerse una transformación de las variables correlacionadas a otras no correlacionadas con un simple giro de ejes.

El grado de correlación de las variables se obtiene mediante la matriz de covarianzas $\boldsymbol{\Sigma}$, que en el caso bivariado que estamos analizando es una matriz 2x2 que contiene los valores de las varianzas en la diagonal principal (σ_i^2) y la covarianza $cov[X_1,X_2]$ en el resto de posiciones. Cuando las variables no están correlacionadas ($cov[X_1,X_2]=0$) la matriz $\boldsymbol{\Sigma}$ es diagonal.

$$\boldsymbol{\Sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_1^2 & cov[X_1,X_2] \\ cov[X_1,X_2] & \sigma_2^2 \end{pmatrix}$$

$$\boldsymbol{x} = (x_1 \;\; x_2)$$

$$\boldsymbol{\mu} = (\mu_1 \;\; \mu_2)$$

$$N(\boldsymbol{x};\boldsymbol{\mu},\boldsymbol{\Sigma}) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{d}{2}}} \cdot |\boldsymbol{\Sigma}|^{-\frac{1}{2}} \cdot exp\left\{-\frac{1}{2}(\boldsymbol{x}-\boldsymbol{\mu})\boldsymbol{\Sigma}^{-1}(\boldsymbol{x}-\boldsymbol{\mu})^T\right\} \quad ; \quad d = 2\ (bivariado)$$

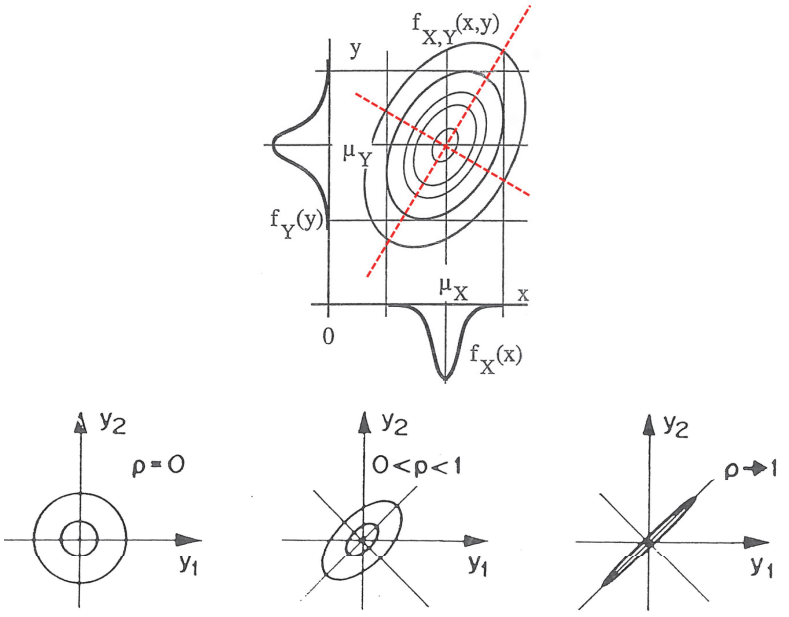


Fig. 4. Caso general de gaussiana bivariada con variables correlacionadas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Surge ahora la pregunta: ¿Están X_1 y X_2 correlacionadas? A priori, deberíamos pensar que no, pues N_s es precisamente un número que adimensionaliza la altura de ola significante concebido por Van der Meer para diseño de diques. No obstante, la comprobación de esta afirmación se realiza primero mediante el cálculo de la covarianza y del coeficiente de correlación (ρ), y posteriormente mediante una representación gráfica de los pares de valores muestrales del número de estabilidad y la altura de ola significante.

$$cov[X_1, X_2] = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_{1,i} - \mu_1)(x_{2,i} - \mu_2) = 0{,}031$$

$$\rho = \frac{cov[X_1, X_2]}{\sigma_1\, \sigma_2} = 0{,}12 < \mathbf{0,20}$$

El coeficiente de correlación ρ expresa el grado de correlación de las variables. Toma valores $-1 < \rho < 1$ y el valor $\rho = 0$ indicaría que las variables no están correlacionadas. En la práctica, se admite que las variables no están correlacionadas cuando $|\rho| < 0.20$, como es el caso. Por tanto, concluimos que en este caso X_1 y X_2 son variables aleatorias normales y no correlacionadas. Observemos esta aseveración de forma gráfica.

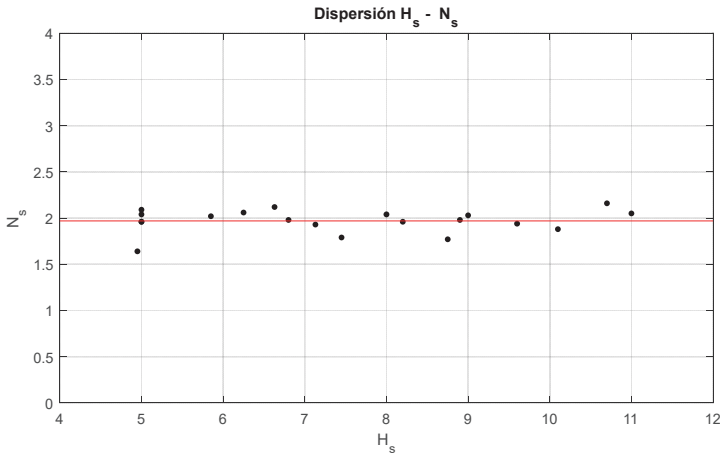


Fig. 5. Gráfico de dispersión de los valores muestrales. Se aprecia que las variables no están correlacionadas

Se aprecia claramente y de forma gráfica que los valores de N_s y H_s no están correlacionados y que los valores de N_s para cada valor de H_s oscilan aleatoriamente alrededor del valor medio próximo a $N_s \approx 2$.

En el siguiente gráfico se muestra la representación gráfica de la función gaussiana de distribución conjunta de las variables $f(X_1,X_2)$. Al tratarse de variables no correlacionadas, puede observarse que los semiejes de las elipses producidas por un corte horizontal de la función son paralelas a los ejes coordenados X_1 y X_2. La campana gaussiana tiene un máximo en el punto (μ_1, μ_2). Matemáticamente, esta forma se obtiene cuando la matriz de covarianza $\boldsymbol{\Sigma}$ es diagonal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

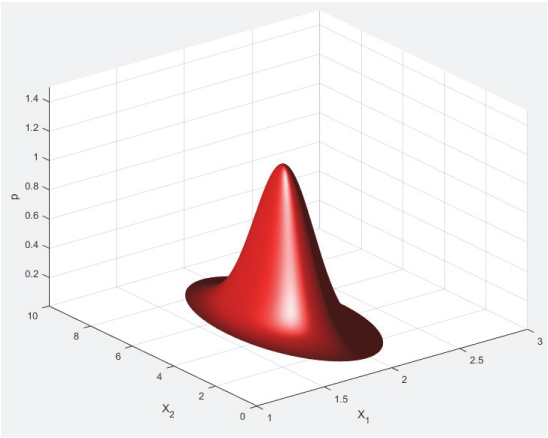


Fig. 6. Campana gaussiana de distribución conjunta de las variables f(X_1, X_2)

Si en el gráfico de la función gaussiana bivariada (figura 6) representamos la función de fallo Z, podremos observar las regiones de fallo y de no fallo. Nuestro objetivo será obtener la probabilidad de fallo P_f, que gráficamente se interpreta como el volumen de la campana que queda dentro de la región de fallo (Z < 0).

Por tanto, los métodos probabilísticos de Nivel II y III no son más que técnicas estadístico-matemáticas que nos permitirán obtener al menos una buena aproximación del volumen objetivo en la región de fallo.

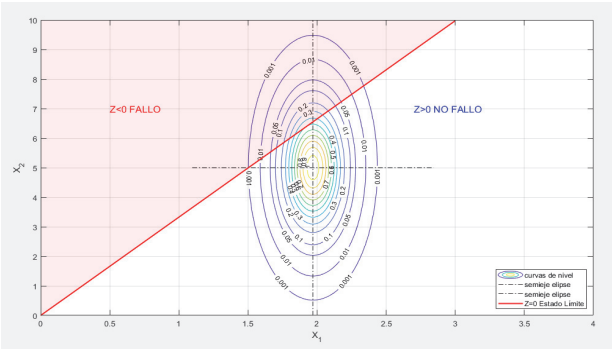


Fig. 7. Curvas de nivel de la campana gaussiana de distribución conjunta de las variables f(X_1, X_2) y región de fallo Z < 0

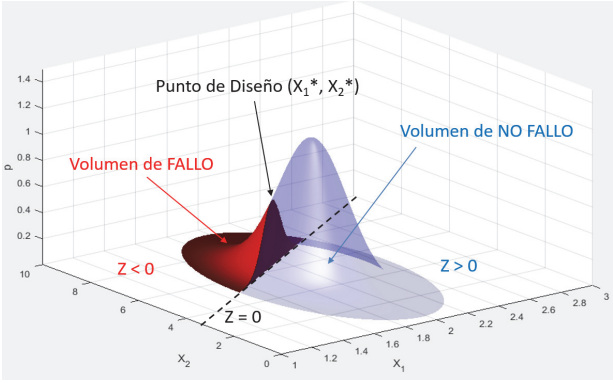


Fig. 8. Volúmenes de la campana gaussiana bivariada en la región de fallo Z < 0 (en rojo) y de no fallo Z > 0 (en azul)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En las figuras 7 y 8 se observa que la intersección de la campana gaussiana bivariada con la superficie Z = 0 da lugar a una curva también con forma de campana con un máximo, que representa el punto de máxima probabilidad de ocurrencia del fallo. A este punto se le denomina **punto de diseño** (x_1*, x_2*). La obtención de este punto es de crucial importancia cuando se emplean los métodos de Nivel I, pues a través de la comparación de este valor con los valores característicos de las variables es como se obtienen los coeficientes de seguridad parciales que empleamos comúnmente en normativas y códigos como EHE (2008).

Hagamos un breve resumen de los pasos dados hasta el momento:

- Función de fallo Z lineal en las variables aleatorias X_1 y X_2.
- Se ha supuesto que las variables X_1 y X_2 se distribuyen como normales $N[\mu_i,\sigma_i]$
- Se ha comprobado que las variables X_1 y X_2 son independientes.

Con estos tres ingredientes básicos ***la obtención de la probabilidad de fallo P_f es trivial***, pues cuando se cumplen, la variable aleatoria Z (función de fallo) también se distribuye como una normal $N[\mu_Z, \sigma_Z]$. Para el caso bivariado (aplicable al caso general con n variables aleatorias) se cumple:

$$Z = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 \quad (función\ de\ fallo\ LINEAL)$$

$$\mu_Z = a_0 + a_1 \cdot \mu_1 + a_2 \cdot \mu_2$$

$$\sigma_z^2 = a_1^2 \cdot \sigma_1^2 + a_2^2 \cdot \sigma_2^2$$

Anteriormente ya obtuvimos las distribuciones normales de las variables aleatorias X_1 y X_2 y la función de fallo:

$$X_1 \ \rightarrow \ N[1{,}97\,;0{,}125]$$

$$X_2 \ \rightarrow \ N[5{,}00\,;1{,}20]$$

$$Z = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 = 3{,}325 \cdot X_1 - X_2$$

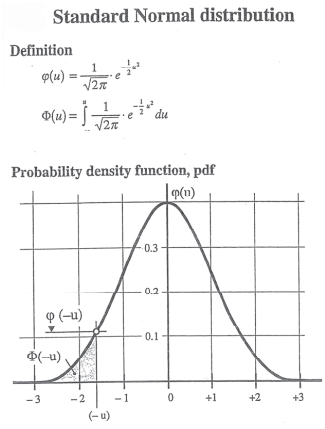
Por tanto, el cálculo de la media y la desviación típica de Z es inmediato:

$$\mu_Z = 0 + 3{,}325 \cdot 1{,}97 - 1{,}00 \cdot 5{,}00 = \mathbf{1,5503}$$

$$\sigma_z^2 = (3{,}325 \cdot 0{,}1248)^2 + (1{,}00 \cdot 1{,}20)^2 = \mathbf{1,2697}^{\ 2}$$

Conocida la distribución de la variable Z buscamos la probabilidad de fallo, es decir, la probabilidad de que Z < 0. Los valores tabulados de la función normal (ver Fig. 9) corresponden a los de la **normal estándar** de media μ = 0 y desviación típica σ = 1, N[0,1]. Por ello, debemos transformar la variable normal $N[\mu_Z, \sigma_Z]$ en una estándar N[0,1], mediante un simple cambio de variable.

$$\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}$$



u	Φ(– u)	φ(u)
.0	.500 00	.398 94
.1	.460 17	.396 95
.2	.420 74	.391 04
.3	.382 09	.381 39
.4	.344 58	.368 27
.5	.308 54	.352 07
.6	.274 25	.333 22
.7	.241 96	.312 25
.8	.211 86	.289 69
.9	.184 06	.266 09
1.0	.158 66	.241 97
1.1	.135 67	.217 85
1.2	.115 07	.194 19
1.3	.096 80	.171 37
1.4	.080 76	.149 73
1.5	.066 81	.129 52
1.6	.054 80	.110 92
1.7	.044 57	.094 05
1.8	.035 93	.078 95
1.9	.028 72	.065 62
2.0	.022 75	.053 99
2.1	.017 86	.043 98
2.2	.013 90	.035 48
2.3	.010 72	.028 33
2.4	.008 20	.022 40
2.5	.006 21	.017 53
2.6	.004 661	.013 58
2.7	.003 467	.010 42

Fig. 9. Función normal estándar N[0,1] tabulada

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Buscamos el valor de la probabilidad Z<0, es decir, el valor:

$$\Phi\left(\frac{Z-\mu_Z}{\sigma_z}\right)=\Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_z}\right)=\Phi(-\beta)$$

El parámetro β se conoce como **índice de fiabilidad**. En nuestro caso obtenemos:

$$\beta=\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}=\frac{1{,}5503}{1{,}2697}=1{,}2210$$

Por tanto, de los valores tabulados de la N[0,1] se obtiene directamente la probabilidad de fallo:

$$P_f=\Phi(-\beta)=\Phi(-1{,}2210)=0{,}111\quad(11{,}1\%)$$

La obtención del punto de diseño (x_1*, x_2*) se hace a través de los índices de sensibilidad α_i.

$$\alpha_i=\frac{\sigma_i}{\sigma_Z}\cdot a_i$$

$$\alpha_1=\frac{\sigma_1}{\sigma_Z}\cdot a_1=\frac{0{,}1248}{1{,}2697}\cdot 3{,}325=\mathbf{0{,}3268}$$

$$\alpha_2=\frac{\sigma_2}{\sigma_Z}\cdot a_2=\frac{1{,}20}{1{,}2697}\cdot(-1)=\mathbf{-0{,}9451}$$

Estos índices tienen la siguiente propiedad, con una interpretación geométrica muy interesante, que se explicará más adelante:

$$\sum\alpha_i^2=0{,}3268^2+(-0.9451)^2=\mathbf{1}$$

Sirva aquí solo como avance, que los índices de sensibilidad representan los cosenos directores del vector unitario que apunta hacia el punto de diseño cuando las variables aleatorias normales (X_1,X_2) se transforman en otras normales estándar (Y_1,Y_2) y se representa gráficamente la función de fallo Z = Z(Y_1,Y_2) y la distribución conjunta f(Y_1,Y_2) en función de las nuevas coordenadas.

Las coordenadas del punto de diseño se obtienen mediante la siguiente ecuación.

$$x_i^*=\mu_i-\alpha_i\cdot\beta\cdot\sigma_i$$

Obteniéndose en este caso:

$$x_1^*=1{,}92\quad x_2^*=6{,}38$$

Con los anteriores cálculos tendríamos completamente resuelto el problema de obtención de la probabilidad de fallo mediante un método probabilístico de Nivel II. No obstante, buscamos una interpretación gráfica de los parámetros obtenidos (β, α_i , etc.). Por ello, vamos a plantear de nuevo el ejemplo, pero en esta ocasion transformando las variables aleatorias X_1 y X_2 en otras normales estándar Y_1 e Y_2. Este cambio de variables tiene una interpretación gráfica muy interesante que merece atención por parte del lector.

Partimos de la función de fallo Z = Z(X_1,X_2) en las variables originales X_1 y X_2.

$$Z=3{,}325\cdot X_1-X_2$$

Realizamos el cambio de variable a la normal estándar:

$$Y_1=\frac{X_1-\mu_1}{\sigma_1}\qquad Y_2=\frac{X_2-\mu_2}{\sigma_2}$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Despejando los valores de X_1 y X_2 en función de las nuevas variables Y_1 e Y_2, e introduciéndolas en la ecuación de fallo obtendríamos:

$$Z = 0.4150 \cdot Y_1 - 1{,}20 \cdot Y_2 + 1{,}5503$$

La función de fallo sigue siendo lineal en las nuevas variables Y_1 e Y_2 normales estándar.

Obsérvese en este caso (Fig. 10) que las curvas de nivel de la función de distribución conjunta $f(Y_1,Y_2)$ son círculos concéntricos, no elipses, con centro en el origen de coordenadas, puesto que las nuevas variables Y_1 e Y_2 son normales estándar de media $\mu = 0$ y desviación típica $\sigma = 1$.

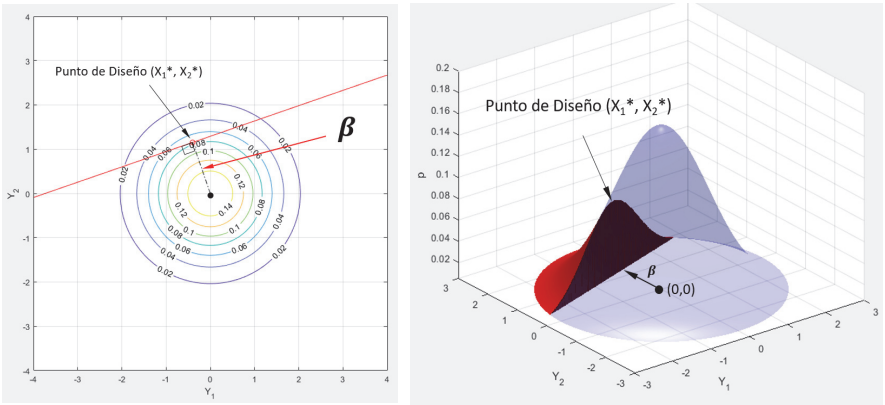


Fig. 10. Campana de Gauss de la función de distribución conjunta $f(Y_1,Y_2)$ con variables Y_1 e Y_2 normales estándar N[0,1].

Con lo visto hasta el momento es sencillo demostrar los siguientes resultados y su visualización gráfica:

- El valor de β equivale a la distancia entre el origen de coordenadas y la recta Z = 0.
- El vector **n** = (α_1, α_2) es un vector unitario que apunta en la dirección del punto de diseño.
- Las coordenadas del punto de diseño se obtiene como: **y*** = β **n**

Conocidas las coordenadas del punto de diseño **y*** en las variables Y_1 e Y_2 es sencillo obtenerlas en las variables originales X_1 y X_2, simplemente deshaciendo el cambio de variable.

4. Caso de cálculo en Nivel II con función de fallo Z no lineal

Se presenta a continuación un caso sencillo de cálculo en Nivel II cuando la función de fallo es no lineal. En este caso las variables aleatorias son nomales $N[\mu_i,\sigma_i]$ e independientes. También se trata de un problema bivariado que nos permite interpretar gráficamente los resultados obtenidos.

$$Z = X_1 \cdot X_2 - 10^4 \qquad Caso\ NO\ LINEAL$$

$$X_1 \rightarrow N[150\,;20] \qquad X_2 \rightarrow N[90\,;30]$$

Sólo se exponen en este caso los resultados, pues estamos interesados aquí en la interpretación gráfica, dejando su resolución al lector como ejercicio recomendado de alto valor formativo.

En este caso, el problema se resuelve de forma iterativa partiendo de un valor arbitrario inicial del punto de diseño **x*** = (x_1*, x_2*) y linealizando la función de fallo mediante un desarrollo de Taylor de primer orden centrado en el punto obtenido en el paso anterior de la iteración. El proceso iterativo se detiene cuando la diferencia en valor absoluto (residuo) de los valores de la probabilidad de fallo obtenidos en dos iteraciones sucesivas es menor al residuo máximo seleccionado (en este caso 10^{-3}).

$$Z \approx Z(x_1^*, x_2^*, \ldots, x_n^*) + \sum_{i=1}^{n} (X_i - x_i^*) \left.\frac{\partial Z}{\partial X_i}\right|_{x^*}$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para este caso concreto, como se puede observar en la figuras 11 y 12, se obtiene un valor de la probabilidad de fallo $P_f = 0{,}228$. Como valor estimado inicial del punto de diseño se han tomado los valores medios de las variables $\mathbf{x}_0^* = (\mu_1^*, \mu_2^*)$. El subíndice 0 indica que el es valor inicial con el que comezamos el proceso de iteración.

```
------------------------------------------------------------
Nº iteraciones hasta convergencia:   N    =  8
------------------------------------------------------------
Índice de Fiabilidad:                beta =  0.74389
Media de Z:                          mZ   =  3404.9118
desviación Típica de Z:              sZ   =  4577.1682
Valor de diseño de la variable:      X1,d =  145.5331
Valor de diseño de la variable:      X2,d =  68.7129
Probabilidad de Fallo:               Pf   =  0.22847
------------------------------------------------------------
```

Fig. 11. Resumen de resultados de la simulación para la función de fallo no lineal

Se muestran a continuación los resultados de la simulación realizada con un algoritmo de cálculo simbólico programado en lenguaje Matlab®.

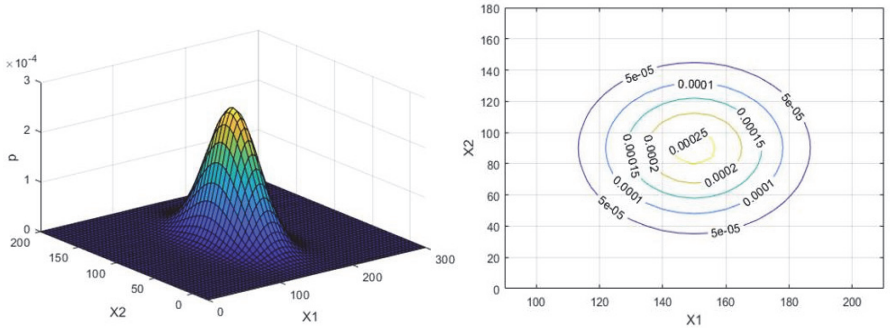


Fig. 12. Caso de campana de Gauss bivariada con variables independientes (no correlacionadas)utilizado en este apartado

En la figura 13 se muestra gráficamente el efecto de la linealización de la función de fallo alrededor del punto de diseño. Se aprecia claramente que al linealizar la función de fallo en el punto de diseño (x_1^*, x_2^*) cometemos un error en el cálculo del volumen de la campana gaussiana en la región de fallo. Por esta razón se dice que los métodos Nivel II sólo permiten obtener una aproximación de la probabilidad de fallo. Sólo obtendríamos un valor exacto de la probabilidad de fallo cuando la función de fallo Z es lineal en las variables.

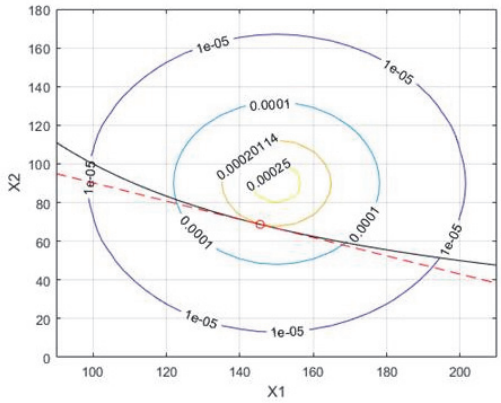


Fig. 13. Cálculo en Nivel II con dos variables independientes y función de fallo no lineal Z. Obsérvese la aproximación lineal de la función de fallo en el punto de diseño (línea a trazos roja) frente a la función de fallo real (línea contínua negra)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Caso de cálculo en Nivel III. Simulaciones de Montecarlo

En este apartado vamos a resolver el mismo ejercicio del apartado 4, pero empleando en este caso los métodos de Nivel III mediante simulaciones de Montecarlo.

$$Z = 3{,}325 \cdot X_1 - X_2$$
$$X_1 \rightarrow N[1{,}97\,;0{,}125]$$
$$X_2 \rightarrow N[5{,}00\,;1{,}20]$$

Conocida la función de fallo Z (en nuestro ejemplo bivariada) y como se distribuyen las variables X_1 y X_2 (funciones marginales normales), debemos generar N pares de números aleatorios entre 0 y 1. Cada número aleatorio ente 0 y 1 se asocia con una probabilidad de ocurrencia de la variable, por lo que puede generarse un valor de la variable aleatoria a través de su función de distribución.

Cada par de números aleatorios, por tanto, genera un par de valores de las variables que son introducidos en la función de fallo, obteniendo en cada prueba un valor de Z:

- Si $Z \geq 0$ no se produce fallo
- Si $Z < 0$ se produce el fallo

Pues bien, tras realizar N simulaciones o pruebas, la probabilidad de fallo se obtiene como el cociente del número de fallos obtenidos (n_{fallos}) y el número total de pruebas realizadas (N).

$$P_f = \frac{n_{fallos}}{N}$$

Es evidente que la precisión en la obtención del valor de P_f dependerá del número de simulaciones o pruebas realizadas. De hecho cuando $N \rightarrow \infty$ el valor de la probabilidad de fallo obtenida mediante la simulación de Montecarlo tiende a su valor exacto.

A continuación se representan gráficamente 4 simulaciones de Montecarlo con distintos valores de N (número de simulaciones): N = 10^3, 10^4, 10^5, 10^6. Obsérvese como el valor de P_f tiende al valor obtenido en Nivel II de 0,111. Hay que recordar que al tratarse de una función de fallo lineal, con el método de Nivel II empleado en el apartado 4 se obtiene el valor exacto de la probabilidad de fallo.

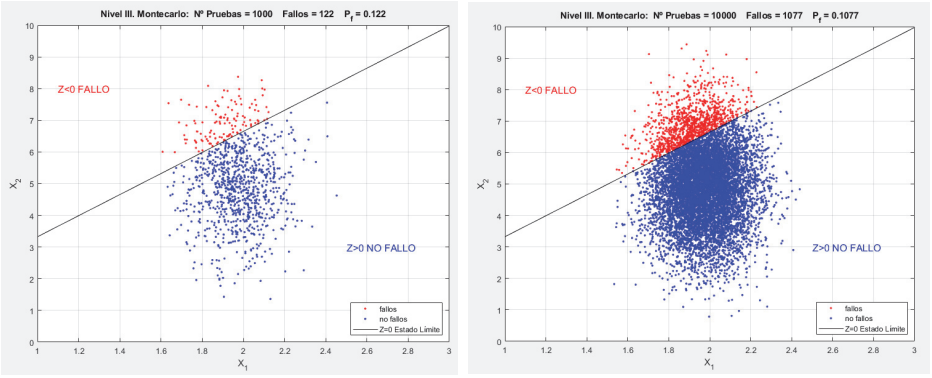


Fig. 14. Cálculo en Nivel III. Simulaciones de Montecarlo para el caso de 1000 (izquierda) y 10.000 (derecha) pruebas con dos variables independientes y función de fallo lineal Z. Obsérvese en rojo la región de fallo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

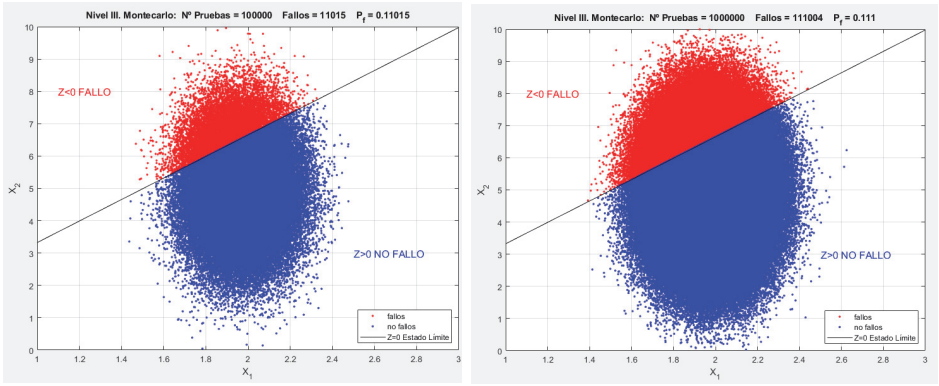


Fig. 15. Cálculo en Nivel III. Simulaciones de Montecarlo para el caso de 100.000 (izquierda) y 1.000.000 (derecha) pruebas con dos variables independientes y función de fallo lineal Z. Obsérvese en rojo la región de fallo

Como era de esperar, el valor de P_f para el caso de N = 10^6 simulaciones coincide con el obtenido en Nivel II.

$$P_f = \frac{n_{fallos}}{N} = \frac{111004}{10^6} \approx 0{,}111$$

Es importante aquí reseñar que con una simulación de Montecarlo se obtiene el valor exacto de la probabilidad de fallo, pero no podemos obtener las coordenadas del punto de diseño (x_1*, x_2*). Este punto es esencial para la obtención de los valores de los coeficientes de seguridad parcial empleados en cálculos de Nivel I.

6. Conclusiones

Ojalá, esta resumida y poco rigurosa ponencia (desde un punto de vista puramente matemático) sirva de motivación al sector de la Ingeniería Civil para vencer la barrera psicológica y formativa en la aplicación fáctica de los métodos probabilísticos en el diseño, no sólo en el campo de la Ingeniería Marítima, y contribuir a revertir un poco la situación de rechazo a un cambio de mentalidad que es necesario.

La aplicación de estos métodos no es sencilla, por lo que una aproximación al problema basada en su interpretación gráfica del problema bivariado puede ser una buena opción para acercarnos al problema. El presente artículo no pretende trivializar un problema complejo de por sí.

Los ejercicios prácticos presentados muestran una aplicación directa de los métodos probabilísticos a un caso práctico, pero no debe olvidarse que estos cálculos son inútiles si el conocimiento preciso de cómo se distribuyen estadísticamente las variables aleatorias involucradas. Este es precisamente uno de los escollos en la aplicación efectiva de estos métodos.

No se han trado intencionadamente los problemas con variables aleatorias correlacionadas y la aplicación de transformaciones (Rosenblatt) en el caso de variables aleatorias con distribución conjunta conocida. Para ello el lector debe profundizar en la bibliografía técnica específica. Este artículo puede ser una buena forma de introducirse a estos métodos de una forma más productiva.

Una de las conclusiones importantes a tener en cuenta ha sido la demostración gráfica de la aproximación del valor de la probabilidad de fallo. en el caso de la aplicación del cálculo en Nivel II. El nivel II sólo nos da un valor aproximado de la probabilidad de fallo, mientras que los métodos de Nivel III son capaces de darnos un valor tan aproximado al real como queramos, dependiendo del número de pruebas realizadas. Obtendríamos un valor exacto en el límite, cuando el número de pruebas tiende a infinito.

Debemos comenzar con paso firme y consciente a abandonar el cómodo espacio de confort de los métodos de Nivel I. Para ello es inevitable el esfuerzo personal y el estudio, pues pese a quien pese, a Dios ***sí*** le gusta jugar a los dados…

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

BENJAMIN, J.R., CORNELL, C.A. (2014). *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. Mineola, New York: Dover Publications, INC.

BURCHARTH, H.F. (1997). *Reliability-Based Design of Coastal Structures*. Aalborg University (Denmark).

CASTILLO, E., MÍNGUEZ, R. "Curso de Máster y Doctorado. Métodos Matemático-Informáticos de Optimización para la Ingeniería" (2008). Universidad de Castilla-La Mancha. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

CHAMORRO, G., CABRERA, P. & MUÑOZ-PÉREZ, J.J (2016). "A return to the" Rules of Thumb" in Maritime Engineering for digital native students".

CHAMORRO, G., GALÁN, J. M., NEGRO, V., MUÑOZ-PÉREZ, J. J., CABRERA, P., & CONTRERAS, A. (2018). "Reflexiones sobre el empleo de modelos numéricos "user friendly" en la práctica profesional de la ingeniería marítima".

EHE (2008). "Instrucción del Hormigón estructural". Serie Normativas del Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

EUROCÓDIGO 0 (2010). "Bases de Cálculo de Estructuras". UNE-EN 1990:2003/A 1:2010

GODA, Y. (2010). *Random Seas and Design of Maritime Structures. 3rd Edition*. Advanced Series on Ocean Engineering- Vol. 33. World Scientific.

KÖHLER, J. (2018). "Aspect of Structural Safety. Lecture Notes". NTNU (Noruega).

KOTTEGODA N.T, ROSSO R. (1997). *Statistics, Probability, and Reliability for Civil and Environmental Engineers*. McGraw Hill.

MUÑOZ-PÉREZ,J.J., CABALLERO, I., TEJEDOR, B. & GÓMEZ-PINA, G. (2010). "Reversal in longshore sediment transport without variations in wave power direction". Journal of Coastal Research, 780-786.

NEGRO, V., VARELA O. (2008). *Diseño de Diques Rompeolas. 2ª Edición*. Colección Seinor Nº 28. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

PUERTOS DEL ESTADO (2001). ROM 0.0. "Procedimiento General y Bases de Cálculo en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias". Puertos del Estado.

SANCHIDRIAN, C. (2018). "Notas de Clase sobre Métodos Probabilísticos de Verificación Establecidos en el Programa ROM". Curso de Especialización Práctica de Ingeniería Marítima. Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Andalucía.

STRAUB, D. (2015). "Lecture Notes in Engineering Risk Analysis". TU München (Alemania).

UNE-EN 1990:2003. *Eurocódigo 0: Bases de Proyecto*. Comisión Europea de normalización CEN, Bruselas, 2003.

VAN DER MEER, J.W. (1995). *Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters.*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Sustitución de armadura por fibras de acero en cajones de hormigón para obra marítima

Figueres Moreno, Miguel[a]; Garrido Checa, Joaquín M. [b], Fort Alarcón, Lisardo M.[c] y Serna Ros, Pedro[d]
[a]Ingeomar – mfigueres@ingeomar.es [b]Ingeomar – jgarrido@ingeomar.es [c]Cyes Maritime Works – lmfort@cyesmw.com y [d]Universidad Politécnica de Valencia - pserna@cst.upv.es

Resumen

Los cajones son una infraestructura marítima empleada para la construcción de diques y muelles de grandes dimensiones en los que se pueden llegar a emplear grandes volúmenes de hormigón por unidad. Los plazos de ejecución, los volúmenes de hormigón requeridos y las dimensiones de estos elementos, cada vez mayores, hacen que se plantee una reducción de los costes de armado del hormigón del cajón mediante el empleo de fibras metálicas para acortar los tiempos de colocación de armado y hormigonado, facilitando el proceso constructivo, aumentando la calidad del acabado final y, por tanto, su durabilidad.

Por lo tanto, se plantea en este estudio la posibilidad sustituir total o parcialmente la armadura tradicional por fibras metálicas en la fabricación del hormigón que forma las diferentes zonas de un cajón.

Palabras clave: *cajones, hormigón, fibras, armado, acero, durabilidad, calidad.*

1. Introducción

Los diques y muelles de cajones de hormigón armado con celdas circulares o rectangulares son la tipología más empleada en la actualidad tanto para diques como para muelles debido a la rapidez en la construcción, al buen comportamiento frente al oleaje en las fases constructivas, y a que suponen una reducción importante del material de cantera frente a otras tipologías que requieren de material granular, minimizando los impactos ambientales y afecciones en el entorno.

La consultora Ingeomar, en consorcio con la constructora Cyes Maritime Works, desarrollan un proyecto de I+D+i en el que se plantea optimizar el diseño, proceso constructivo y coste de un cajón marítimo mediante el empleo de fibras de acero.

Según los resultados obtenidos en el diseño de cajones de hormigón, se puede comprobar que mediante el armado tradicional se superan ampliamente los niveles de resistencia exigidos en determinadas zonas del cajón, confirmándose que existe un sobrearmado innecesario desde el punto de vista de las solicitaciones y la resistencia.

Los cajones de hormigón que se utilizan en construcciones marítimas están sobre-armados en las paredes. La colocación de dichas armaduras, que no son estrictamente necesarias desde el punto de vista funcional sino que se arma mediante cuantías mínimas de acuerdo con las disposiciones de la EHE-08, supone un alargamiento innecesario de los tiempos de ejecución del cajón, para el cual se requiere una estricta coordinación entre la colocación de la ferralla y el hormigonado.

2. Sustitución de armado por fibras de acero

La sustitución del armado mediante barras de acero por hormigón con fibras de acero permite resistir las solicitaciones, y se puede comprobar que su aplicación en las zonas de menor nivel de carga de los cajones es viable. Estas zonas son principalmente la parte superior de paredes interiores y exteriores que forman el fuste del cajón de hormigón.

Además de la sustitución del armado por hormigón con fibras en determinadas zonas del cajón, también se pueden contemplar soluciones mixtas en las que se combine una malla de armado central única con paredes de menor espesor, y con hormigón de fibras, de modo que su aplicación se puede realizar en la práctica totalidad del fuste.

En el caso de cajones con elementos singulares, como los que tienen lugar en cajones antirreflejantes con ventanas, resulta de especial interés el empleo de hormigón con fibras debido a que se evitan complejos armados de difícil y costosa preparación durante el deslizado del encofrado del cajón.

Para la determinación de las zonas en las que es posible realizar la sustitución, en primer lugar, se realizan los cálculos mediante modelización con elementos finitos del cajón tipo, del que se obtienen los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En segundo lugar, se realiza el diseño del armado que es capaz de soportar los esfuerzos calculados. En esta parte se distingue entre la utilización de armadura convencional con barras de acero y el armado con fibras metálicas.

Una vez estuadiado el cajón y sus necesidades de armado, se seleccionan las zonas donde es posible sustituir el armado y partir de ahí se definen los prototipos y su metodología de ensayo, en función de las solicitaciones reales a las que se verá sometido en el cajón.

El ensayo a rotura de diferentes secciones permite evaluar las capacidades mecánicas (servicio - fisuración - rotura - estados límites: ELS, ELU). El diseño del ensayo y del tipo de elemento es determinante para la interpretación, por lo que se plantea un criterio de carga por fases, simulando varios estados de carga de servicio y analizando la respuesta en deformación, seguidos de descarga, para valorar la capacidad de recuperación, para finalmente llegar a la rotura.

2.1 Cálculo de esfuerzos y diseño de armado

Se selecciona un cajón tipo de tres filas y nueve columnas celdas rectangulares de 3.50m x 4.40m, con una eslora total de 41m y 12m de manga. El puntal del cajón es de 17m, con una solera de 0.8m.

Para el cálculo de esfuerzos se emplea el software de cálculo mediante elementos finitos SAP2000, de modo que mediante un análisis lineal con elementos tipo placa, suponiendo una cimentación mediante muelles con una constante de balasto correspondiente a la banqueta de escollera, se realiza el modelo sobre el que se aplican las diferentes acciones.

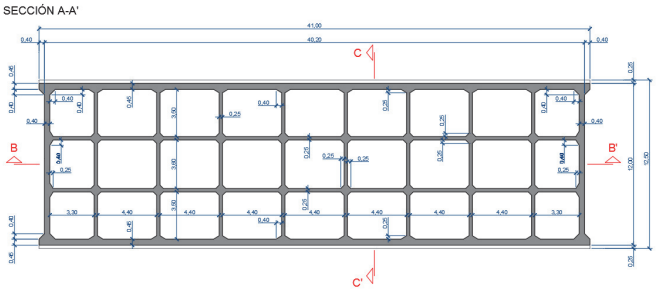


Fig. 1. Geometría en planta del cajón tipo

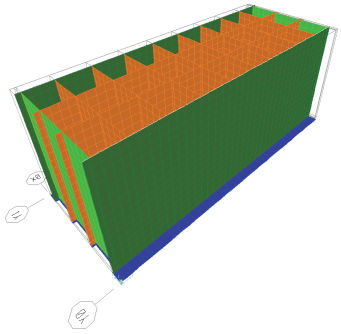


Fig. 2. Modelo de elementos finitos tipo placa

Las acciones principales que solicitan el cajón tipo se producen durante la fase de ejecución y durante la fase de servicio. Éstas acciones, de acuerdo con el *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*, y las *Recomendaciones de Obras Marítimas*, de Puertos del Estado, son:

- Fase de ejecución:
    - Peso propio
    - Cargas hidráulicas durante flotación con un brazo estabilizador mínimo de 0.50m
    - Cargas hidráulicas durante el fondeo del cajón en bajamar y pleamar
    - Fases de relleno de celdas (esquina y columna)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Fase de servicio
  - Peso propio
  - Relleno de celdas
  - Empuje del terreno en trasdós
  - Desnivel hidráulico (Nivel alto en trasdós y bajamar)
  - Peso de superestructura y sobrecarga sobre el cajón y en trasdós
  - Equipamiento y equipos de manipulación

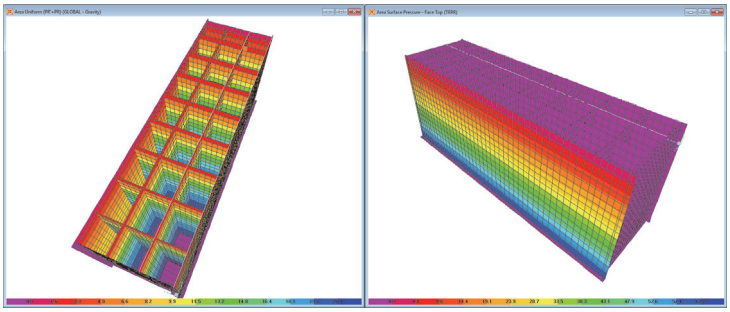


Fig. 3. Ejemplos de cargas: Relleno de celdas y empuje del terreno en trasdós

A partir de las cargas modelizadas y con las combinaciones propuestas en el manual citado previamente, se obtienen los esfuerzos en las diferentes zonas del cajón: solera y zapata, paredes exteriores lado eslora y lado manga y paredes interiores.

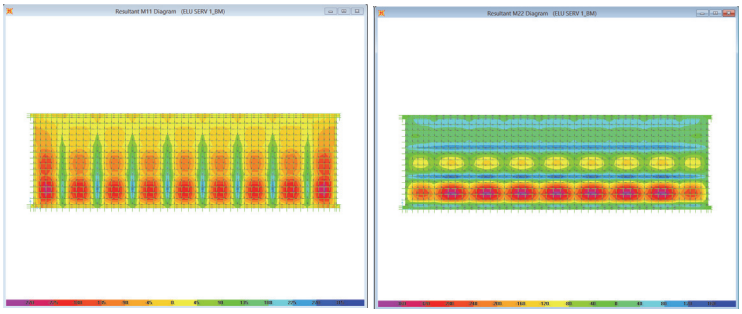


Fig. 4. Momentos flectores que producen tensiones normales en dirección eslora y manga

Elemento			Momento ELU	Momento ELS	
			(m·kN/m)	(m·kN/m)	Armadura
Solera	Cara superior (centro celda)	según la eslora	326	210	6Ø20 pml (centro cel)
			(N=66)	(N=49)	5Ø20 pml (bajo pared)
			ELU SERV2_NAT	ELS SERV1	
	Cara superior (centro celda)	según la manga	256	166	6Ø20 pml (centro cel)
			(N=-58)	(N=-28)	5Ø20 pml (bajo pared)
			ELU SERV2_NAT	ELS SERV1	
	Cara inferior (bajo pared)	según la eslora	-253	-164	6Ø20 pml (centro cel)
			(N=51)	(N=-41)	5Ø20 pml (bajo pared)
			ELU SERV1_BM	ELS SERV1	
	Cara inferior (bajo pared)	según la manga	-335	-215	6Ø20 pml (centro cel)
			(N=9 kN)	(N=0 kN)	5Ø20 pml (bajo pared)
			ELU SERV1_BM	ELS SERV1	
Zapata	Cara inferior	según la manga	89	41	6Ø20 pml (centro cel)
			(N=-35 kN)	(N=-11 kN)	5Ø20 pml (bajo pared)
			ELU SERV1_BM	ELS SERV1	

Tabla 1. Esfuerzos en solera

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

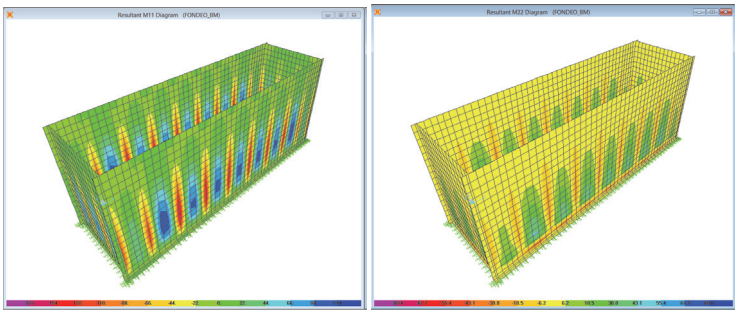


Fig. 5. Momentos flectores en paredes exteriores que producen tensiones normales horizontales y verticales

Elemento			Momento ELU	Momento ELS	
			(m·kN/m)	(m·kN/m)	Armadura
Paredes exteriores según la eslora	Cara exterior	horizontal	189 (N=-145) FONDEO_BM	77 (N=39) ELS SERV1	6 Ø 16 pml
	Cara exterior	vertical	153 (N=-99) FONDEO_BM	45 (N=-563) ELS SERV1	5 Ø 16 pml en 3m inferiores (5 Ø 12 pml resto del fuste)
	Cara interior	horizontal	142 (N=117) 80 ELU SERV1_BM	*	6 Ø 16 pml
	Cara interior	vertical	87 (N=-243) ELU SERV1_BM	*	5 Ø 16 pml en 3m inferiores (5 Ø 12 pml resto del fuste)

Tabla 2. Esfuerzos en paredes exteriores en dirección eslora

Elemento			Momento ELU	Momento ELS	
			(m·kN/m)	(m·kN/m)	Armadura
Paredes exteriores según la manga	Cara exterior	horizontal	132 (N=-226) FONDEO_BM	62 (N=64) ELS SERV1	6 Ø 16 pml
	Cara exterior	vertical	101 (N=-179) FONDEO_BM	43 (N=-55) ELS SERV1	5 Ø 16 pml en 3m inferiores (5 Ø 12 pml resto del fuste)
	Cara interior	horizontal	112 (N=123) ELU SERV2_BM	*	6 Ø 16 pml
	Cara interior	vertical	75 (N=-52) ELU SERV2_BM Serv3_bm	*	5 Ø 16 pml en 3m inferiores (5 Ø 12 pml resto del fuste)

Tabla 3. Esfuerzos en paredes exteriores en dirección manga

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

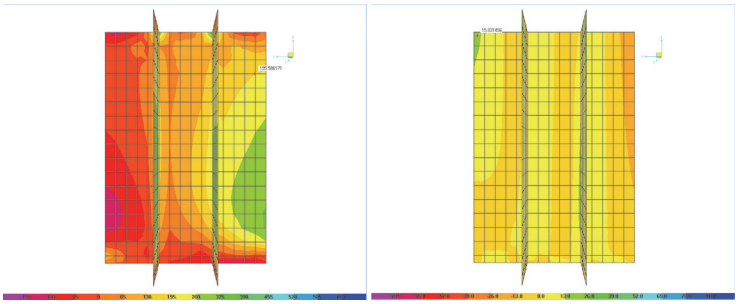


Fig. 6. Axiles horizontales y momentos flectores en paredes interiores que producen tensiones normales horizontales

Elemento		Momento ELU (m·kN/m)	Armadura
Paredes interiores	Horizontal en ambas caras	66 (N=206) RELLENO_ESQ	6Ø16 pml (6Ø12 pml 3m superiores)
	Vertical en ambas caras	52 (N=-244) RELLENO_ESQ	6Ø10 pml (3m inferiores) 3Ø10 pml

Tabla 4. Esfuerzos en paredes interiores

2.2 Ensayos sobre prototipos de secciones tipo de hormigón

Tras identificar las combinaciones en Estado Límite de Servicio y Estádo Límite Último que condicionan el refuerzo necesario en cada una de los elementos del cajón, se proponen las solicitaciones y niveles de carga adecuados para la realización de unos ensayos de flexión pura y flexotracción de vigas de canto igual al espesor de las paredes interiores y exteriores, que permitan verificar la resistencia de elementos formados por hormigón con fibras con varias dosificaciones de fibras de acero, sometidos a dichas solicitaciones.

Los ensayos han sido realizados en el ICITECH-UPV (Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia), obteniendo resultados de resistencia, fisuración y deformaciones para los elementos de hormigón con fibras y elementos con refuerzo mediante armado convencional para su comparación.

Los valores de esfuerzos propuestos para los ensayos permiten la comprobación de los estados de servicio y de cálculo de las secciones de paredes interiores y exteriores.

ESTADO	ZONA			
	SUPERIOR		INFERIOR	
	Momento flector, MF (KNm/m)	Tracción, TR (KN/m)	Momento flector, MF (KNm/m)	Tracción, TR (KN/m)
Servicio	15	150	20.6	220
Cálculo	22.5	202	30.9	297

Tabla 5. Valores de momento flector y tracción propuestos para los ensayos

Se definieron diferentes prototipos a ensayar en función de los niveles de esfuerzos y anchura de paredes, dando lugar a ensayos sobre un total de ocho prototipos diferentes:

- Vigas de 2m de longitud con sección de 500x200m para ensayos de tracción y flexión simultáneas
    0. Armado convencional de referencia: 3∅12 por cara
    1. Contenido en fibras bajo: 50kg/m^3
    2. Contenido en fibras alto: 80kg/m^3
- Vigas de 2m de longitud con sección mixta de 500x150m para ensayos de tracción y flexión simultáneas, con 80kg/m^3 de fibras
    3. Fibras 65/60 5D junto con 3∅12 en el eje
    4. Fibras 65/40 5D junto con 3∅12 en el eje
- Vigas de 3m de longitud con sección de 500x400m para ensayos de flexión, con 80kg/m^3 de fibras

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Fibras 65/60 5D junto con 3∅12 en el eje

- Vigas de 2m de longitud con sección mixta de 500x200m para ensayos de flexión, con 80kg/m^3 de fibras
  6. Fibras 65/60 3D
  7. Fibras 65/60 5D

El ensayo se realizó aplicando una carga de flexión y tracción. La luz entre apoyos fue de 1,8 m en las vigas de 2 m y de 2,8 m en la de 3 m. Los puntos de carga se sitúan centrados y separados entre sí 600 mm con lo que la distancia al apoyo es de 600 mm en las vigas de 2 m y de 1,1 m en la viga de 3 m manteniendo una relación vano de cortante / canto de 3 y 2,75 respectivamente.

Fig. 7. Ensayo a tracción y flexión

Durante los ensayos se medían tanto alargamiento (en los ensayos con tracción) como flecha (debida al momento flector), de modo que se puede representar las curvas de carga en toneladas y deformación para los diferentes ensayos. A continuación se muestran gráficamente los resultados obtenidos:

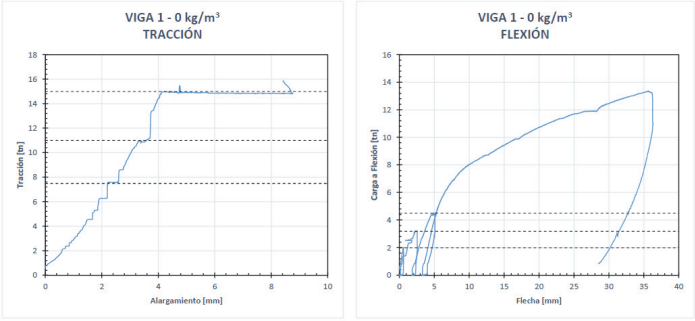


Fig. 7. Curvas de tracción/alargamiento y carga vertical y flecha para la viga 1 (contenido de fibras bajo)

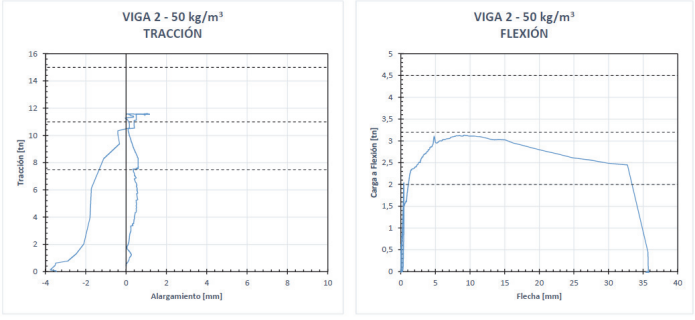


Fig. 8. Curvas de tracción/alargamiento y carga vertical y flecha para la viga 2 (contenido de fibras alto)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

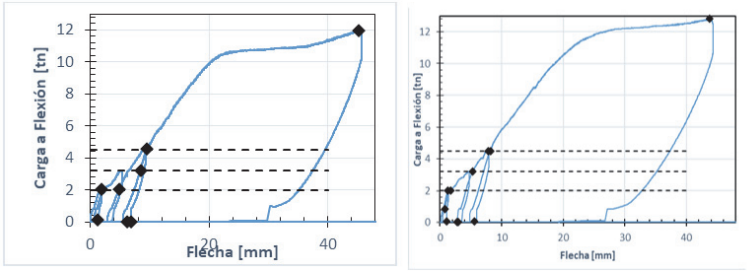


Fig. 9. Curvas de carga vertical y flecha para las vigas 3 y 4 (vigas mixtas)

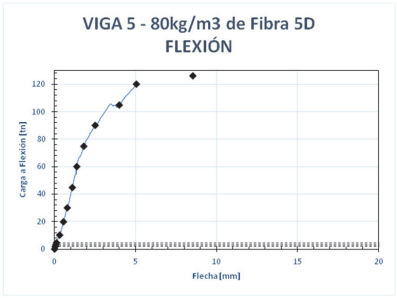


Fig. 10. Curva de carga vertical y flecha para la viga 5 (M_u = 140 kN·m/m)

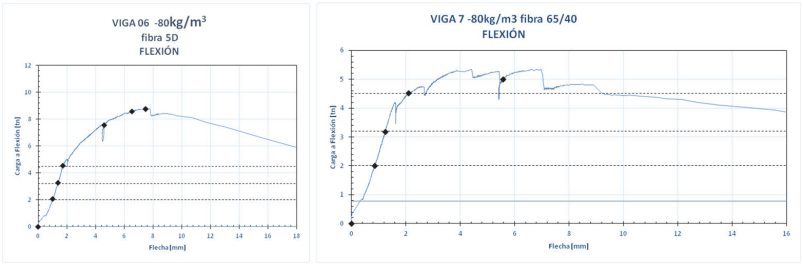


Fig. 11. Curva de carga vertical y flecha para las vigas 6 y 7 (M_u = 52 kN·m/m y M_u = 30kN·m/m respectivamente)

2.3 Propuesta de armado mediante hormigón con fibras

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos, se realiza una propuesta de armado con fibras para su comparación con los armados mostrados anteriormente. Los armados propuestos para cada una de las zonas de del cajón son:

- Solera: Se mantiene el armado convencional
- Paredes interiores: Se propone una solución mixta (armado horizontal de 6∅12/m en el eje) con un espesor de paredes de 15cm y una dosificación de fibras 65/40 3D de 80kg/m^3.
- Paredes exteriores: Se distingue entre los 5m superiores y el resto. En los 5m superiores, se propone una sección de 35cm de espesor, con una dosificación de fibras 65/60 5D de 50kg/m^3. En el resto inferior de la pared, se emplea la misma dosificación fibras 65/60 5D de 50kg/m^3 pero se aumenta el espesor a 40cm.

En la siguiente tabla, se pueden comparar el total de hormigón y acero en el fuste del cajón:

	Fibras 5D (kg)	Fibras 3D (kg)	Hormigón fibras (m3)	Cuantía fibras (kg/m^3)	Hormigón convencional (m3)	Acero barras (kg)	Cuantía acero (kg/m^3)
Convencional	-	-	-	-	1.487	119.201	80,16
Fibras	37.512	37.634	1.221	61,54	-	35.198	28,82

Tabla 6. Comparativa de hormigón empleado y cuantías

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como se puede observar, a pesar de que la cuantía total de acero en el cajón con fibras es mayor (90.36kg/m^3 como suma del acero en fibras y barras en secciones mixtas), el volumen de hormigón puede ser reducido (1,221 m^3 frente a 1,487m^3) y por tanto el ahorro final de acero es significativo (110.338kg frente a 119.201kg).

3. Ventajas de la aplicación de fibras de acero

El empleo de fibras de acero en la construcción de cajones flotantes supone un ahorro económico por la reducción de espesores y del tiempo de ejecución, derivado del hecho de reducir la cantidad de armado a colocar durante el deslizado de encofrados, lo cual supone una mayor facilidad constructiva. Las fibras de acero contribuyen a controlar la fisuración, reduciendo la aparición de fisuras y la anchura de apertura de las mismas, lo cual se traduce en una mejora de la durabilidad.

En las secciones mixtas, se produce la sinergia entre los diferentes armados: el armado convencional en el eje de la pared resiste a tracción, dejando a las fibras la función de resistir los momentos y reducir la fisuración.

Tal y como se muestra en el cajón tipo empleado, es posible sustituir el armado vertical completamente en paredes exteriores e interiores, y el armado horizontal en paredes exteriores. Además, las fibras son capaces de trabajar en cualquier dirección, lo cual las hace especialmente indicadas en zonas especiales como ventanas antirreflejantes, esquinas o tetones del cajón.

4. Conclusiones

Los cálculos y ensayos realizados muestran la posibilidad de realizar el diseño y la ejecución del fuste de un cajón de celdas rectangulares mediante el empleo de hormigón con fibras y secciones mixtras, consiguiendo ahorros económicos, reducción del tiempo de ejecución, mejoras en cuanto a durabilidad y comportamiento de zonas de geometría especial.

Agradecimientos

Los autores agradecen la concesión de ayuda por parte del Instituto Valenciano de Competitividad Empresarial (IVACE), en el marco del PLAN DE I+D+i EMPRESARIAL. PROYECTOS DE I+D EN COOPERACIÓN.

Referencias

MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.*

PUERTOS DEL ESTADO (2006) *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias.*

PUERTOS DEL ESTADO (2005) R.O.M 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.

PUERTOS DEL ESTADO (2012) R.O.M. 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Criterios generales y factores de proyecto.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Comportamiento de pantallas en voladizo en arcillas rígidas sometidas a las cargas cíclicas de mareas

Bueno-Aguado, Manuel[a]; Escolano-Sánchez, Félix[b]; Quesada-Colmenero, Francisco[c]; Davila-Madrid, Manuel[d]; De-Farago-Botella, Enrique[e]; Flors, Jose[f].

[a]Ingeniero Senior del equipo geotécnico de PROES Consultores; Profesor del Departamento de Geotecnia de la Escuela de Ingenieros Civiles de la UPM mbueno@proes.es. [b]Profesor titular en la Escuela de Ingenieros Civiles de la UPM felix.escolano@upm.es [c]Engineering Area Lead at FERROVIAL FQuesada@tideway-central.london [d]Ingeniero Senior en Geotecnia FERROVIAL mdavila@ferrovial.com [e]Ingeniero Senior de Obras Marinas ROBERT WEST. EnriqueFarago@robertwest.co.uk [f]Engineering Manager MEng EUR ING CEng MICE MSpICE Ferrovial. jflors@ferrovial.com

Resumen

Las cargas cíclicas que actúan sobre el terreno son un tema relevante en el diseño de las obras marinas. En este artículo se describen los resultados de la monitorización de unas pantallas en voladizo sometidas a ciclos de mareas. El análisis de los resultados permite definir dos tipos de deformación que son de interés al tratar con cargas cíclicas: las deformaciones máximas no recuperables y la amplitud de los ciclos. Ambas están relacionadas con la máxima altura de marea alcanzada previamente, de manera que el concepto de presión de preconsolidación usado en las cargas estáticas, tiene también su reflejo en las cargas cíclicas.

Para este trabajo se han desarrollado una serie de modelos numéricos basados en el método de Elementos Finitos que permiten simular el comportamiento de estas estructuras y el modo en que sus distintos parámetros afectan a los resultados.

Temas como la comparación entre los parámetros mecánicos de los suelos frente a cargas estáticas y frente a cargas cíclicas, así como conceptos relativos a la degradación de sus propiedades mecánicas debida a la acción repetida de cargas, son desarrollados en este estudio.

Palabras clave: *obras marinas, pantallas, cargas cíclicas, elementos finitos.*

1. Introducción

La observación del oleaje actuando sobre una estructura marina suscita el interrogante sobre si son las acciones máximas las que ponen en riesgo de fallo la estructura, o si, por el contrario la acción continuada de olas menores es más crítica. En cualquier caso, no cabe duda de que las cargas cíclicas son relevantes en las obras marinas.

Tanto las verificaciones frente a eventos extremos como frente a cargas repetidas están recogidas en los códigos y las normativas. Sin embargo, mientras que los eventos extremos tienen métodos de verificación bien definidos basados en el equilibrio estático, el modo de fallo de la carga cíclica recibe mucha menor atención y, en el caso particular de la geotecnia marina, sus métodos de verificación y factores de seguridad están escasamente definidos.

En las verificaciones geotécnicas se asume frecuentemente que las cargas cíclicas se pueden transformar en estáticas considerando sus valores máximos característicos para un determinado periodo de retorno, que es próximo a la vida útil. Sin embargo, esta simplificación no es adecuada para algunas estructuras, en donde su carácter cíclico no puede ser ignorado. Este es el caso de las pantallas en voladizo que soportan cargas variables de agua.

Esta tipología ha podido ser analizada en los recintos de pantallas construidos como sistemas de contención temporal en el nuevo proyecto de saneamiento de Londres, denominado Thames Tideway Tunnel. En esta obra se ha podido comprobar como las cargas de marea tienen un carácter claramente cíclico. El comportamiento de estas estructuras no puede ser adecuadamente entendido sino se atiende al carácter de sus cargas, y a los fenómenos involucrados en la respuesta del suelo a este tipo de solicitación.

En este artículo se presentan los datos de la auscultación realizada en estas pantallas, su modelización numérica y las conclusiones aplicables al diseño que se derivan de las mismas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Tipos de cargas cíclicas en ambientes marinos

Existen una amplia gama de cargas cíclicas que pueden solicitar a una estructura. Algunos tipos de cargas cíclicas que pueden interesar en geotecnia marina son las siguientes:

- Cargas transmitidas por maquinas a la cimentación (por ejemplo molinos de viento)
- Terremotos
- Tormentas
- Oleaje diario
- Mareas

En realidad, cualquier carga variable en el tiempo puede considerase en algún momento cíclica. Su carácter cíclico depende del periodo, amplitud y también de la respuesta de la estructura. Este es uno de los primeros resultados de este estudio: la carga de marea, que habitualmente se considera estática no permanente, en el caso de las pantallas en voladizo toma el carácter de cíclica.

Efectivamente, para las pantallas en voladizo sometidas a cargas de marea, cuyo periodo de recurrencia es próximo a las 12.0 horas, la carga tiene un marcado carácter cíclico. Mientras que, para una estructura rígida de gravedad esta misma carga es simplemente estática variable.

Las cargas cíclicas actúan sobre el terreno de forma diferente a las estáticas. Las cargas cíclicas, aun con valores alejados de rotura, pueden degradar las propiedades mecánicas de los suelos, especialmente si zonas del suelo alcanzan las presiones de rotura.

En determinadas estructuras, como las pantallas en voladizo, el terreno puede estar sometido a distintos niveles de tensión a lo largo del contacto con la estructura. Algunas partes del terreno pueden plastificarse de forma cíclica, produciendo una importante degradación, mientras el conjunto permanece alejado de la rotura.

3. Pantallas en voladizo sometida a cargas cíclicas: hechos relevantes

Incluido dentro del gran proyecto de mejora del sistema de recogida de aguas de la ciudad de Londres conocido como Thames Tideway Tunnel (TTT), se encuentra una serie de pantallas en voladizo instaladas dentro del Río Támesis. Se trata de pantallas metálicas que se utilizan para crear recintos cerrados y estancos, que constituyen las plataformas de trabajo en el río.

Estas pantallas están sometidas a la acción de los cambios diarios de las mareas del río, que en la zona de la ciudad donde están instaladas son de hasta 7.0m.

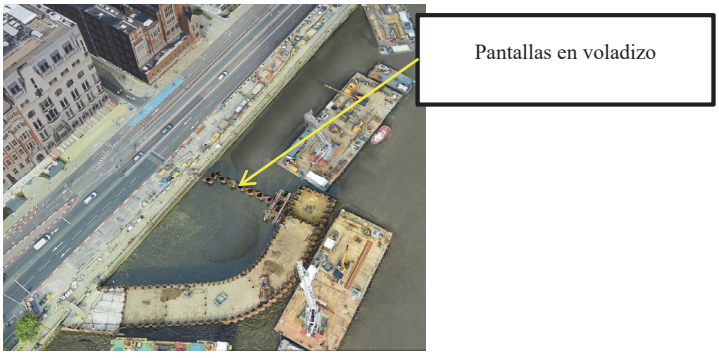


Fig. 1. Recintos para área de trabajo dentro del río para TTT Londres

Por otro lado, las pantallas están empotradas casi exclusivamente en las arcillas rígidas que constituyen el bien conocido estrato de las arcillas de Londres (London Clay).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La auscultación realizada en obra ha proporcionado datos sobre los movimientos de las pantallas sometidas a los cambios cíclicos de marea. Esta configuración proporciona una oportunidad muy singular de estudiar la respuesta de un estrato de arcilla rígida bajo cargas cíclicas.

En el gráfico siguiente se representa los movimientos medidos en un sensor de la pantalla junto con la altura de marea alcanzada. Los resultados son muy similares para otros sensores situados en otros puntos.

Fig. 2. Auscultación de la cabeza de la pantalla (sensor WL5) y medida de la marea (tide)

Los hechos más relevantes que se observan del seguimiento de los movimientos de la pantalla se exponen en los siguientes párrafos.

En primer lugar, se observa como los movimientos de la cabeza de la pantalla están sincronizados con la marea. Este hecho era de esperar, ya que la pantalla tiene un alzado importante por encima del terreno, sometido a la carga del agua.

Los retrasos que pueden existir entre ambos máximos debidos a consolidación y disipación de presiones intersticiales en el estrato de arcillas no son apreciables con la instrumentación instalada; por lo que, sin descartar que pueden ocurrir, se puede indicar que son de pequeña magnitud.

El segundo hecho relevante es que la pantalla tarda un cierto número de ciclos en alcanzar un equilibrio de la deformación de la cabeza. Se entiende que ese equilibro se alcanza cuando la altura de la marea y el desplazamiento están unívocamente relacionados. Es decir que, para la misma altura de marea se obtiene la misma deformación, y a menor altura de marea se produzca una menor deformación de la cabeza.

Se ha observado que el tiempo que se tarda en alcanzar la estabilización es variable. Este tiempo viene a estar comprendido entre 15 y 30 días. Esto significa que la pantalla ha sido sometida a unos 30 a 60 ciclos de carga y descarga antes de alcanzar el equilibrio.

En algunas secciones se ha observado que después de haberse alcanzado la estabilización, un evento adicional como una marea alta extraordinaria, vuelve a activar el fenómeno de degradación, hasta que, después de una serie de ciclos vuelve a estabilizarse.

Un tercer hecho relevante es que la deflexión máxima de la pantalla ha variado mucho de unas secciones a otras, a pesar de que las condiciones de apoyo y la tipología estructural son muy similares. Esta variación de la deflexión máxima se ha podido explicar por:

1. la posición variable del lecho del río
2. la formación de una grieta de tracción en el trasdós de la pantalla
3. las conexiones laterales a elementos más rígidos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Como resultado, el valor de la deformación máxima no siempre resultó un criterio de control fiable para verificar que la estructura estaba respondiendo correctamente. En realidad, se han medido ciclos de deformación superiores a los inicialmente calculados, en secciones que han funcionado correctamente soportando los ciclos sucesivos de marea. A la vez, tramos de pantallas con una geometría y condiciones de apoyo similares, se deformaban una magnitud mucho menor.

El cuarto hecho relevante es que las pantallas finalmente se estabilizan o al menos tienden hacia un movimiento incremental uniforme de valor, apenas detectable por la instrumentación.

4. Pantallas en voladizo sometida a cargas cíclicas: fenómenos que determinan la deformación

La deformación de una pantalla en voladizo depende entre otros factores de la longitud de empotramiento en el terreno. Esta determina si se produce un giro como solido rígido, o si por el contrario, existe a cierta profundidad un punto a partir de la cual la pantalla se considera empotrada en un punto fijo.

En el caso de las pantalla de Londres, la longitud de empotramiento era suficiente como para poder considerarlas empotradas, de manera que deformación y altura de marea puede relacionarse con un modelo de cálculo como se muestra en la figura siguiente.

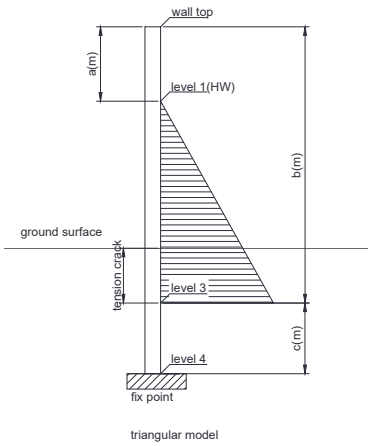


Fig. 3. Modelo de cálculo que relaciona deformación máxima y altura de marea

En este modelo existen dos variables con significado físico que determinan la deformación de la cabeza de la pantalla: la posición del punto de empotramiento y la posibilidad de que se genere una grieta de tracción en el trasdós de la pantalla.

Gracias a la auscultación de los desplazamientos en cabeza, se puede determinar para cada altura de marea la posición del punto fijo correspondiente. En el gráfico siguiente se representa el valor obtenido. En el modelo se ha asumido una grieta de tracción constante. En el gráfico se aprecia que la posición del punto fijo llega a estabilizarse a la vez que se estabiliza el desplazamiento en cabeza de la pantalla.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

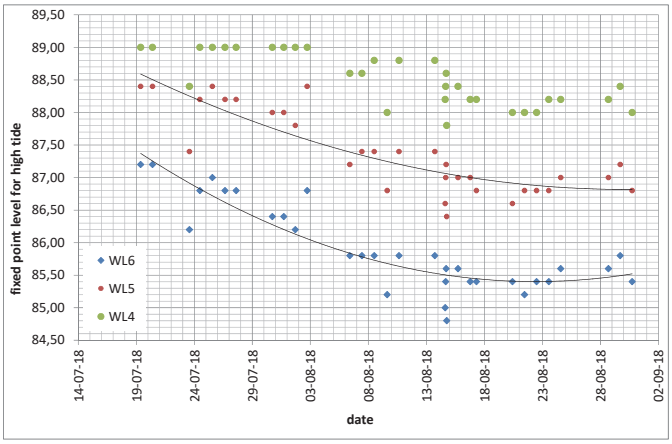


Fig. 4. Determinación del punto fijo para cada altura de marea medida. Grieta de tracción constante

La apertura de una grieta de tracción es relevante en un estrato de arcillas rígidas. De hecho, la estabilización de los movimientos en los primeros ciclos de carga parece estar relacionado directamente con la estabilización del tamaño de esta grieta.

El relleno de la grieta de tracción por los materiales más finos situados en los niveles superiores, son una de las causas que podrían explicar la deformación acumulada en marea baja, al final de cada ciclo de marea.

Pero, además, en el caso del terreno existe el fenómeno de la degradación, entendido como la perdida de las características resistentes y deformacionales del material por la acumulación de ciclos.

5. Aproximación al fenómeno de la degradación en arcillas rígidas

Es bien conocido que, la degradación de la arcilla depende del número de ciclos de carga y su amplitud. Si la amplitud esta próxima a la plastificación, la degradación es muy rápida, mientras que si está lejos, el fenómeno aún existe, pero sus efectos se aprecian menos.

En el caso de las pantallas en voladizo, los niveles de arcilla próximos a la superficie alcanzan el nivel de plastificación en ciclos normales de carga, mientras que según se profundiza en el terreno, los niveles de tensión disminuyen y se alejan de los límites de rotura.

K.H Andersen (1) propone un marco de referencia para tratar con las tensiones cíclicas que solicitan a un material. De acuerdo al mismo, la resistencia de una arcilla sometida a cargas cíclicas depende de varios factores entre los que hay que citar:

- La relación entre la tensión media (τ_a) y la amplitud de la tensión cíclica (τ_{cyc}) respecto a la resistencia a corte sin drenaje de la arcillas (S_u)
- El número de ciclos N

Por otro lado, es bien conocido que la resistencia a corte sin drenaje de una arcilla (S_U) tiene un comportamiento anisótropo, de manera que puede ser definido por sus tres extremos:

- Resistencia corte sin drenaje a compresión S_{uTXC}
- Resistencia corte sin drenaje a tracción S_{uTXE}
- Resistencia corte sin drenaje a corte directo S_{uDSS}

En la siguiente figura se muestran resultados simbólicos de estos ensayos y modos de rotura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

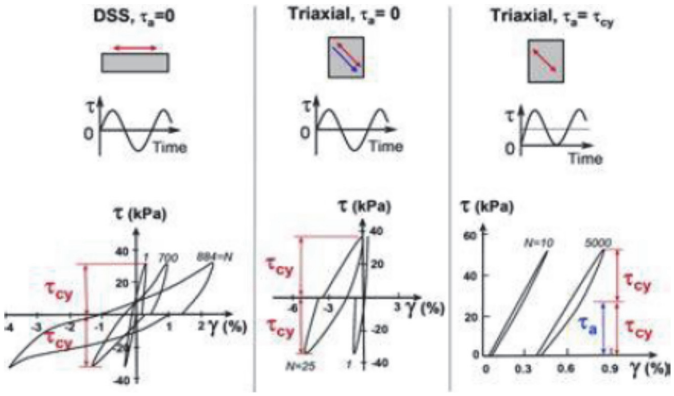


Fig. 5. Anisotropía de la resistencia a corte sin drenaje de una arcilla

La combinación de este conjunto de parámetros permite dibujar unos gráficos para cada material en los que todos ellos quedan relacionados. En la figura siguiente se muestra un ejemplo del mismo aplicable a la arcilla rígida de Londres. (London Clay).

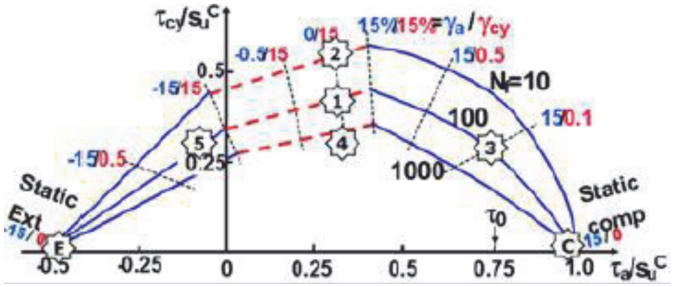


Fig. 6. Criterio de rotura para cargas cíclicas y estáticas (Andersen)

El comportamiento anisótropo de la resistencia sin drenaje ha sido recientemente formulado por PLAXIS, y se presenta bajo la ecuación constitutiva NGI (Norwegian Geotechnical Institute). Utilizando dicha ecuación se modeliza en el apartado siguiente las pantallas auscultadas.

6. Modelización de la pantalla con PLAXIS

Utilizando el programa de elementos finitos PLAXIS, se ha modelizado el comportamiento de la pantalla aproximándolo al comportamiento observado. De manera innovadora se ha utilizado la ecuación constituida NGI para representar el comportamiento de la arcilla rígida en lugar de un modelo más clásico, como podía ser el Morh-Coulomb.

El modelo NGI es un modelo en presiones totales con una resistencia anisótropa al corte. Esta anisotropía se encuentra en la ecuación constitutiva del material.

El modelo de cálculo utilizado se representa en la siguiente figura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

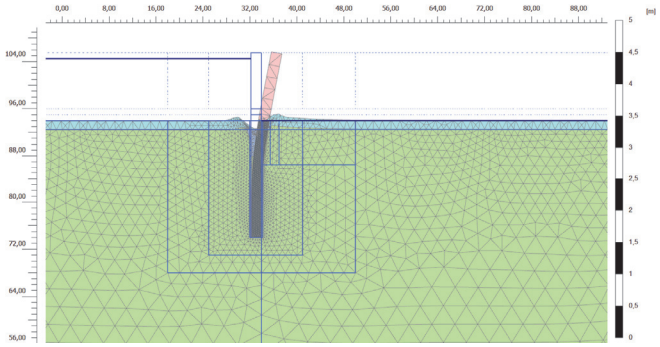


Fig. 7. Modelo de cálculo PLAXIS

Los movimientos en la cabeza de la pantalla obtenidos del modelo, que han servido para el ajuste con los datos de auscultación y los movimientos en el nivel superior del estrato de arcilla, se representan en el siguiente gráfico.

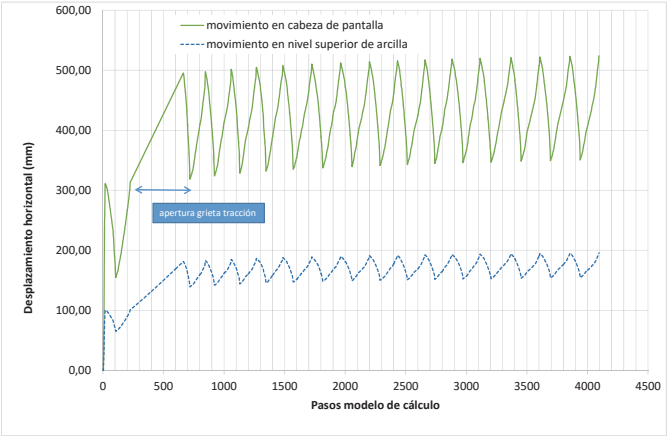


Fig. 8. Movimientos de la pantalla

El modelo tiene las siguientes características que se aprecian en la figura:

- El modelo empieza con un ciclo de carga y descarga, seguido de un ciclo de carga donde ocurre una grieta de tracción en el trasdós de la pantalla
- A partir de ese punto se reproducen quince ciclos completos de marea

Se observa que:

- La grieta de tracción produce un incremento de deformaciones en la pantalla que permitiría justificar valores absolutos altos del desplazamiento. El tamaño de la grieta de tracción podría utilizarse como variable para ajustar los distintos movimientos observados en cada sección de pantalla
- En cada ciclo, la pantalla acumula una deformación adicional. Es decir el movimiento en cabeza aumenta en cada ciclo. Sin embargo, hay una tendencia a estabilizarse con el número de ciclos, como se aprecia en la siguiente figura. El modelo no llega a una estabilización total porque los pequeños movimientos se acaban superponiendo al error numérico del modelo, de la misma forma que en la obra, el mínimo movimiento queda cubierto por el error de la medición

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

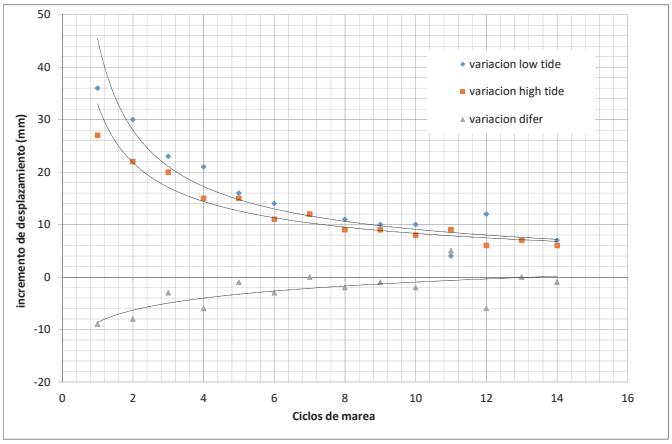
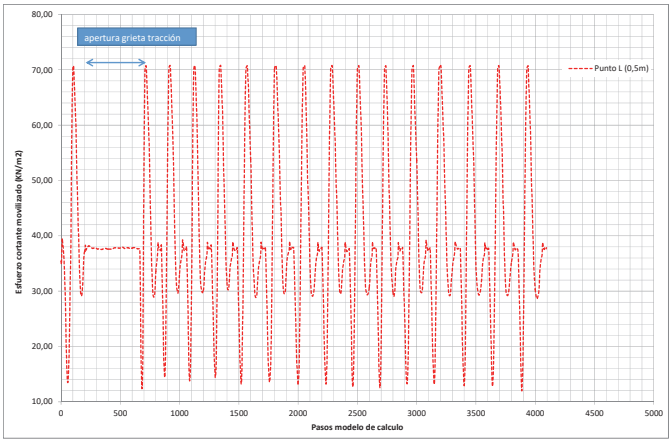


Fig. 9. Curva de estabilización de los movimientos

Se ha realizado un seguimiento de los caminos de tensiones que se siguen en cada punto. Uno de los gráficos más representativos muestra la relación entre la tensión tangencial movilizada y el número de pasos del modelo. En los gráficos siguientes se representan estos valores para dos puntos: uno situado próximo a la superficie de la arcilla -por tanto se trata de un punto que plastifica en cada ciclo-, y un segundo punto situado a 6.0 m de profundidad -este punto está lejos de movilizar su máxima resistencia a corte-.



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

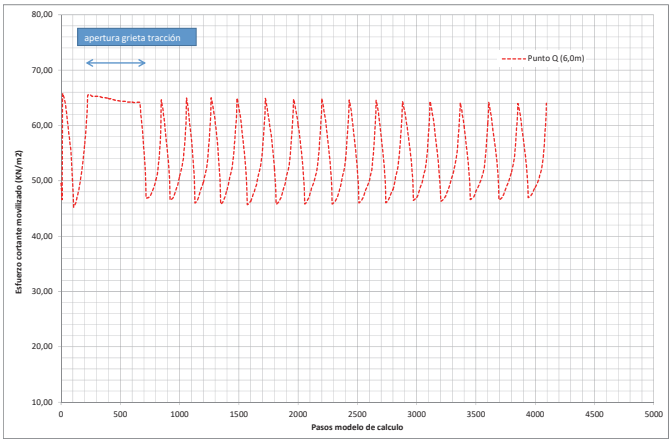


Fig. 10. Tensiones tangenciales cíclicas en el terreno

El valor de la tensión cortante media movilizada y la tensión cortante cíclica se puede representar en el marco de referencia propuesto por Andersen, con los resultados que se recogen en la siguiente figura.

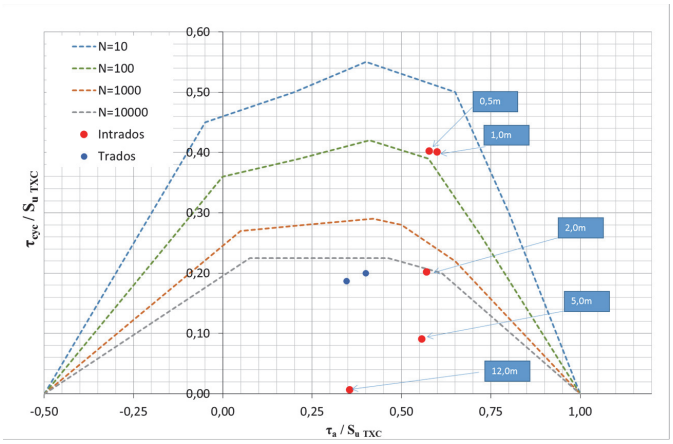


Fig. 11. Representación de las tensiones cíclicas en el criterio de rotura de Andersen (en los recuadros se indica la profundidad de la muestra respecto a la parte superior del nivel de arcillas)

En el grafico se observa que:

- Los puntos más próximos a la superficie, alcanzarían la plastificación -de acuerdo al criterio de rotura propuesto por Andersen- entre los ciclos 10 y 100
- A partir de una profundidad, en torno a 1.5m, las solicitaciones cortantes se encuentran lejos del límite de plastificación, de manera que son capaces de soportar un mayor número de ciclos, equivalentes a su vida útil, sin alcanzar la zona plástica
- Los puntos del trasdós, incluso próximos a la superficie, se encuentran también lejos de la zona de posible plastificación por ciclos

En la figura siguiente se observa como la deformación de cortante crece en la zona donde ocurre la plastificación mientras que permanece estable por debajo de dicha zona.

En la zona superior plastificada, la deformación aumenta pero sigue ejerciendo una presión estabilizante sobre la pantalla. De manera que, la deformación en cabeza de la pantalla aumenta pero su estado de equilibrio permanece constante.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La observación de este modelo pone de manifiesto la presencia de una zona superior en la que la plastificación y por tanto las deformaciones crecen en cada ciclo de marea, pero dicha deformación se ve finalmente compensada por la resistencia de estratos más profundos, donde el material trabaja en un régimen más alejado de la plastificación.

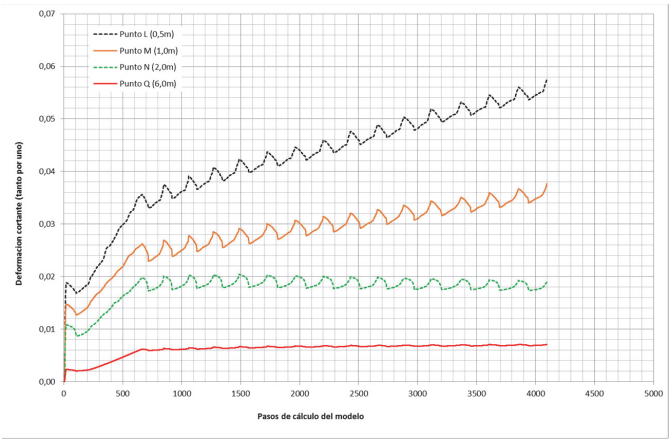


Fig. 12. Deformaciones tangenciales cíclicas en el terreno

7. Recomendaciones para diseño de pantallas en voladizo sometidas a cargas cíclicas

La auscultación e interpretación de los resultados de estas pantallas, permite obtener las siguientes conclusiones aplicables al diseño de pantalla en voladizo sometidas a cargas cíclicas dentro de un estrato de arcillas rígidas saturadas.

En primer lugar, las estructuras sometidas a cargas cíclicas deben en general ser lo más rígidas posibles, ya que los movimientos asociados cambian las propiedades mecánicas de los suelos. Para limitar este fenómeno, se debe acotar en lo posible los movimientos. En el caso de pantalla en voladizo, estas deben tener un empotramiento suficiente para garantizar que trabajan con un punto de empotramiento fijo, es decir no se produce un giro como solido rígido de la pantalla.

Existen distintos modos de lograr este comportamiento, pero se considera que es adecuado diseñar un empotramiento igual a 2.5 a 3.0 veces la longitud elástica de la pantalla, según la metodología expuesta en la referencia (2) para pilotes sometidos a cargas horizontales.

Adicionalmente, los movimientos deben limitarse con la inercia de la pantalla. Es decir, el estado de deformaciones en servicio debe gobernar la inercia de la pantalla.

Como **segunda idea**, el diseño tiene que tener en cuenta la formación de una grieta de tracción en el trasdós de la pantalla. Esta grieta además puede estar hidráulicamente conectada al nivel de marea. Además cabe la posibilidad de que dicha grieta se colmate con materiales finos durante la fase de apertura en marea alta, de manera que la recuperación en marea baja quede impedida.

La profundidad de la grieta de tracción inicialmente se desconoce. La grieta de tracción sirve para justificar mayores o menores desplazamientos en la cabeza, de manera que se puede determinar a partir de la auscultación de la pantalla. Este hecho no supone una limitación al diseño, ya que su influencia en la estabilidad de la pantalla es poco relevante.

En el caso de las pantallas de Londres, grietas de tracción entre 2.0 a 5.0m han sido suficientes para justificar los movimientos observados.

Con el fin de controlar la colmatación de estas grietas, el diseño debe contemplar la posibilidad de colocar una capa granular de tamaños superiores a la apertura de la grieta. Esta capa granular, además puede concebirse como una protección anti-socavación. En caso de colocarse a ambos lados de la pantalla, es también un refuerzo del suelo en el nivel superior, que es el que más se va a deformar.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La tercera idea es que las deformaciones son superiores a las que se obtienen con el método estático. El carácter cíclico de la carga se traduce en una deformación residual de la pantalla que modifica aumentando las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes. Sin embargo, la estabilidad geotécnica se ve poco influenciada por el carácter cíclico de la carga. Es decir, la consideración habitual de diseñar la pantalla para la carga máxima del ciclo, considerando esta como una carga estática es válida a efectos de estabilidad global.

Esta deformación residual puede ser tenida en cuenta bajando la posición de punto de empotramiento fijo de la pantalla. Los cálculos realizados para las pantallas de Londres indican que el efecto de los 100 primeros ciclos reduce el punto de empotramiento fijo en unos 2.0m, valor para el cual se estabiliza el movimiento.

La magnitud en la que la profundidad del punto fijo tiene que reducirse debe ser motivo de un análisis más detenido. Una investigación adicional y más casos de estudio son necesarios para definir la relación entre esta longitud y la carga cíclica, ahora bien, parece que el criterio de rotura de Andersen para cargas cíclicas puede tomarse como un punto de partida para valorar este fenómeno.

Referencias

ANDERSEN, K.H (2015) “Cyclic Soil Parameters for Offshore Foundation Design”. en *Frontier in Offshore Geotechnics III*.

JIMENEZ SALAS, J.A (1981) *Geotecnia y Cimientos Tomo III*. Madrid. Editorial Rueda.

ANDERSEN, K.H (1991) *Cyclic Loading of Soils, From Theory to Design.* London. edited by M.P.O’Reilly & S. F. Brown

ANDERSEN, K.H (1976) “Behavior of Clay subjected to undrained cyclic loading”. Int. Conf. on Behaviour of Offsh. Struct., BOSS’76. Trondh., Proc. (1): 392–403. Also NGI Pub.114.

UNE-EN 1997-1:2016 *Eurocodigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1. Reglas generales*

UNE-EN 1997-2:2007 *Eurocodigo 7: Geotechnical Design. Parte 2. Ground Investigation and Testing.*

BS EN 8002-2015-*Code of Practice for Earth Retaining Structures*.

BS EN-8004 *Foundation*.

ANSI/ API *Recommended Practice 2GEO Oct 2014. Geotechnical and foundation Design Consideration*

DNV-OS-J101. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Criterios de selección para el buque de proyecto en obra marítima parámetros habituales para caracterizarlo

Ayuso, Carmen[1]; Verdugo, Ismael[2]; Iribarren, José Ramón[3]
[1]Siport21. Ingeniero de proyecto – carmen.ayuso@siport21.com, [2]Director de Operaciones – ismael.verdugo @siport21.com, [3]Director General – jose.r.iribarren @siport21.com

Resumen

Este trabajo pretende, por un lado, unificar criterios para identificar las tipologías de buques de manera que se facilite la selección del buque de proyecto, en función de su tipología y dimensiones principales, ligándolas a las diferentes nomenclaturas comúnmente utilizadas junto con otros parámetros característicos relacionados con la capacidad de carga u otras variables relevantes.

Adicionalmente se presentará una actualización de la tendencia del crecimiento de diferentes tipologías de buques, ligada a determinados parámetros (técnicos u operacionales) que pudieran condicionar su crecimiento en un futuro próximo.

Este documento pretende complementar las principales referencias existentes (ROM 3.1-99 y PIANC Report 121) para la selección del buque de proyecto y actualizarlas incluyendo nuevas nomenclaturas y dimensiones, corrigiendo algunas desviaciones detectadas.

***Palabras clave**: Buque de proyecto, tipología del buque, parámetros del buque, dimensiones, mercancía, zonas de paso, capacidad.*

1. Introducción

El dimensionamiento de los espacios navegables y equipos de amarre sobre las infraestructuras portuarias se realiza para un determinado **buque de proyecto** que se selecciona como representativo de los diferentes tipos de buques que operarán en la zona de estudio, normalmente como cota superior de capacidad o dimensiones. Es por lo tanto esencial que su definición contemple con claridad y precisión los parámetros directamente implicados en el proceso de diseño.

Existen una serie de **parámetros básicos**, relacionados con sus dimensiones, que son fundamentales para una adecuada selección del buque de proyecto (eslora total, eslora entre perpendiculares, calado, manga, desplazamiento, …). Sin embargo, es necesario aclarar cuáles son los **parámetros específicos** a tener en cuenta para la **operación habitual** del buque frente a los que están exclusivamente ligados con su diseño estructural. Por ejemplo, utilizar el *calado de escantillonado* frente al *calado de diseño* puede suponer un incremento innecesario en una eventual obra de dragado.

Del mismo modo, es necesario identificar determinados **parámetros fundamentales** para analizar la **compatibilidad** del buque con la infraestructura de amarre, caracterizando tanto su propia geometría (longitud del cuerpo cilíndrico, posición de manifolds, ubicación de puertas de embarque, …) como los equipos a bordo (líneas, maquinillas, bitas, …).

Es igualmente habitual que los parámetros principales o la propia nomenclatura utilizada para caracterizar un determinado tipo de tráfico varíen en función del interlocutor. De esta forma, se puede hablar de un buque granelero tipo **Capesize** o de un buque de **200.000 TPM**, de un buque portacontenedores de **13.000 TEUs** o de un **Post-Panamax o New-Panamax**, sin especificar su eslora, manga o calado máximos. Estas discrepancias en la nomenclatura del buque generan con frecuencia cierta confusión en fases esenciales de proyecto que pueden llevar a desviaciones notables.

A continuación, se presenta la clasificación de las distintas **tipologías de buques identificadas**, unificando criterios para la selección y determinación del buque de diseño atendiendo a sus distintos parámetros (dimensiones, capacidad, zonas de paso, escala particular, mercancía, etc.). Para ello, se han tenido en cuenta, por un lado, las principales referencias existentes (ROM 3.1-99 y PIANC *Report* 121), así como la **flota** de buques **existente en la actualidad**.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Conceptos básicos

A continuación, se incluyen las descripciones de los principales parámetros incluidos en el presente artículo:

- Eslora, manga y calado [de diseño / verano - máximo en condiciones de operación normales]
    - Eslora entre perpendiculares L_{PP}: Distancia entre corte de flotación con la roda (perpendicular de proa) y el eje del timón (perpendicular de popa)
    - Calado de escantillonado: Calado para el que el buque soporta esfuerzos estructurales máximos admisibles
- Peso muerto [TPM/DWT]: Peso de todo lo que puede transportar un buque (carga + combustible, provisiones, lastre, tripulación, …)
- Desplazamiento [t]: Peso del volumen del agua desplazada por la carena
- "Toneladas" de registro bruto [GT]: Volumen entre planta y cubierta alta – *Gross Tonnage (1 tonelada Moorsom = 2.83 m^3)*
- TEU [*Twenty foot Equivalent Unit*]: contenedor de 20 ft (6.1 m) de largo x 8 ft (2.4 m de ancho) x 8.5 ft (2.6 m)
- CEUs [*CarEquivalent Unit*]
- ml: metro lineal

3. Clasificación

3.1 Limitaciones en zonas de paso

Dado que, hoy en día, la selección de la ruta de navegación viene determinada por las dimensiones máximas permitidas en los principales canales y estrechos, una de las clasificaciones principales de los buques se rige por su capacidad de paso por los mismos. Aquellos buques cuyas **dimensiones exceden los límites establecidos** por estas vías navegables son conocidos como **Capesize**, y deben navegar rodeando el Cabo de Buena Esperanza y el Cabo de Hornos para trasladarse de uno a otro océano. Los canales y estrechos de mayor importancia y que influyen en mayor medida sobre el tráfico mundial actual son los siguientes:

- **Canal de Panamá**. Inaugurado en 1914, el Canal de Panamá recortó significativamente la distancia entre los puertos de los océanos Atlántico y Pacífico y revolucionó el comercio mundial al permitir grandes ahorros en tiempo y dinero. Los **limitantes** para permitir el paso de buques por el Canal de Panamá son las dimensiones de sus esclusas, que afectan a la **eslora, calado y manga**. Así, su creación originó la clasificación de buques tipo **Panamax**, principalmente para el tráfico de buques **portacontenedores**, los cuales podían contar con hasta **32.2 m de manga** (294.1 m de eslora y 12.0 m de calado). A finales de los años 80 surge la terminología **Post-Panamax** para referirse a los nuevos portacontenedores que se construyeron en dicha época y cuya manga excedía los límites de acceso permitidos por el Canal de Panamá. Posteriormente, tras la inauguración de las **nuevas esclusas** del Canal de Panamá en el año **2016**, surge el término **Neo-Panamax** para identificar a los buques de mangas **hasta 51.2 m**, cuyas dimensiones son las máximas permitidas en la actualidad (esloras de hasta 369 m de eslora y 15.2 m de calado, *ref: Tritón*, mayor buque hasta la fecha).

- **Canal de Suez**. La inauguración del Canal de Suez en el año 1869 marcó un punto de inflexión en el tráfico marítimo, pues permitía **acortar** significativamente la **ruta** del comercio marítimo **entre Europa y el Sur de Asia**, que previamente se veía obligado a rodear el continente africano. Este canal limita el paso de buques por calado, capacidad y puntal máximo. Los buques que cumplen con los parámetros adecuados para navegar por el canal son calificados como tipo **Suezmax**, y esta denominación se refiere principalmente a buques **graneleros** y **petroleros**. Originalmente, el **calado máximo** permitido era **18 m** pero, tras las obras de profundización del canal en el año **2009**, subió a **20 m**, en ambos casos con un puntal máximo de unos 70 m. Estas limitaciones son menos restrictivas que las del Canal de Panamá. No obstante, algunos petroleros en plena carga exceden los límites permitidos, debiendo transferir parte de su carga o bien efectuar la travesía alrededor del Cabo de Buena Esperanza.

- **Vía Marítima del San Lorenzo**. Formada por el Canal de San Lorenzo y la vía navegable de los Grandes Lagos, comprende tramos de río navegables, esclusas y canales. Permite a los buques procedentes de océano **Atlántico** alcanzar los Grandes Lagos de América del Norte, hasta el **Lago Superior**, **salvando las Cataratas del Niágara**. Sus

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

limitaciones de acceso definen una nueva categoría de buque denominada **Seawaymax**, cuyas dimensiones no pueden exceder los **225.6 m de eslora, 23.8 m de manga y 7.92 m de calado**. Gran parte de los buques de nueva construcción siguen cumpliendo con las dimensiones Seawaymax con el fin de mejorar su versatilidad.

- **Estrecho de Malaca**. Se trata de un importante corredor marítimo que une el mar de Andamán con el mar de la China Meridional, conectando el Índico con el Pacífico por la ruta más corta. Es la principal vía de abastecimiento de petróleo de Japón y China. El tamaño máximo de los buques que pueden navegar por sus aguas se denomina **Malaccamax**, término empleado fundamentalmente en grandes **portacontenedores**, **petroleros y graneleros**, que tienen el calado restringiod a **21.0 m** máximo.

- **Instalaciones portuarias en China**. Aunque inicialmente los buques más utilizados para suministrar minerales a China fueron los Capesize, en el año 2011 la **compañía brasileña Vale** construyó sus primeros buques especialmente diseñados para navegar entre Brasil y diversas instalaciones portuarias chinas. Estos buques fueron inicialmente denominados **Chinamax** y, **posteriormente, Valemax** debido al propio nombre de la compañía. Se trata de buques diseñados para satisfacer de forma rentable las cantidades masivas de mineral que demanda el país de China. Sus **máximas dimensiones** son **360 m de eslora**, **65 m de manga y 24 m de calado**, con hasta **400 000 TPMs**.

- **Puerto de Qatar**. El buque máximo que se permite atracar en las terminales de GNL en el puerto de Ras Laffan es denominado **Q-Max**, y se trata de un buque **metanero de membranas**, cuyas dimensiones son **345 m de eslora, 53.8 m de manga** con un calado máximo de 12 m aproximadamente y una capacidad de **266 000 m^3**. El primer metanero Q-Max comenzó a operar en 2007, y de 2008 a 2010 la flota de metaneros Q-Max se incrementó a 14 buques.

Además de los términos anteriormente citados, existen otras clasificaciones como Kamsarmax (Puerto de Kamsar, Guinea), Newcastlemax (puerto de Newcastle, Australia), Setouchmax (mar interior de Seto, Japón) o Dunkirkmax (puerto de Dunquerque, Francia), cuyas dimensiones vienen definidas por vías de navegación o puertos de operación.

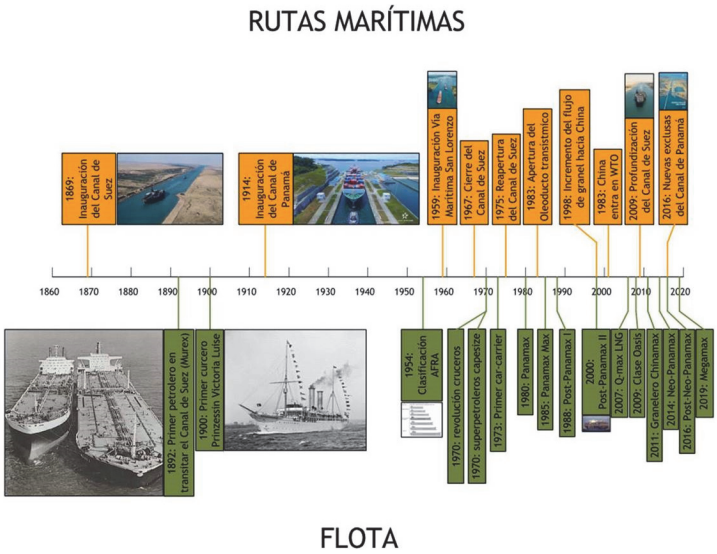


Fig. 1. Evolución histórica de las rutas marítimas y de la flota mundial

3.2 Portacontenedores [TEUs]

La **clasificación** de estos buques, por lo general, se realiza indicando la **capacidad de carga en TEUs** (contenedores de 20 pies x 8 pies x 8 pies), con excepción de la compañía Maersk, que comunica los datos de sus buques en "Número máximo de contenedores llenos con un peso promedio de 14 toneladas cada uno", obteniendo un resultado distinto a los del resto de compañías.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Los buques portacontenedores surgen en el año **1956**, cuando el empresario McLean adquirió una compañía de barcos de vapor para transportar remolques de camión. La aparición de los primeros buques portacontenedores, diseñados específicamente para este tipo de mercancía, fue prácticamente inmediata, con una **capacidad inicial de unos 200 TEUs**.

En **1972** se construyeron los primeros buques portacontenedores de más de 3000 TEUs y durante los siguientes años la mayor **capacidad** registrada venía **limitada por el Canal de Panamá**, con no más de 5000 TEUs, 294 m de eslora y 32.2 m de manga. No fue hasta **1996** cuando comenzaron a construirse buques que excedían las dimensiones Panamax (buques **Post-Panamax**), lo que provocó una revolución en el mercado y un **crecimiento exponencial** en las dimensiones de estos buques. Dada la tendencia de crecimiento de estos buques, cabe esperar que sea el Canal de Suez el referente para la construcción de nuevas clases (y dimensiones) de buques portacontenedores en un futuro.

Hoy en día los buques portacontenedores se **categorizan** de la siguiente manera, **en función de la capacidad** de los mismos, medida **en TEUs**:

- ***Small Feeders***: < 1000 TEUs
- ***Feeders***: 1000 – 2000 TEUs
- ***Feedermax***: 2000 – 3000 TEUs
- ***Panamax***: 3000 – 5000 TEUs
- ***Post-Panamax***: 5000 – 10000 TEUs
- ***Neo-Panamax***: 10000 – 14500 TEUs
- ***Ultra Large Container Vessel (ULCV)***: > 14500 TEUs

Actualmente, los **mayores buques portacontenedores** son los de la clase **MSC Gülsün**, perteneciente a la naviera MSC, con una capacidad de hasta **22960 TEUs** y unas dimensiones de **400 m de eslora**, **61.5 m de manga** y 16.5 m de calado a plena carga. A estos buques se les sitúa en una nueva clasificación denominada **Megamax-24** (MGX-24), y cuenta con 24 filas de contenedores sobre cubierta.

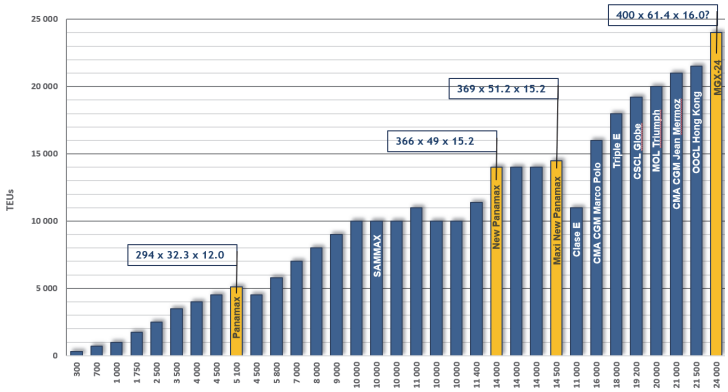


Fig. 2. Clasificación de los buques portacontenedores. TEUs

Cabe destacar que el crecimiento de estos buques ha conllevado un **crecimiento también en las instalaciones portuarias** con el fin de adaptar las mismas y permitir el acceso y operación eficiente de estos buques. En concreto, el crecimiento portuario no ha sido únicamente en obras de dragado, longitudes de muelle, defensas o bolardos, sino también en la adaptación de las **grúas** para poder alcanzar las nuevas dimensiones en manga y puntal de estos buques y la superficie de almacenamiento para tan elevado número de contenedores. En paralelo ha ido el desarrollo de sistema de gestión de información avanzados, automatización de los equipos de transferencia de carga, etc.

3.2.1 Particularidades. Calado de diseño y calado de escantillonado

Las diferencias entre el **calado de diseño** y el calado de **escantillonado** tienden a generar cierta confusión en fases de diseño y, en ocasiones, a sobredimensionar las zonas navegables. El calado de **escantillonado**, es un valor máximo que

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

se calcula para que la **estructura** del buque cubra supuestos en los que, a lo largo de su explotación, transporte de forma excepcional una carga más pesada o de mayor densidad que la de diseño. Por su parte, el calado de **diseño** es aquél con el que se diseña un buque para que opere habitualmente (es el valor máximo bajo el cual se navegará en condiciones normales y la referencia que mantienen los oficiales de carga para garantizar la navegación óptima del buque (menor consumo de combustible)). El calado de diseño es, por tanto, el valor a emplear en **diseño portuario**.

Dependiendo del tipo de buque, las **diferencias** entre calado de **escantillonado** y calado de **diseño** serán mayores o menores. Así, por ejemplo, en buques petroleros para los cuales la situación de plena carga ya es una situación que alcanza prácticamente la máxima capacidad de los tanques (en peso y volumen), las diferencias entre ambos términos son mínimas. Por el contrario, en el caso de los buques **portacontenedores** sí existen diferencias **significativas** entre ambos términos, siendo el calado de diseño aproximadamente 0.75-0.90 veces el calado de escantillonado (o del orden de 1.5 m inferior).

Sin embargo, es sabido que en ocasiones, las propias navieras exigen que sea el **calado de escantillonado**, superior al de diseño, el que se utilice como parámetro de diseño para garantizar el acceso a determinadas terminales. Este criterio añade un margen de seguridad adicional al resguardo bajo quilla del buque durante toda su maniobra.

3.3 Graneleros [TPMs]

Los buques graneleros se pueden categorizar en función de distintos aspectos como su tamaño, el tipo de mercancía (mineraleros, carga combinada, *open hatch*, …) o sus características estructurales (monocasco, doble casco, …). No obstante, de cara al diseño portuario la clasificación más usada es **función del tamaño del buque o capacidad de carga**, y viene expresada **en toneladas de peso muerto (TPM).** Así, se distinguen las siguientes clases de buques graneleros.

- ***Mini bulkers***: < 24000 TPM (100 – 130 m de eslora). Principalmente utilizados en rutas costeras.
- ***Handysize***: 24000 – 35000 TPM (130 – 150 m de eslora y máximo calado de 10 m). Es el tipo de buque más numeroso a nivel mundial.
- ***Handymax***: 35000 – 50000 TPM (150 – 200 m de eslora).
- ***Panamax***: 50000 – 90000 TPM (200 – 230 m de eslora, manga máxima de 32.2 m y 13 – 15 m de calado a plena carga). Diseñados para acceder al Canal de Panamá.
- ***Capesize***: 85000 – 200000 TPM (230 – 270 m de eslora, hasta 17 m aprox. de calado a plena carga). Exceden las dimensiones de los Canales de Suez o Panamá. Pocos puertos en el mundo son capaces de recibir estos buques en condición de plena carga debido a su gran calado.
- ***VLBC (Very Large Bulk Carrier)***: > 200000 TPM (> 270 m de eslora, > 20 m de calado a plena carga). Suelen ser específicamente diseñados para rutas y puertos determinados, preparados para recibir este tipo de buques.

Actualmente, los **mayores buques graneleros** son los **Valemax**, pertenecientes a la compañía brasileña Vale, con una capacidad de hasta **380000 – 400000 TPM** y unas dimensiones de **360-362 m de eslora**, **65 m de manga** y 24 m de calado a plena carga.

Por otra parte, también se destacan los buques graneleros **supramax**, con una capacidad de 50000 – 60000 TPM, que cobran importancia frente a los tradicionales handymax por contar con grúas sobre cubierta. De forma similar, surgen en los últimos años los **ultramax**, con una capacidad de 60000 – 65000 TPM que desplazan a graneleros de menores o similares dimensiones que no estaban equipados con grúas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

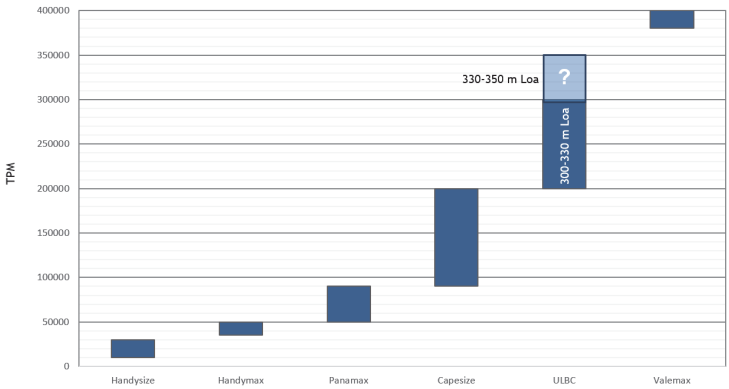


Fig. 3. Clasificación de los buques graneleros. TPM

3.4 Petroleros [TPMs]

Con el fin de estandarizar la categorización de los buques petroleros, la flota mundial de este tipo de buques se clasifica en función del **sistema AFRA** (*Average Freight Rate Assessment*). Este sistema de clasificación **se basa en la capacidad** de los buques, **medida en TPM**, y **permite estandarizar** los términos del contrato, establecer los costes de envío o determinar la capacidad de los barcos para acceder a determinadas áreas navegable.

A lo largo de la historia, desde que se creó el sistema de clasificación AFRA, los buques han evolucionado y crecido en tamaño, agregándose nuevas categorías como VLCC y ULCC que surgieron en los años 70. Actualmente se distinguen las siguientes clases de buques petroleros:

- ***Multipropósito***: 10000 – 25000 TPM. Productos refinados.
- ***MR***: 25000 – 45000 TPM (~205 m de eslora). Productos refinados.
- ***LR1***: 45000 – 80000 TPM. Productos refinados o crudo.
- ***Aframax***: 80000 – 120000 TPM (~245 m de eslora). Productos refinados o crudo. Se trata de un tamaño popular entre las compañías petroleras puesto que son capaces de acceder a la mayoría de puertos del mundo.
- ***LR2***: 80000 – 160000 TPM. Productos refinados o crudo.
- ***VLCC***: 160000 – 320000 TPM (~330 m de eslora). Crudo. En estos buques se concentra la mayor parte del transporte de crudo.
- ***ULCC***: 320000 – 550000 TPM (~415 m de eslora). Crudo. Actualmente, la cantidad de petroleros ULCC es relativamente pequeña, ya que su tamaño requiere instalaciones especiales que limitan la cantidad de lugares en que cargar/descargar. El único puerto que permite acceder embarcaciones de este porte (a plena carga) es *Louisiana Offshore Oil Port* (LOOP).

Por otra parte, también se destacan los buques **petroleros Suezmax**, máximo buque capaz de transitar por el Canal de Suez a plena carga, terminología empleada casi exclusivamente para buques petroleros. Un buque petrolero Suezmax típicamente tiene una capacidad de 160000 TPM, una eslora de unos 285 m y una manga de 50 m aproximadamente. Del mismo modo, destacan también los buques petroleros **Panamax** y **New-panamax**, en relación a los límites (originales y nuevos) para transitar por el Canal de Panamá.

El **mayor buque petrolero** es el **Knock Nevis**, construido en 1979, con una capacidad de **565000 TPM, 458 m de eslora, 69 m de manga y 25 m de calado a plena carga**. Se trata también del mayor buque construido, de entre todos los buques existentes (granelero, portacontenedores, crucero, etc.). Dadas sus dimensiones, ningún puerto está preparado para recibir este buque, por lo que sus operaciones se limitaban a zonas offshore hasta que, en 2004, fue reconvertido en una instalación de almacenamiento flotante en la costa de Qatar donde permaneció hasta el año 2009, año en que fue desguazado. Es por esta razón por la que actualmente los buques de mayores dimensiones que se encuentran en operación tienen una capacidad de hasta 430000 TPM.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

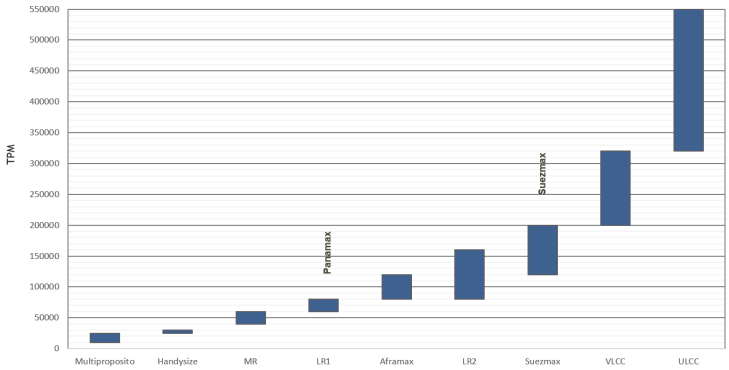


Fig. 4. Clasificación de los buques petroleros. TPM

3.5 Metaneros [m^3]

Los buques metaneros son buques muy sofisticados, construidos expresamente para el transporte de gas natural licuado (GNL). Los primeros se construían con la posibilidad de transportar también GLP, ante la incertidumbre inicial del transporte de GNL. Estos buques se pueden categorizar en función de distintos aspectos, como el **tipo de mercancía transportada** (LPG, LEG, LNG, …), el **método empleado para contener el gas licuado** (totalmente presurizados, semipresurizados, totalmente refrigerados, …), el **tipo de tanques** de contención de carga (tanques independientes, de membrana, integrales, …), o el **tipo de actividad** a realizar, siendo ésta última la clasificación de mayor interés en diseño portuario. A continuación, se presentan los distintos tipos de buques metaneros en función del tipo de actividad que realizan:

- ***Bunkering***: 500 – 10000 m^3. Buques especialmente diseñados para reabastecer de combustible GNL otros buques metaneros en el mar o en puerto.
- ***Small Scale***: 1000 – 80000 m^3. Hoy en día existen pocos buques metaneros dentro de esta categoría, aunque se espera que su mercado crezca en determinadas regiones de interés donde no son necesarias grandes descargas de GNL.
- ***Large Scale***: 125000 – 180000 m^3. Estos buques son diseñados para contar con calado máximo a plena carga inferior a 12 m, con el fin de mantener su versatilidad de acceso a las distintas terminales de importación o exportación del mundo.
- ***Q-Class***: 216000 – 266000 m^3. Se trata de los buques metaneros de mayores dimensiones que existen en la actualidad, y son propiedad de *Qatar Gas Transport Company* (Nakilat). Se pueden distinguir dos subcategorías; metaneros Q-Flex, construidos a partir de 2007 con una capacidad de 210000 a 216000 m^3, y metaneros Q-Max, que aparecen en 2008 y cuentan con una capacidad de 266000 m^3. Los buques tipo Q-Max, además, definen el máximo buque capaz de atracar en las terminales del puerto de Ras Laffan (Qatar) y son los máximos buques metaneros de la flota mundial con unas dimensiones de 345 m de eslora, 54 m de manga y 12 m de calado.

El primer buque metanero fue el *Methane Pioneer*, que originalmente era un carguero, salió a navegación en 1959. Este buque contaba con una capacidad de 5000 m^3, significativamente pequeña para la flota actual, aunque sembró un precedente en la evolución de este tipo de buques. En 1964 entraron en servicio los dos primeros metaneros comerciales, los cuales también contaban con la posibilidad de transportar GLP, con una capacidad de 27500 m^3. En 1969 entraron al mercado los dos primeros metaneros con tanques de membrana y, en 1973, el primer metanero con tanques esféricos (75000 m^3 de capacidad). Poco después se empezó a incrementar la capacidad con que se construían estos buques desde 125000 m^3 (*large scale*) hasta alcanzar los 266000 m^3 (*Q-class*) de capacidad máxima con que cuentan algunos metaneros a día de hoy. En la actualidad, se trata de una flota de buques con altas perspectivas de crecimiento en número en los próximos años.

Por otra parte, en los últimos años ha surgido un tipo de buque metanero específico diseñado para abastecer a otros buques metaneros, con capacidades de carga reducidas, de hasta 25000 m^3 y esloras en torno a los 100 m.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

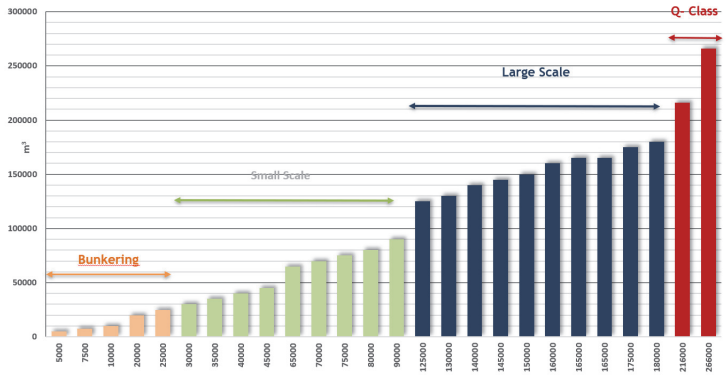


Fig. 5. Clasificación de los buques metaneros. m³

3.6 Cruceros [Pasajeros]

Si bien estos buques se pueden clasificar por itinerario (oceánicos, fluviales, …), compañía, duración, época del año, tipo de cliente, precio, etc., desde un punto de vista de diseño de nuevo la **clasificación** más importante es función de su **capacidad o tamaño.** En un crucero, el tamaño se puede determinar por 3 elementos: GT, dimensiones (eslora, manga y calado) y, sobre todo, por capacidad de pasajeros. De esta forma, los cruceros se pueden clasificar de la siguiente manera:

- ***Cruceros pequeños***: 100 – 1000 pasajeros. En estos buques se ofrecen altos niveles de exclusividad e intimidad, con una calidad de servicio mayor y más personalizada. Destacan compañías como *Azamara Club Cruises* y *Oceania Cruises*.
- ***Cruceros medianos***: 1000 – > 2700 pasajeros. Se trata de un tipo de crucero en que el destino cobra importancia y el cliente tiene un perfil más turístico. En este grupo entran los buques de crucero de mayores dimensiones, como la clase *Millenium* de *Celebrity Cruises*, con una capacidad 2450 pasajeros.
- ***Mega cruceros***: 2700 – > 6000 pasajeros. El gran atractivo de estos buques es la variedad de actividades que se puede realizar a bordo, para todo tipo de cliente. En este grupo entran los buques de crucero de mayores dimensiones que existen en la actualidad, como la clase *Millenium* de *Celebrity Cruises*, con una capacidad 2450 pasajeros, o la **clase *Oasis*** de *Royal Caribbean*, con capacidad de hasta 6200 pasajeros, siendo el **máximo crucero** construido en la actualidad.

Los cruceros son buques que no tuvieron gran importancia hasta los años 70, en que la aparición de los aviones como alternativa en el transporte de pasajeros intercontinental obligó a las navieras a reconvertir su flota y ofrecer así una nueva actividad turística: el crucero. De forma casi inmediata se comenzaron a construir buques específicamente diseñados para este propósito, en los que el crucerista contaba con más comodidades y privacidad (camarotes privados, baños propios, etc.). La máxima evolución de estos buques reside no solo en su capacidad de pasajeros, sino en sus grandes cualidades de propulsión y gobierno que les permiten acceder a puerto sin necesidad de emplear remolcadores que ralenticen la maniobra, desgasten su casco y empeoren su imagen.

Dada la importante superestructura que este tipo de buques instala sobre cubierta, una limitante para el paso por el Canal de Panamá o de Suez en este caso suele estar más relacionada con el puntal. El **máximo crucero** que ha atravesado las esclusas del **Canal de Panamá** ha sido el *Norwegian Bliss*, con 333 m de eslora y capacidad máxima de **4000 pasajeros**.

Conviene destacar la importancia de la clasificación de estos buques en función de la compañía, pues muchas de ellas desarrollan su propia clase de buque de cruceros (Clase Oasis, Clase Quantum, Clase Freedom, …) estableciendo así unas dimensiones estandarizadas para cada clase, y sentando las bases para la clasificación de los cruceros.

Teniendo en cuenta que la oferta y precio de este servicio se ha estabilizado con el tiempo y considerando las necesidades del cliente final (para un crucerista, mayor lujo y privacidad), cabe esperar que la tendencia de este mercado lleve a diseñar cruceros de lujo con menor capacidad y atención más personalizada.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

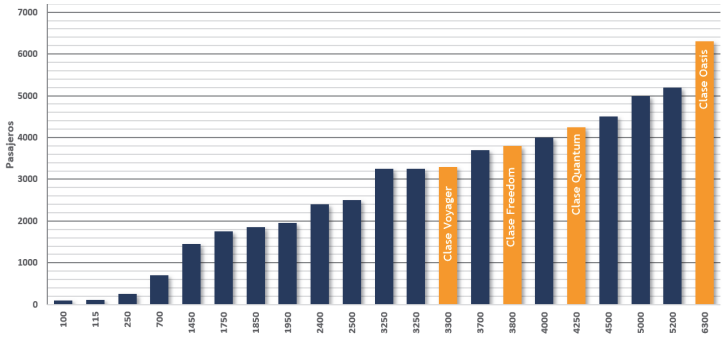


Fig. 6. Clasificación de los cruceros. Número de pasajeros

3.7 Car-carriers [CEUs]

Los buques car-carriers están específicamente diseñados para el transporte de carga rodada (automóviles, camiones, etc.), la cual es capaz de acceder al buque por sus propios medios a través de grandes rampas y compuertas, situadas generalmente a popa y/o proa, lo que permite realizar las operaciones de carga y descarga con gran rapidez.

Estos buques no se clasifican en categorías concretas, sino que existe una amplia variedad de car-carriers, desde ferries de menor porte hasta los grandes PCC. En todo caso, se distingue su tamaño en función de su capacidad de carga, medida en **CEUs** (*Car Equivalent Unit*).

Los primeros buques que transportaban mercancía rodada comenzaron a construirse en los años 20, destinados al tránsito en los Grandes Lagos de Estados Unidos. Sin embargo, no fue hasta mediados de los años 60 cuando aparecieron los primeros buques **PCC** (*Pure Car Carriers*) que se especializaban exclusivamente en el transporte de automóviles y, con ellos, la cota del muelle toma importancia, así como las variaciones de las mareas para permitir a estos buques realizar las operaciones de carga y descarga adecuadamente. Una variante de este tipo de buques son los **PCTC** (*Pure Car and Truck Carriers*), los cuales incorporaban cubiertas elevables para poder acomodar vehículos de mayores dimensiones, como autobuses o camiones.

El número de buques de este tipo se ha ido incrementando a lo largo de los años, siendo Nissan Motor Car Carrier la principal naviera que opera estos buques. Con la construcción del car-carrier Faust, de *Wallenius Wilhelmsen Logistics*, que cuenta con una capacidad de hasta 8000 CEUs en el año 2007, se comienza a hablar de un nuevo tipo de car-carriers denominado **LCTC** (*Large Car & Truck Carrier*). El mayor car-carrier construido (en cuanto a capacidad de carga) , de tipo PCTC, es el **Höegh Target**, construido en 2015 y con una capacidad de **hasta 8500 CEUs**, 200 m de eslora y 40.8 m de manga. Si bien se destacan buques de mayor eslora (MV Tønsberg, con 265 m de eslora y 32.27 m de manga) pero menor capacidad de carga.

Cabe destacar que, además de los buques car-carrier puros, existen otro tipo de buques que transportan mercancía rodada como son los RoPax (carga rodada y pasajeros como los ferries), ConRo (carga rodada y contenedores) o RoLo.

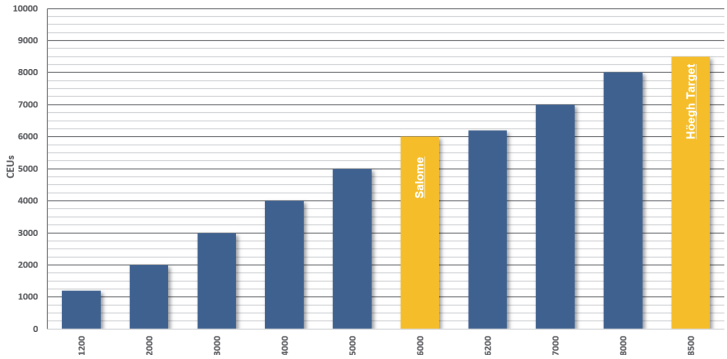


Fig. 7. Clasificación de los car-carrier. CEUs

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.8 Ro-Ro Ferries [ml]

Los buques ferry son embarcaciones destinadas a transportar pasajeros de un punto a otro, generalmente en distancias relativamente cortas y con horarios programados. De hecho, en algunas ciudades costeras forman parte del transporte público, pues puede resultar más rentable construir este tipo de embarcación que puentes o túneles.

Dada la demanda por parte de los pasajeros de contar con medios de transporte que permitan llevar consigo coches, caravanas o motos, los buques **Ro-Pax** (carga de vehículos y pasaje) son de gran relevancia en el transporte mundial. La unidad de medida principal en este tipo de buques, para conocer las dimensiones, es el **metro lineal** que indica la longitud de las calles para los vehículos en bodegas, dando así una indicación de la cantidad de coches que el buque puede transportar. Así, un metro lineal indica un área de ancho igual al ancho de la calle (en general, 2 m) y 1 m de largo, es decir, 2 m^2. Como norma general, un coche necesitará del orden de 6 metros lineales y un camión, unos 18 metros lineales.

Estos ferries tipo Ro-Pax son, además, el tipo de ferries que mayores dimensiones alcanza. Los ferries de mayores dimensiones en el mundo suelen navegar en Europa, siendo el más grande el Stena Hollandica, con una capacidad de 5500 metros lineales, 240 m de eslora y 32 m de manga.

Además de los buques Ro-Pax existen otros tipos de ferries en función de su diseño, capacidad o velocidad, entre otros, como el fast-ferry, que alcanza altas velocidades, el transbordador ferroviario, que transporta vehículos ferroviarios, o el transbordador de cable, empleado para distancias muy cortas y propulsado y dirigido por uno o más cables.

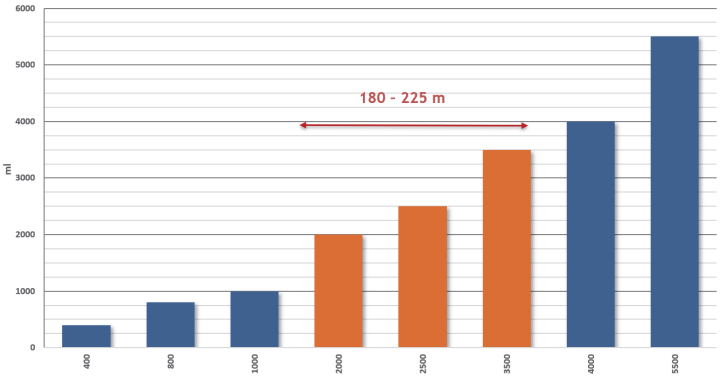


Fig. 8. Clasificación de los Ro-Pax. ml

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Control de la turbidez en actuaciones de alimentación de playas

Jordá-Guijarro, M.A. [a]; Luna-Martínez, F.[b]; Villena-Hernández, C. A. [c]; Trujillo-Córcoles, J.I. [d]

[a]Servicio Provincial de Costas de Alicante (MITECO), Plaza de la Montañeta 5, Alicante, majorda@miteco.es [b]Ingeniería y Estudios Mediterráneo SLP, Álvarez Sereix 14, Alicante, fluna@ingemed.eu [c]Grupo Tragsa - SEPI, Avenida Doctor Jiménez Díaz 4 Plantas 7ª y 8ª, Alicante, cvillena@tragsa.es [d]Servicio Provincial de Costas de Alicante (MITECO), Plaza de la Montañeta 5, Alicante, jitrujillo@miteco.es

Resumen

La erosión de las playas es un fenómeno que en el Mediterráneo se registra a menudo de manera simultánea a la regresión de las praderas de posidonia oceánica y podría considerarse una de las causas de esta. La alimentación de playas mediante aportes periódicos que compensen el déficit anual del balance sedimentario es una opción sostenible para el mantenimiento de la costa y de las comunidades que la habitan. Sin embargo, en algunos sectores, persiste la idea de que una de las principales causas de la regresión de las praderas de Posidonia es la regeneración de playa poniendo trabas a este tipo de actuaciones hasta el punto de hacer imposible su ejecución. Uno de los efectos que se aducen como generador de impactos sobre el medio es la turbidez. En este artículo se aborda como el control del contenido de finos de los materiales de aportación puede ser una buena herramienta para evitar la generación de turbidez, frente a otras medidas como las costinas antiturbidez, cuya eficacia e inconvenientes se analizan también.

Palabras clave: *erosión, realimentación de playas, posidonia oceánica, turbidez, cortinas antiturbidez*

1. Introducción

La erosión costera es un proceso natural que siempre ha existido y que ha dado forma a las costas a lo lago de la historia, sin embargo la erosión alcanza actualmente valores que están lejos de poder considerarse naturales. Se reconoce que muchos problemas de regresión costera son causados por un desequilibrio inducido por el hombre en el balance de sedimentos, hasta el punto en el que la regresión de las playas se ha convertido en un problema crónico.

La erosión provocada por el hombre comprometerá a largo plazo la capacidad de las zonas costeras para adaptarse a los efectos del cambio climático, particularmente a la subida del nivel del mar y al crecimiento de la magnitud y frecuencia de los temporales.

El proyecto CONSCIENCE EU-FP6 se lanzó en 2007 con el objetivo de mejorar la implementación de una gestión de erosión costera sostenible con base científica en Europa. Sus conclusiones hacen hincapié en la necesidad de lograr un estado de equilibrio a través de la gestión de los sedimentos incluyendo las alimentaciones. Debe restablecerse el equilibrio sedimentario en aquellos tramos de costa donde existan valores esenciales amenazados. Si hay una pérdida sustancial de sedimento durante un período de aproximadamente 5 años, se puede considerar la alimentación del área con un volumen de sedimento igual al de la pérdida de volumen observada.

Esta estrategia de realimentaciones en el corto plazo, con aportaciones periódicas que pueden ser de escasa magnitud estimamos que presenta ventajas que es necesario considerar. La movilización de un menor volumen de sedimentos permite la explotación de otro tipo de yacimientos, terrestres principalmente. También permite la gestión de los depósitos de sedimentos interceptados por estructuras costeras o terrestres para su incorporación a la dinámica litoral mediante aportaciones frecuentes de escasa magnitud. Tiene, por tanto, una gran importancia la alimentación de playas dentro de las medidas adecuadas y ecológicamente responsables para la protección de las costas, de los núcleos de población costeros y del patrimonio cultural.

En paralelo a la regresión costera se observa el fenómeno de la regresión de las praderas de posidonia oceánica en el Mediterráneo. Si bien las causas de dicha regresión son variadas, se ha apuntado a la regeneración de playas como a una de las principales. De esta manera aparece el "conflicto" entre la regeneración de playas y la preservación de las praderas de posidonia oceánica que pone trabas a las actuaciones de alimentación de playas hasta el punto de hacerlas inviables.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

En el seno del proyecto BEACHMED, el ICRAM, publicó en 2006 una propuesta de protocolo para el control ambiental de los dragados para alimentación de playas. En él se consideran irrelevantes los efectos de la turbidez sobre la columna de agua producidos en la descarga del dragado, comparados con las variaciones de la turbidez producidas de manera natural.

La asociación causa-efecto entre alimentación de playas y regresión de las praderas de posidonia ha sido rebatida en numerosas ocasiones. Sin embargo, en la página de WWF ESPAÑA seguimos viendo el documento "Las praderas de Posidonia: importancia y conservación. Propuesta de WWF/Adena". En él se hace referencia a las actuaciones de alimentación de playas como una de las acusas de la desaparición de las praderas de posidonia en el Mediterráneo. En la misma línea la Estrategia Marina de la Demarcación Marina Levantino-Balear, señala, entre otras, la regeneración de playas como causa de la regresión de las praderas de posidonia oceánica y otras fanerógamas marinas.

De nada han servido los estudios que relacionan el retroceso de la superficie ocupada por la posidonia con la erosión de la costa y señalan a esta como el peor enemigo de esta fanerógama, y que ponen de manifiesto que la estabilidad de la línea de costa es condición necesaria para la pervivencia de las praderas.

De esta forma, son innumerables las trabas que sufren las actuaciones de realimentación de playas y las condiciones en las que han de llevarse a cabo, imponiendo la adopción de medidas cuya eficacia no ha sido demostrada y que en contra de su objeto, pueden poner en riesgo la integridad del medio que se pretende proteger.

El objetivo de esta ponencia es dar a conocer la experiencia en el control de los efectos de la turbidez producida por la alimentación de playas sobre las praderas de posidonia oceánica, analizando la efectividad de la medida estrella para evitar afecciones como es la instalación de pantallas antiturbidez.

Se analizarán los resultados de las campañas de seguimiento de las praderas de posidonia en relación a una serie de actuaciones de alimentación, periódicas o puntuales, en el largo y en el corto plazo, realizadas por el Servicio Provincial de Costas en Alicante considerando las características de los materiales empleados y el volumen de tales aportaciones. También se describirá la experiencia acumulada en la instalación de cortinas antiturbidez en este tipo de actuaciones destacando sus riesgos e inconvenientes tanto en su instalación como en su mantenimiento así como su efectividad en el control de la turbidez.

2. Control de la turbidez en actuaciones de largo plazo

Para realizar la evaluación de la afección de la turbidez a las praderas de *Posidonea Oceánica* a largo plazo se han considerado los resultados del seguimiento de praderas de posidonia oceánica realizado por el Instituto de Ecología Litoral dentro del programa POSIMED. Para este análisis se han considerado dos actuaciones por encontrarse ambas en el ámbito del estudio del programa POSIMED.

2.1 Actuación en la Playa del Postiguet. Alicante

La actuación se realizó bajo el título "Proyecto de regeneración de la playa y paseo marítimo del Postiguet", y consistió en la implantación de un dique y una alimentación con arena procedente del yacimiento hoy clausurado de Sierra Helada (Benidorm, Alicante) con un volumen de 42.000 m^3, y un D_{50} de 0,23 mm, creando una longitud de playa de 240 m, una superficie de playa nueva 13.800 y volumen unitario de 175 m3/m, datos todos ellos, obtenidos del proyecto. Las obras concluyeron a finales del año 1996. En este tramo de costa se dispone de la estación Playa del Postiguet del programa POSIMED. Aunque las estaciones de control de este programa facilitan datos de evolución de las praderas desde el año 2002, la evolución registrada hasta la actualidad nos permite comprobar el buen estado de las mismas.

Los datos de las estaciones POSIMED empezaron a obtenerse en el año 2002 con una periodicidad anual hasta la actualidad (excepto en los años 2012 y 2013 en los cuales no se obtuvieron datos). En las siguientes figuras se muestra la posición de las estaciones de control y la evolución en las dos estaciones de la densidad.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig 1. Localización estaciones de seguimiento en la playa del Postiguet. Fuente: Programa POSIMED

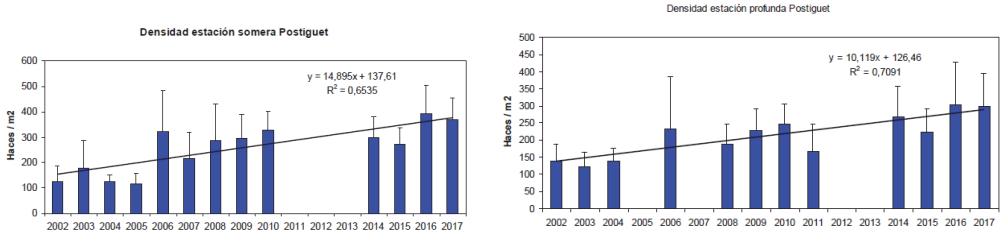


Fig 2. Promedio y línea de tendencia de la densidad de pradera de Posidonia oceánica (en haces/m2) en el período 2002 – 2017. Fuente: POSIMED

Los datos de estas estaciones son muy alentadores ya que tanto la densidad, cobertura y densidad global presentan una tendencia alcista, aunque estos dos últimos datos no son representativos estadísticamente por la dispersión que presenta la cobertura a la hora de la toma de los datos. Esta afirmación se puede traducir en una tendencia positiva en la evolución de la pradera de *Posidonia Oceánica*, tanto en la estación somera como en la profunda.

2.2 Actuaciones en la Playa del Blay Beach

La playa de Les Marines, en la zona del Blay Beach, (Denia, Alicante.) presenta un balance sedimentario negativo debido al transporte longitudinal que experimenta. Para paliar las pérdidas anuales, el Servicio Provincial de Costas en Alicante ha venido realizando en los últimos años transvases de arenas procedentes de la misma unidad con un D50 de 0,22mm y un contenido de finos nulo.

Año	Aportaciones (m^3)
2007	1.000,00
2009	1.966,66
2012	3.250,00
2014	5.000,00
2015	4.690,00
2016	5.500,00
2017	35.574,13
2018	4.024,00
TOTAL	**61.004,79**

Tabla 1. Volumen trasvasado. Fuente: Elaboración propia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La localización de las estaciones de seguimiento se muestra en la figura siguiente.

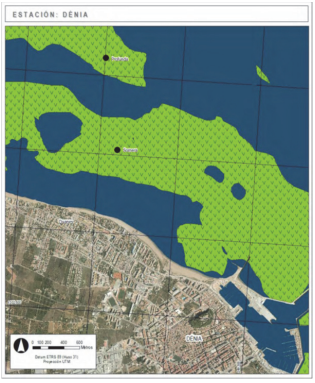


Fig 3. Localización estaciones de seguimiento en la playa del Blay Beach del programa POSIMED. Fuente: Programa Posimed

En los últimos años que se ha aportado 61.004,79 m3 de arena. Los datos muestran una tendencia positiva en la densidad de las praderas, no así, en cobertura (aunque este último dato, como hemos comentado anteriormente, no es representativo como para ser detectado estadísticamente, aunque sí, la tendencia histórica, se puede considerar estable).

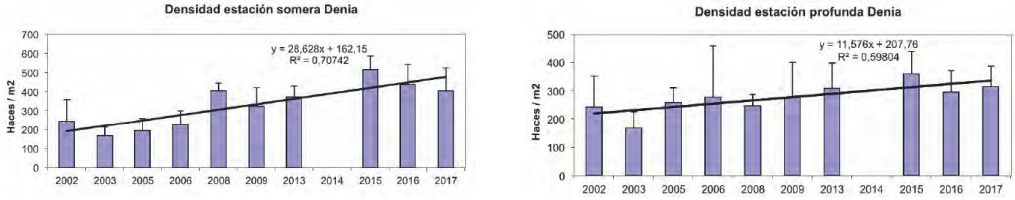


Fig 4. Promedio y línea de tendencia de la densidad de pradera de Posidonia oceánica en las estacionesde Denia (en haces/m2) en el período 2002 – 2017. Fuente: POSIMED

Con datos obtenidos del programa POSIMED y los datos de los trasvases realizados, se puede afirmar que no se aprecia regresión de las praderas de *Posidonea Oceanica,* lo que traducido al nuestro ámbito de estudio, no hay ningún efecto de la turbidez provocada por los vertidos del árido sobre el conjunto de las praderas de *Posidonia Oceánica.*

3 Control de la turbidez en actuaciones de corto plazo

Se exponen a continuación los resultados del seguimiento de las praderas de Posidonia oceanica en algunas de las actuaciones de corto plazo. Se trata de tres recientes recargas de arena realizadas por el Servicio Provincial de Costas de Alicante en los últimos años (playas de El Portet, La Fustera y Altea). En los tres casos, el control de la turbidez se realizó mediante el empleo de material de aportación con un bajo porcentaje de finos (menor del 1,5% en todos los casos). Los trabajos se realizaron como parte de las "Obras de emergencia para la reparación de los daños producidos por los temporales de finales de noviembre y durante el mes de diciembre en las costas de Alicante, aprobadas por resolución de la Secretaría de Estado de Medio Ambiente de 9 de enero de 2017".

Durante los trabajos, se llevó a cabo el seguimiento ambiental de las obras, con la realización de una prospección submarina previa a la obra con el objeto de localizar especies vulnerables o protegidas y dos posteriores de seguimiento (con una periodicidad trimestral) tras la finalización de las mismas, especialmente las praderas de Posidonia oceanica dentro del área delimitada por la línea de costa y la zona de ocupación física de la obra, más 100 m de longitud mar adentro.

En cada una de las campañas se realizó la toma de datos y su contraste en varias estaciones de muestreo ubicadas sobre las praderas de Posidonia oceanica. Una de las estaciones se situó en una zona ajena a la potencial influencia de la obra, quedando definida como "estación control". Los resultados en esa estación de muestreo se utilizaron como parámetros de

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

base con los que, por comparación, valorar la posible relación de la obra con la evolución de la pradera, al mismo tiempo que permitieron discernir y descartar las variaciones estacionales o cíclicas propias de la pradera.

En cada estación de muestreo se tomaron los datos de densidad, cobertura y grado de desenterramiento. Se expone a continuación el resultado del seguimiento medioambiental realizado.

3.1. Playa de El Portet de Moraira

La regeneración de esta playa se llevó a cabo con el aporte de arena natural procedente de cantera terrestre con un D50 de 1,82 mm y un porcentaje de finos del 1,5%. Se emplearon 6.740 toneladas de arena para la alimentación de la playa. Los trabajos se llevaron a cabo durante el mes de marzo de 2017.

Fig 5 Playa de El Portet de Moraira. Ubicación de las estaciones de seguimiento medioambiental

La estación control, se situó en una zona alejada de las obras y a una profundidad similar a la de las situadas en la zona de El Portet. Es una estación con una alta cobertura de Posidonia oceánica, cercana al 90 % y con una densidad promedio que sobrepasa los 429 haces / m2, por lo que es una buena representación de una pradera de Posidonia oceánica libre de la posible influencia de las obras costeras realizadas en la zona de El Portet

En ambas estaciones se observaron porcentajes de arena en la composición de sus fondos, correspondiendo a la estación Portet 2 los valores más elevados, en la que se sobrepasó el valor del 10% en todas las series. Es destacable la alta presencia de mata muerta en la estación Portet 1, que produce valores de cobertura bajos. Estos valores no estuvieron determinados por las actuaciones acometidas en la obra costera, ya que los datos obtenidos en febrero de 2017, anteriores al comienzo de las obras de reparación de la playa, fueron igualmente elevados. El muestreo de septiembre en esta estación arroja un porcentaje relativamente reducido de mata muerta, lo cual apunta en la dirección de que los aportes de arenas no han sido causa de una mortandad en la pradera.

Los valores de densidad fueron más elevados en los dos últimos muestreos (abril y septiembre), con valores similares en ambas estaciones. En la estación control, los valores de densidad también fueron similares a los de las dos estaciones estudiadas.

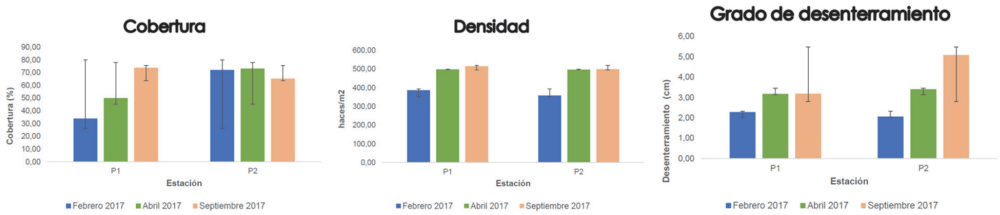


Fig 6 Evolución de la cobertura, densidad y grado de desenterramiento en las estaciones de seguimiento

El grado de desenterramiento no fue diferente estadísticamente entre febrero y abril en ninguna de las dos estaciones (P1 y P2) de El Portet. El muestreo de septiembre, en cambio, si reveló diferencias altamente significativas en relación con la estación P2, tanto respecto al muestreo de febrero, como al de abril, mostrando un claro incremento en el desenterramiento. Por lo tanto, los aportes puntuales de sedimento ocasionado por las obras no afectaron al grado de enterramiento de los haces de Posidonia oceánica, que continúa siendo negativo, incluso en mayor grado en lo referente a lo observado en septiembre en la estación P2. Por otra parte, sí se detectaron diferencias significativas entre las dos estaciones de El Portet y la estación control, debido a una mayor exposición de los haces en esta última estación de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

muestreo. La causa de esta diferencia podría estar producido por la mayor exposición a los temporales de levante o una variación estacional puntual.

3.2. Playa de La Fustera (Benissa)

La regeneración de esta playa se llevó a cabo con el aporte de arena procedente de cantera (árido de machaqueo) con un D50 de 1,41 mm y un porcentaje de finos del 1%. Se emplearon 6.081 toneladas de arena para la alimentación de la playa. Los trabajos se llevaron a cabo durante el mes de marzo 2017.

Fig 7 Playa de La Fustera. Ubicación de las estaciones de seguimiento medioambiental

La estación control, se situó en una zona alejada de las obras y a una profundidad similar a la de las situadas en la zona frente a Cala Fustera, siendo una estación con una alta cobertura de Posidonia oceánica, cercana al 90 % y con una densidad promedio que sobrepasa los 429 haces / m2, por lo que es una buena representación de una pradera de Posidonia oceánica libre de la posible influencia de las obras costeras realizadas en la zona de Cala Fustera.

Los valores más altos de cobertura se obtuvieron en la estación Fustera 1, con más del 80 % de recubrimiento, mientras la estación Fustera 2, superó el 70 % de cobertura de Posidonia oceánica. Es destacable la alta presencia de mata muerta en ambas estaciones de muestreo sobrepasando en ambas el 10 %. La razón de estos valores promedio no estuvo determinada por las actuaciones acometidas en la obra costera, ya que los datos de marzo de 2017, anteriores al comienzo de las obras de reparación de la playa, fueron similares a los obtenidos con posterioridad a la intervención.

En septiembre de 2017, la densidad de haces obtenida tuvo valores similares en ambas estaciones, ya que las condiciones ambientales fueron las mismas, con similar profundidad y a escasos 150 m de distancia. Las densidades fueron las normales a esta profundidad en aquellos lugares donde se encontraban matas de Posidonia oceánica. En la estación control, los valores de densidad fueron, inferiores a los de las dos estaciones estudiadas frente a Cala Fustera.

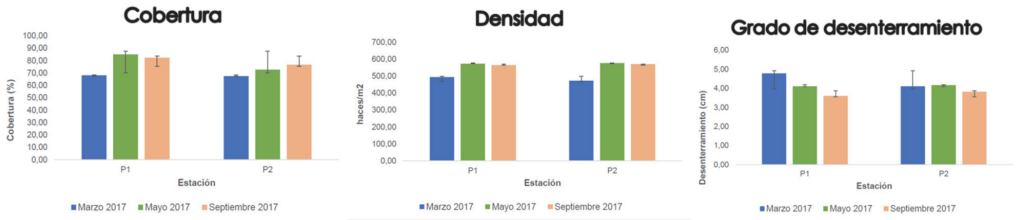


Fig 8 Evolución de la cobertura, densidad y grado de desenterramiento en las estaciones de seguimiento

Los valores de desenterramiento de la estación Fustera 1 oscilaron entre los 3,5 y 4.9 cm en el primer muestreo, con un valor promedio de 4,78 cm, lo que indica desenterramiento de los haces. La tendencia del grado de desenterramiento marca una reducción de este, si bien se mantiene la situación de desenterramiento. Los valores promedio, y según la tipología del estado de conservación, se encontrarían dentro del intervalo calificado como Favorable.

Por otra parte, los valores obtenidos en la estación control fueron más elevados que en las dos estaciones de la zona de Cala Fustera. La causa de esta diferencia podría estar producido por la mayor exposición a los temporales de levante o una variación estacional puntual.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.3. Playa de Cap Negret de Altea

La regeneración de esta playa se llevó a cabo con el aporte de canto rodado extraído de parcelas cercanas al cauce del río Algar, lavado, con un D50 de 15 mm y un porcentaje de finos del 0,5%. Se emplearon 4.320 toneladas. Los trabajos se llevaron a cabo durante el mes de marzo 2017.Igualmente, en el caso de esta playa, se realizó una prospección inicial para la localización de las praderas de Posidonia oceánica.

En la siguiente imagen se observan las estaciones de seguimiento establecidas. Los muestreos se centraron en dichas zonas debido a la ausencia de praderas en el resto del área considerada y también a la ausencia de nacras (Pinna nobilis) en fondos con exposición al oleaje a menos de 4 m de profundidad).

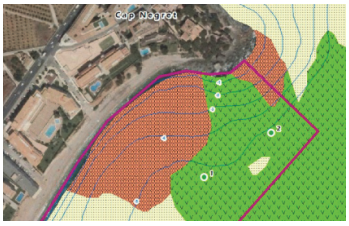


Fig 9 Playa de Cap Negret. Ubicación de las estaciones de seguimiento medioambiental

No hubo diferencias de cobertura de Posidonia oceánica, entre la época previa al inicio de las obras y tras su finalización, por lo que para esta variable no se apreciaron variaciones producidas por las obras realizadas.

Fig 10. Evolución de la cobertura, densidad y grado de desenterramiento en las estaciones de seguimiento

Los valores de densidad fueron algo más elevados en los últimos muestreos realizados en junio y septiembre de 2017. Estas variaciones, no serían consecuencia de las obras realizadas, sino que serían efecto del tipo de muestreo utilizado, con réplicas al azar dentro de la misma zona de pradera de Posidonia oceánica.

Los valores de desenterramiento de la estación Cap Negret 1 indican cierto aumento del desenterramiento de los haces durante la campaña de junio. En septiembre el desenterramiento fue algo menor, con un valor promedio de 3,99. Los valores de la estación Cap Negret 2 variaron variaron muy ligeramente.

Por otra parte, sí se detectaron diferencias significativas entre las dos estaciones de Cap Negret y la estación control donde el grado de desenterramiento se incrementa debido a una mayor exposición de los haces en esta última estación de muestreo.

3.4. Conclusiones

Como conclusión del seguimiento realizado en actuaciones a corto plazo, cabe destacar:

Cobertura:
No se registran diferencias significativas entre las distintas épocas de muestreo: época previa al inicio de las obras y tras su finalización, a excepción de alguna estación de seguimiento (por ejemplo, la estación P1 de la Playa de El Portet de Moraira), en la cual, el muestreo final reveló diferencias significativas con mayores valores de porcentajes de Posidonia oceanica, y por contra, menores porcentajes de mata muerta.

Los altos porcentajes de mata muerta obtenidos en algunos casos no serían achacables a las obras realizadas, ya que se obtuvieron valores igualmente elevados en la campaña inicial de muestreo, previa a la intervención realizada en la costa con las obras de alimentación de playa realizadas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Densidad:
No se detectan efectos negativos entre las dos épocas de muestreo en la densidad de Posidonia oceanica. Tampoco se detectan diferencias con la estación control, por lo que se podría afirmar que no hubo cambios de densidad significativamente detectables entre las dos épocas de muestreo (antes y después de la intervención) y entre las estaciones de seguimiento en las playas donde se actúa y la estación control tomada como referencia.

Grado de desenterramiento:
No se detectan diferencias significativas entre las épocas de muestreo para la variable desenterramiento. Por lo tanto, la dispersión puntual de sedimento ocasionado por las obras no afectó al enterramiento de los haces de Posidonia oceanica, cuyos potenciales efectos hubiesen implicado o bien una disminución en el grado de desenterramiento o, incluso valores de enterramiento.

4 Pantallas antiturbidez

En junio de 2015, el Servicio Provincial de Costas en Alicante inició los trabajos del "PROYECTO DE REHABILITACIÓN MEDIAMBIENTAL DE LA FACHADA COSTERA DEL CASCO URBANO DE ALTEA (PARTE MARÍTIMA). T.M. DE ALTEA (ALICANTE). CELDA NORTE (EL CHARCO)", la empresa encargada de ejecutar los trabajos es TRAGSA.

Dentro de las actuaciones comprendidas en la obra, está el dragado de una laguna marítima artificial, la eliminación del dique exterior, la regeneración de la playa mediante el aporte de canto rodado y la formación de un espigón y un dique en T para la estabilización de la playa.

Esta actuación estuvo sometida al cumplimiento de Declaración de Impacto Ambiental, que contemplaba la colocación de pantallas antiturbidez. Estas se emplazarían en los fondos próximos de forma que la base de las cortinas llegara hasta el fondo sin erosionar las praderas de posidonia oceánica existentes en la zona. Las cortinas deberían disponer de francobordo continuo y suficiente, para que no fuera rebasado fácilmente por el oleaje. Durante las operaciones de dragado, demoliciones y construcción de diques y espigones, la efectividad y posición de estas cortinas debía ser comprobada semanalmente.

4.1. Ejecución de las obras

La pantalla que se instaló en la obra estaba compuesta por una barrera de contención de flotadores cilíndricos de la marca MARKLEEN UNIBOOM modelo A600, a la cual se inió la cortina antiturbidez MARKLEEN, con un faldón de altura 2000 mm. En el extremo norte, para cerrar totalmente la barrera contra la playa, se colocaron barreras selladoras UNIBOOM Serie S.

Por su parte, la cortina antiturbidez estaba formada por un faldón de 2000 mm. y se presentaba en tramos de 25 metros. Está diseñada para ser montada sobre las barreras MARKLEEN seria A. y la conexión se realiza en la cadena que cuelga del faldón mediante grilletes, al igual que la conexión entre los tramos de 25 metros.

La pantalla se colocó mediante la unión de la barrera, con cabos o cadenas, a bloques de hormigón fondeados. Este cabo tiene una longitud superior al calado para permitir desplazamientos de la pantalla cuando existe oleaje.

Tal y como se define en la norma ASTM F625 de clasificación de aguas para sistemas de control de derrames, el uso recomendado para cortinas antiturbidez en general se centra en aguas protegidas, caracterizadas por olas pequeñas de hasta 1 metro de altura y corrientes inferiores a un nudo.

La eficacia de cualquier cortina antiturbidez, entendida como el grado de reducción de partículas en suspensión al otro lado de la cortina, obliga a no recomendar su uso en alta mar, en presencia de corrientes superiores un 1 nudo; en áreas frecuentemente expuestas a fuertes vientos o grandes olas o zonas de rompientes de ola, ya que en estos casos la agitación de la cortina impide el desarrollo de la función para la que ha sido concebida. Sin embargo el suministrador indicó que debido a las características de los materiales utilizados, sus cortinas soportan condiciones más desfavorables, propias de aguas abiertas (olas de hasta 2 metros) durante periodos breves de tiempo, aunque evidentemente la función de filtrado de partículas en suspensión puede quedar notablemente reducida por la agitación de la cortina.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Nuestra actuación tenía unos condicionantes que nos hacían dudar de la eficacia de la pantalla:

1. La pantalla se debía colocar a unos 200 metros de la costa, en mar abierto para poder cumplir las indicaciones de la DIA, contradiciendo las indicaciones de los fabricantes.
2. La localización de la obra, puesto que nos encontrabamos en una zona muy expuesta a los temporales, siendo los de Este y Nordeste los más abundantes y fuertes; de hecho, la actuación se debía ejecutar para solucionar el problema de la regresión de la costa debida a estos temporales.

En la obra se colocaron unos 1500 metros lineales de pantalla perimetrando el tramo de actuación, y su extremo norte se cerró contra la playa de canto rodado. Para el fondeo se construyeron los elementos de hormigón de dimensiones 1*1*0.5 m, con un peso aproximado de 1200 Kg, estos anclajes se colocaron cada 150 metros, sin dejar tensa la pantalla entre ellos con el fin de permitir su desplazamiento en caso de oleaje, disminuyendo así las tensiones.

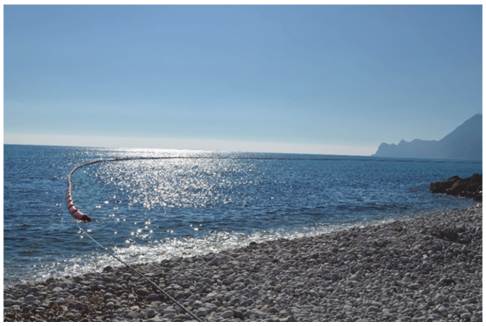


Fig 11. Extremo norte de la pantalla colocada en la obra

Los tramos de pantalla de 25 m se unían entre si (unión ASTM) y cada 150 metros se anclaban mediante una cadena al bloque de hormigón. La unión de la barrera al bloque de hormigón se realizó con cadena, para que fuese más resistente que cualquier cabo de otro material y tenía una longitud superior al calado (calado + 1/3calado), para permitir el desplazamiento de la pantalla en caso de oleaje.

Para hacer más resistente el sistema de unión ASTM, se sustituyeron los pasadores de seguridad por tornillos, como se observa en la siguiente imagen.

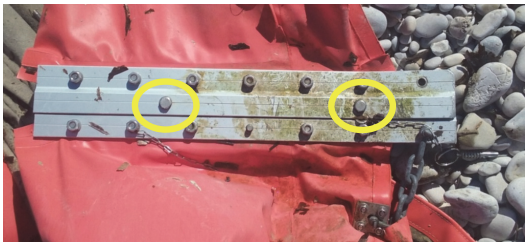


Fig 12. Imagen de los tornillos que sustituyen los pasadores de la barrera

El montaje de la pantalla se ejecutó con el asesoramiento del proveedor y del fabricante, ya que esta se colocaba fuera de su ámbito de aplicación.

En la zona norte se colocó la barrera selladora, esta barrera tiene la particularidad que necesita infladores de aire para la parte superior y grupos con bombeo de agua para el llenado de los compartimentos inferiores, así como ayuda desde tierra para su colocación (camión grúa). La barrera selladora iba desde el punto donde el calado era inferior a 2 metros, hasta ya hasta la playa seca y se anclo a un bloque de hormigón colocado en tierra.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig 13. Imagen de la embarcación y el camión grúa colocando la barrera selladora

En la zona sur no se colocó porque la pantalla terminaba contra una escollera, con piedras de 4-5 Tm con aristas vivas, que romperían la barrera.

Los sistemas de unión de la barrera y la cortina son sencillos y agiles, en dos días se desplegaron y anclaron los 1500 metros de pantalla.

Como se indica en la DIA, la efectividad y posición de las cortinas se debía comprobar semanalmente. La efectividad se comprobó mediante las inspecciones de la turbidez, en puntos de referencia junto al LIC, aunque también se podía dar la voz de alarma, cuando se observaba que la mancha de turbidez salía del recinto de la pantalla. La posición fue más fácil de comprobar, ya que se podía hacer desde tierra de forma visual.

Como ya había indicado el suministrador de la pantalla, colocando la pantalla en mar abierto podría haber problemas con los primeros temporales. Lo que sorprendió en este caso, es que las roturas comenzaron con temporales muy leves, de hecho, en un primer momento se llegó a pensar que los problemas eran debidos a actos de sabotaje.

El primer problema se produjo con la barrera selladora, esta se rompió rasgándose contra el canto rodado de la playa días después de su colocación. Tras consultar con la empresa suministradora de la barrera, esta manifestó que este tipo de barrera está diseñada para apoyar sobre materiales arenosos, por lo que se decidió no reponerla. La turbidez no supuso ningún problema, porque, aunque salió algo por los laterales de la pantalla, era insignificante y en ningún caso llego a los puntos de control situados en el límite del LIC.

Con los primeros temporales, ocurrió algo más preocupante, se soltaron tramos de barrera por rotura del poliéster junto a la conexión ASTM. Esto ocurrió en los puntos de anclaje de la cortina con el bloque de hormigón.

Fig 14. Imágenes de la rotura de la barrera antiturbidez

Cuando el barco saco la cortina para repararla, se comprobó que el grillete de la cadena inferior donde se sujeta la pantalla estaba suelto de la unión ASTM (como se observa en la imagen anterior), este se había desenroscado y la tensión del oleaje era soportada por la unión ASTM, lo que produjo la rotura de la parte más débil, el poliéster. Al parecer, los grilletes que se colocaban fuertemente apretados se desenroscaban debido al movimiento que produce el oleaje, esto lo pudimos comprobar cuando revisamos toda la pantalla.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Tras sustituir 200m de barrera que se iban rompiendo, se tomó la decisión, junto con la empresa suministradora, de colocar más puntos de fondeo, colocándolos cada 50 metros, con el fin de repartir la tensión que se genera en la pantalla con el oleaje. Estos nuevos bloques de hormigón se construyeron con la mitad de peso, y se sustituyeron los grilletes por otros de mayor diámetro. Por último, para reducir aún más las tensiones, se decidió soltar entre si los paños de cortina cada 100 metros. Con esta nueva disposición la pantalla siguió cumpliendo correctamente su función.

Fig 15. Imágenes de la turbidez dentro del recinto de la pantalla

Desde este momento los problemas disminuyeron, y el mantenimiento se limitó a la revisión y reapriete de algún grillete y la reparación de algún tramo de barrera agrietado, adosándole flotadores de espuma de polietileno y sujetándolos con bridas.

A mitad de obra se registró un fuerte temporal que dañó gravemente unos 400 metros de pantalla, en este caso no hubo otra opción que desmontar y sustituir la barrera por otra nueva, aunque la cortina si se pudo recuperar y unir a la barrera nueva.

Fig 16 Imagen del temporal y estado de la barrera tras el temporal

Durante las revisiones se observó que a la parte sumergida (cortina) se adherían pequeños moluscos (mejillones, caracolas, etc…), que aumentaban el peso de esta, dificultando la estabilidad de la barrera y su mantenimiento.

Una vez finalizada la obra y retirada la pantalla fue imposible recuperar ningún tramo para su reutilización. Durante el periodo de ejecución de las obras fue necesario reponer 600 m de barrera y 200 m de cortina, invertir 480 horas de embarcación y 200 horas de buzo y se utilizó gran cantidad de pequeño material, en las operaciones de mantenimiento y reparación. Además, durante año y medio que duro la obra, fue necesario suspender los trabajos para resolver los daños en la cortina durante un total de 120 horas.

4.2. Conclusiones sobre el empleo de cortinas antiturbidez

1. Para su instalación requieren calados en los que puede existir posidonia, se instalan mediante fondeo, por lo que sus efectos sobre las praderas deben ser considerados y no están exentas de riesgo de contaminación por la dispersión se los elementos de flotabilidad empleados en algunos modelos (perlas de poliestireno expandido).

2. El objetivo por el cual se colocó la cortina, controlar la turbidez, se cumplió al 100%, en ningún momento de la obra la turbidez alcanzo el LIC.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3. El coste de mantenimiento de la pantalla, muy elevado, supuso un 85% del coste inicial (compra y colocación), y si se tienen en cuenta los costes producidos por paralizaciones de obra, este aumenta al 100%. Cuando se coloca este tipo de cortinas en mar abierto, debería planificarse los trabajos de manera que se pueda retirar diariamente o cuando se prevea la llegada de temporales.
4. La contención de la turbidez la realiza básicamente la cortina. La barrera de contención de flotadores podría sustituirse por otros sistemas, como tubos de PVC sellados unidos mediante cadenas, cilindros de poliestireno expandido, etc…, ya que permiten el mismo resultado y es más rápido y económico.

5 Conclusiones

De nuestra experiencia en actuaciones de alimentación de playas, que hemos intentado transmitir aquí, podemos afirmar que el volumen de aportación, junto con la calidad del árido (% de finos) son determinantes en la generación de turbidez.

Creemos también demostrado que algunas alimentaciones de playas no producen daños por turbidez sobre las praderas de posidonia si se tienen en cuenta las dos condiciones anteriores.

También podemos afirmar que la principal medida que se viene aplicando para el control de la turbidez, las cortinas antiturbidez, pueden no ser eficaces en zonas de agitación, no están exentas de producir afecciones, y su mantenimiento tiene unos costes elevados, por lo que su instalación debería limitarse a aquellos casos en los que sea estrictamente necesario.

Referencias

COMISIÓN EUROPEA. Vivir con la erosión costera en Europa – Sedimentos y Espacio para la Sostenibilidad Luxemburgo: Oficina para las Publicaciones Oficiales de las Comunidades Europeas. 2005 - 40 pp. - 21 x 29,7 cm ISBN.92-894-9918 (http://www.eurosion.org/)

INSTITUTO DE ECOLOGÍA LITORAL. Programa Posimed http://www.ecologialitoral.com/nuestro-trabajo/proyectos/comunidad-valenciana/posimed.html

LECHUGA, ANTONIO. (2014). REGENERACIÓN DE PLAYAS Y POSIDONIA OCEÁNICA.

LUIS DE AMBROSIO, ENRIQUE SEGOVIA “Las praderas de Posidonia: importancia y conservación. Propuesta de WWF/Adena” (Julio de 2000. Pag. 14)

MEDINA, J.R.; TINTORÉ, J.; DUARTE, C.M.(2001) Las praderas de Posidonia Oceánica y la Regeneración de Playas. Revista de Obras Públicas, n. 3409 pp.31-43

MINISTERIO DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE Estrategia Marina de la Demarcación Marina Levantino-Balear, Ministerio para la Transición Ecológica, parte IV: Descriptores del Buen Estado Ambiental, Descriptor 6: Fondos Marinos. Evaluación inicial y buen estado ambiental (2012, pag.22)

NICOLETTI L., PAGANELLI D., GABELLINI M. (2006)- Enviromental aspects of relict sand dredging for beach nourishment: a proposal for a monitoring protocol. Quuaderno ICRAM n.5:155pp.

PROYECTO SAFE. Hamm, L.; Capobianco, M.; Dette, H.H.; Lechuga, A.; Spanhoff, R.; Stive, M.J.F. (2002). A summary of European experience with shore nourishment. Coast. Eng. 47: 237-264.

POSIMED http://posimed.org/proyecto-posimed.html

ROMAN-SIERRA, JORGE & NAVARRO-PONS, MARINA & CABALLERO, ISABEL & MUÑOZ-PÉREZ, JUAN & GOMEZ-PINA, GREGORIO & DE LA CASA, ÁNGEL & FAGES-ANTIÑOLO, LORENZO & BARRIENTOS, MARIO. (2010). Comparación de la turbidez natural del placer de Meca frente a la generada por un dragado.

SOLER CAPDEPÓN, G. et al. (2007). Programa de seguimiento de las praderas de Posidonia Ocenanica, Posimed. Alicante: Instituto De Ecologia Litoral

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Influencia del caudal medio de rebase sobre la estabilidad de los espaldones

Molines, Jorge[a]; Herrera, Maria P.[b] y Medina, Josep R.[a]
[a]Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, ESPAÑA, jormollo@upv.es, jrmedina@upv.es
[b] PROES Consultores S.A, Madrid, ESPAÑA, mherrera@proes.engineering

Resumen

El remonte se emplea habitualmente como variable clave para estimar las fuerzas sobre el espaldón de diques en talud. Sin embargo, el rebase es una variable ampliamente estudiada y que se puede medir de manera sencilla. En este estudio se analiza la influencia del rebase en las fuerzas sobre el espaldón de diques en talud. Las formulaciones basadas en rebase proporcionan un error en la estimación de fuerzas superior a las formulaciones basadas en remonte pero tan sólo con 1 variable y 2 parámetros. Tras analizar diferentes escenarios de reducción de rebase, el incremento del francobordo del espaldón proporciona la mayor reducción en rebase pero al mismo tiempo incrementa las fuerzas que se producen sobre el espaldón.

Palabras clave: *rebase, espaldón, dique en talud.*

1. Introducción

El rebase sobre diques en talud (ver figura 1) es un modo de fallo estructural y operativo que condiciona tanto la protección del manto interior como las operaciones que pueden realizarse en la zona abrigada. Molines (2016) indica que el rebase sobre diques en talud se puede reducir: (1) aumentando el alto o ancho de la coronación o (2) construyendo elementos que reducen el rebase pero aumentan las fuerzas sobre el espaldón como los botaolas. Es habitual que los diques en talud se coronen con un espaldón de hormigón en masa para incrementar la cota de coronación y la accesibilidad del dique sin aumentar mucho el volumen de materiales de cantera.

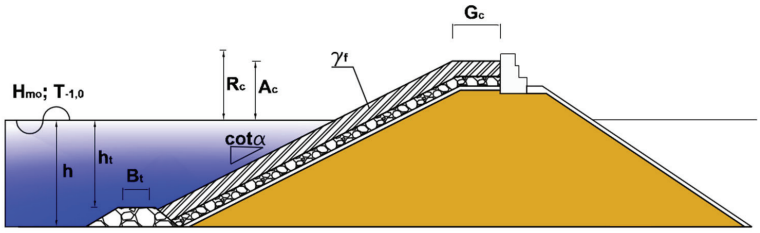


Fig. 1. Sección tipo de dique en talud convencional con espaldón (Fuente: Molines y Medina, 2017)

Existen numerosas publicaciones sobre estimadores de rebase de diques en talud como Van Gent et al. (2007) y EurOtop (2016), así como sobre estimadores de fuerzas sobre sus espaldones como la propuesta por Norgaard et al. (2013) y Molines (2016). Recientemente, Molines et al. (2018) han relacionado el caudal medio de rebase con las fuerzas sobre espaldones de diques en talud concluyendo que a mayores caudales de rebase, mayores fuerzas sobre el espaldón.

Los estimadores de fuerzas sobre el espaldón como Pedersen (1996), Martín et al. (1999) o Molines (2016) emplean el remonte como variable clave para evaluar las fuerzas sobre el espaldón. Sin embargo, el remonte es una variable difícil de medir en laboratorio y prototipo, mientras que la tasa de rebase medio adimensional $Q=q/(gH_{m0}^3)^{0.5}$ está ampliamente estudiada y considera implícitamente factores como la permeabilidad del núcleo, filtro, … En este estudio, se compara la fórmula de Molines (2016), específica para el cálculo de fuerzas sobre el espaldón, con la formulación obtenida por Molines et al. (2018) basada en el caudal medio de rebase. Ambas predicciones se comparan con los ensayos de laboratorio de Smolka et al. (2009) de diques en talud con espadón y mantos de cubos y Cubípodos.

2. Fuerzas sobre espaldones de diques en talud

La manera habitual de evaluar las fuerzas generadas por el oleaje sobre espaldones de diques en talud es emplear formulaciones empíricas que directamente estiman las presiones o fuerzas asociadas a una probabilidad de excedencia dada. Molines y Medina (2017) indican que uno de los factores clave es la consideración o no de continuidad de presiones

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

entre el paramento vertical y la base del espaldón, ya que asumir continuidad de presiones en espaldones cimentados por encima del nivel del mar proporciona fuerzas verticales tres veces mayores que las realmente registradas en los ensayos. Pedersen (1996) propone un método para estimar las presiones en el espaldón basado en ensayos de laboratorio 2D con oleaje irregular sin rotura por fondo. Nørgaard et al. (2013) extienden el método de Pedersen (1996) para calcular las fuerzas sobre un espaldón de un dique en talud con manto de escollera atacado por oleaje rompiente.

Martín et al. (1999) proporcionan estimadores para calcular las presiones sobre el espaldón basados en ensayos con oleaje regular sobre el dique de Gijón con núcleo muy permeable. Berenguer y Baonza (2006) proponen estimadores para las fuerzas sobre espaldones asociadas a una probabilidad de excedencia del 0.1%, considerando la influencia del nivel de daño del manto y el tipo de elemento del manto principal.

Molines (2016) analiza los ensayos 2D realizados por Smolka et al. (2009) de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos con oleaje irregular sin rotura por fondo. Molines (2016) propone la Ec. (1) para estimar la fuerza horizontal asociada a una probabilidad de excedencia del 0.1% ($Fh_{0.1\%}$) y la fuerza vertical máxima asociada ($Fv(Fh_{0.1\%})$ que actúan sobre el espaldón. La Ec. (1) considera el tipo de elemento del manto principal mediante el factor de rugosidad (γ_f) empleado en muchas fórmulas de rebase (ver EurOtop, 2018) y la influencia de la cota de coronación del espaldón sobre las fuerzas debidas al oleaje.

$$\frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)} = \left(-1.29 + 1.80\frac{\gamma_f R_{u0.1\%}}{R_c} + 0.93\frac{(R_c - A_c)}{C_h} + 0.16\sqrt{\frac{L_m}{G_c}}\right)^2 \quad (1.a.)$$

$$\frac{Fv(Fh_{0.1\%})}{(0.5\rho g C_h\ C_b)} = \left(-0.86 + 0.75\frac{\gamma_f R_{u0.1\%}}{R_c} + 0.41\frac{(R_c - A_c)}{C_h} + 0.17\sqrt{\frac{L_m}{G_c}} - 0.9\frac{F_c}{C_h}\right)^2 \quad (1.b.)$$

Donde R_c es el francobordo del espaldón, A_c es el francobordo del manto principal, G_c es la anchura de la berma de coronación, C_h es la altura del espaldón, C_b es la anchura de la base del espaldón, F_c es la cota de cimentación del espaldón, $Ru_{0.1\%}$ es el remonte calculado mediante la fórmula de Van der Meer y Stam (1992), γf [cubos, 2 Capas aleatorios] =0.50; γf [Cubipodos, 1capa] =0.46 y γf [Cubipodos, 2capas] =0.44, $T_m=T_{01}$ es el periodo medio, y $L_m=(gT_m^2)/2\pi\ \tanh(2\pi h/L_m)$.

Molines et al. (2018) analizan los ensayos de Smolka et al. (2009) y Pedersen (1996) para determinar la influencia sobre las fuerzas en el espaldón de las variables log Q, F_c/L_{0p}, $R_c/(\gamma f H_{m0})$, Irp, $\gamma_f Ru_{0.1\%}/R_c$,$(R_c\text{-}A_c)/C_h$ y $(L_m/G_c)^{0.5}$. Para ello emplean técnicas de regresión no lineal mediante redes neuronales y bootstrapping para caracterizar la variabilidad en el muestreo. Proponen la Ec. (2) para estimar las fuerzas sobre el espaldón generadas por la ola que ha causado $Fh_{0.1\%}$:

$$Fh = \frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)} = 3.6 + 0.6 \cdot logQ \quad (2.a.)$$

$$PbF = \frac{PbFh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h\ )} = 0.02 \cdot \left(\frac{F_c}{L_{0p}}\right)^{-1/2} \quad (2.b.)$$

$$MhF = \frac{Mh_{(Fh0.1\%)}}{(\rho g C_h^3)} = 1.08 + 0.18 \cdot logQ \quad (2.c.)$$

Donde Fh es la fuerza horizontal adimensional, PbF es la subpresión vertical adimensional y MhF es el momento debido a fuerzas horizontales adimensional. La Figura 2 muestra la relación entre Fh, Mh y logQ proporcionada por la Ec. (2). Se observa como a mayores tasas medias de rebase, mayores son las fuerzas horizontales y los momentos debidos a fuerzas horizontales adimensionales. La subpresión en la base del espaldón depende de la cota de cimentación, a mayor de cota de cimentación, menor subpresión.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

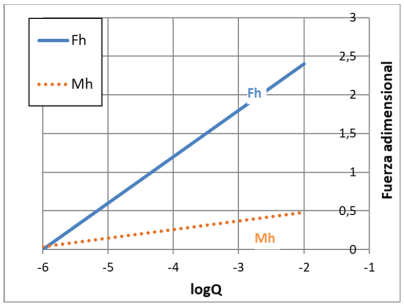


Fig. 2. Relación entre logQ y fuerzas y momentos adimensionales estimados con la Ec. (2)

3. Metodología experimental

En este trabajo se emplean los ensayos físicos 2D de Smolka et al. (2009) realizados 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 ensayado (ver Fig. 3) consiste en una sección tipo de dique en talud sin berma y con espaldón, con mantos monocapa de Cubípodos, bicapa de Cubípodos y bicapa de cubos. Se ensayaron dos cotas de espaldón y dos calados (hPMVE(cm)=55 y hBMVE(cm)=50).

En cada calado, se lanzaron oleajes regulares (de calibración) e irregulares (espectro JONSWAP, γ=3.3, 1000 olas) hasta que se produjo un rebase masivo o la destrucción del manto. Los ensayos se realizaron variando Hs y Tp para mantener el número de Iribarren aproximadamente constante (Irp=3, 4 y 5). Los ensayos tenían las siguientes características: $5{,}5<H_s(cm)<16{,}2$; $0{,}9<T_p(s)<3{,}6$; h(cm)=50 & 55; $20{,}33<R_c(cm)<26{,}33$; $11<A_c(cm)<24$; $G_c(cm)=12$; $0{,}33<F_c(cm)<5{,}33$; $C_h(cm)=20$ & 26; $C_b(cm)=30$.

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).

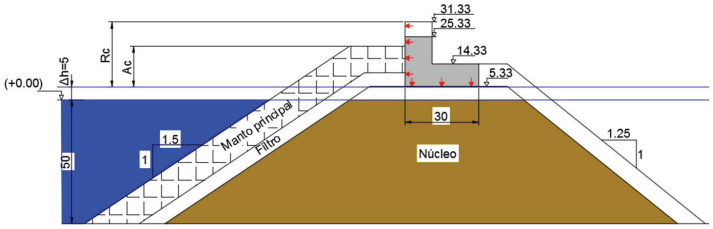


Fig. 3. Sección tipo ensayada por Smolka et al. (2009). Cotas en cm. En rojo sensores de presión (Fuente: Molines y Medina, 2017).

4. Estimación de fuerzas sobre el espaldón

En este estudio, para comparar la bondad de diferentes estimadores, se utiliza el error cuadrático medio relativo según la expresión:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)} \tag{3}$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable, N es el número de datos, oi es el valor observado de la variable y ei es el valor estimado de la variable. $0 \leq rMSE(\%) \leq 100$ estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo, cuanto menor es el valor de rMSE, mejor es el estimador.

La Figura 4 compara los valores registrados frente a las estimaciones realizadas por Molines (2016) y Molines et al. (2018) de fuerzas y momentos adimensionales sobre el espaldón. Las Figuras 4.a. y 4.b. muestran que la Ec. (2) proporciona estimaciones de Fh y PbF con rMSE superior a la Ec. (1). Sin embargo, hay que considerar que la Ec. (1), desarrollada específicamente para estimar las fuerzas sobre el espaldón considera más ed 3 variables explicativas y más de 5 ceficientes ajustados, mientras que la Ec. (2) tan sólo considera una variable (Q para Fh y Mh y F_c/L_{0p} para PbF) y 2 coeficientes. La Figura 4.c. muestra que la estimación de Mh realizada por la Ec. (1) y Ec. (2) es similar.

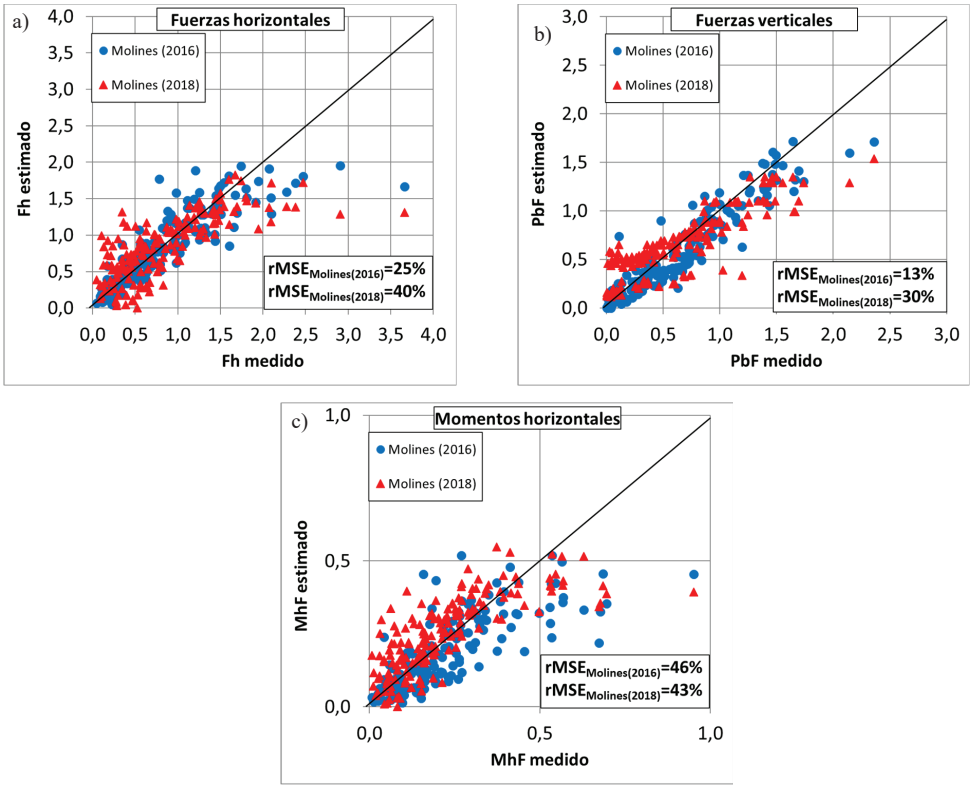


Fig. 4. Comparación entre medidas y estimaciones de Molines (2016) y Molines et al. (2018) de a) Fuerzas horizontales adimensionales, b) subpresión vertical adimensional y c) momento debido a fuerzas horizontales adimensional

5. Aplicación práctica

La Ec. (2) permite evaluar la influencia en cambios de la geometría del dique en las fuerzas sobre el espaldón. En esta sección se analiza un caso práctico similar al descrito en el EurOtop (2007) con incidencia de oleaje normal y Hm0(m)=5; T-1,0(s)=9; Rc(m)=5; Ac(m)=4; Gc(m)=5; Fc(m)=1; cotα=1.5; γ_f = 0.53 (Cubos 2c, aleatorios) y h(m)=12 con berma de pie (Bt(m)=4 y ht(m)=9). Empleando la red neuronal de CLASH se obtiene un rebase de q(l/s/m)=85. En la Figura 5 se consideran tres escenarios para reducir el caudal de rebase inicial: (1) incremento del francobordo del espaldón, (2) incremento del francobordo del manto principal y (3) incremento de la anchura de la berma de coronación. Se observa como en los tres casos las tasas de rebase medio adimensional disminuyen; sin embargo, un aumento en la cota de coronación del espaldón supone además un aumento de las fuerzas horizontales dimensionales sobre el espaldón.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

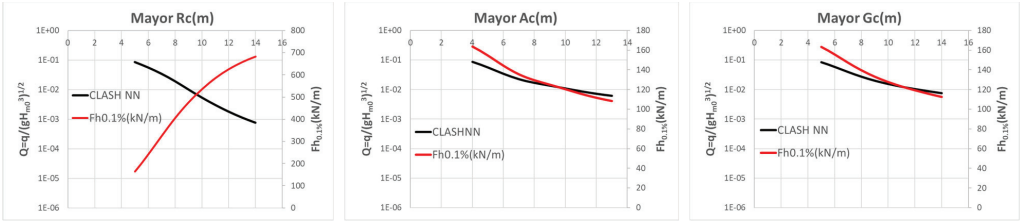


Fig. 5. Influencia sobre Q y Fh0.1%(KN/m) de a) incremento de Rc, b) incremento de Ac y c) incremento de Gc.

6. Conclusiones

El remonte es la variable clave empleada habitualmente por los estimadores de fuerzas sobre espaldones. Sin embargo, el remonte es una variable difícil de medir en laboratorio y prototipo y que tan sólo es útil cuando no se produce rebase. Por otro lado, el rebase es una variable sencilla de caracterizar y ampliamente estudiada en la literatura científica que contiene información del clima marítimo (Hm0, Tp, β….) y de la geometría de la estructura (Rc, Ac, permeabilidad del núcleo, ….).

La formulación basada en remonte de Molines (2016) proporciona rMSE=25%, rMSE=13% y rMSE=46% en la estimación de Fh, PbF y Mh, respectivamente. Por otro lado, la formulación basada en rebase de Molines et al. (2018) proporciona rMSE=40%, rMSE=30% y rMSE=43% en la estimación de Fh, PbF y Mh, respectivamente. Aunque el error en la estimación de fuerzas horizontales y verticales adimensionales es superior empleando las formulaciones de Molines et al. (2018), hay que destacar que sólo emplea una variable explicativa (Q para Fh y Mh y F_c/L_{0p} para PbF) y 2 coeficientes, mientras que la formulación de Molines (2016) considera más de 3 variables explicativas y más de 5 coeficientes ajustados.

Para reducir el rebase sobre diques en talud, se consideran tres escenarios : incremento de Rc, Ac y Gc. El incremento de Ac y Gc producen reducciones moderedas de rebase y fuerzas sobre el espaldón mientras que el incremento de Rc produce una reducción importante en el rebase pero también un aumento muy relevante en las fuerzas sobre el espaldón.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo de los fondos FEDER, Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades (AyudaRTI2018-101073-B-I00), SATO (Grupo OHL), Universitat Politècnica de València (Ayuda SP20180111, Primeros Proyectos de Investigación (PAID-06-18),Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de la Universitat Politècnica de València) y Generalitat Valenciana (Ayuda AEST/2019/004).

Referencias

BERENGUER, J.M., y BAONZA, A. (2006). "Diseño del espaldón de los diques rompeolas". Libro de ponencias del II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, pp. 35-56.

EurOtop, (2018), *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures: An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application, 2nd Edition (EurOtop Manual)*. J.W. Van der Meer, T. Pullen, N.W.H. Allsop, T. Bruce, A. Kortenhaus, H. Schüttrumpf, http:// www.overtopping-manual.com, (accessed 21.01.2019).

FIGUERES, M., y MEDINA, J.R. (2004). "Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model". *Proceedings of 29th International Conference on Coastal Enigneering*, World Scientific, pp. 594-603.

MARTÍN, F. L., LOSADA, M. A., y MEDINA, R. (1999). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". *Coastal Engineering*, 37, 149-174.

MOLINES, J., (2016). *Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armored mound breakwaters*, PhD Thesis, Universitat Politècnica de València, http://hdl.handle.net/10251/62178.

MOLINES, J. y MEDINA, J.R. (2017). "Estabilidad de espaldones de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos"*, XIV Jornadas de Costas y Puertos*, Editorial UPV, pp. 501-508.

MOLINES, J., HERRERA, M.P. y MEDINA, J.R. (2018). *Estimations of wave forces on crown walls based on wave overtopping rates,* Coastal Engineering 132, pp. 50-62.

NORGAARD, J.Q.H., LYKKE-ANDERSEN, T. y BURCHARTH, H.F., *Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions,* Coastal Engineering 80, pp. 137-147.

PEDERSEN, J. (1996). *Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters,* Series 12, Hydraulic and Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

SMOLKA, E., ZARRANZ, G., MEDINA, J.R., (2009). *Estudio experimental del rebase de un dique en talud con Cubípodos, X* Jornadas Españolas de Costas y Puertos (Universidad de Cantabria-Adif Congresos), 2009, pp. 803-809.

VAN GENT, M.R.A., VAN DEN BOOGAARD, H.F.P., POZUETA, B. y MEDINA, J.R., (2007). *Neural Network modelling of wave overtopping at coastal structures,* Coastal Engineering 54 (8), pp. 586-593.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Variabilidad intrínseca en el comportamiento de los diques en talud

Losada, Miguel A.[a]; Díaz-Carrasco, Pilar [a]; Moragues, M. Victoria y Clavero, María[a]
[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA), Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada, Granada, España; mlosada@ugr.es; pidiazc@ugr.es; mvmorague s@ugr.es; mclavero@ugr.es

Resumen

El número de Iribarren Ir ha sido empleado como parámetro de similaridad en ensayos a escala, de tal manera que igualando Ir en modelo y prototipo se mantienen similares el tipo de rotura, balance de energía, remonte y descenso o estabilidad. En cambio, cuando hay otras fuentes de turbulencia y la reflexión no es despreciable la igualdad de Ir no garantiza la semejanza dinámica entre modelo y prototipo. Los resultados empíricos muestran gran variabilidad en el comportamiento observado. Este trabajo tiene como objetivo principal investigar las razones por las que ocurre dicha variabilidad. Para ello, se han estudiado las distintas fuentes de dispersión de energía que aparecen en la interacción oleaje-dique, basando el estudio en la ecuación de conservación de la energía. La disipación global del oleaje depende del transporte de energía cinética turbulenta (TKE) procedente de tres fuentes: (a) rotura del oleaje sobre el talud, (b) flujo turbulento entre las piezas del manto y (c) flujo en el núcleo poroso, por lo que los ensayos en laboratorio tendrán que tener en cuenta los monomios que evalúan cada una de estas tres fuente disipativas. Sólo acotando dicha variabilidad se podrán proyectar diques con menor incertidumbre y verificar los actuales diseños.

Palabras clave: *diques en talud, similaridad dinámica, balance de energía, disipación global.*

1. Introducción

En la década de los 70, Battjes (1974) propuso un parámetro único de similaridad, conteniendo el efecto de la inclinación del talud y el peralte de la onda incidente, denominándolo número de Iribarren (Ir).

$$Ir = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L}} \tag{1}$$

En este trabajo, Batjjes propuso que para mantener la semejanza dinámica en un dique en talud impermeable basta con que el número de Iribarren del modelo y del prototipo sean iguales, que sus escalas cumplan las condiciones de Froude y que el número de Reynolds sea lo suficientemente elevado. Ello implicaría mantener la similaridad también en el tipo de rotura, balance de energía, balance de conservación de masa o el balance de conservación de movimiento. En cambio, se observa que para valores del número de Iribarren superiores a 1.5, la "cantidad" de ola sobre el talud está en valores entre cero y uno, como puede verse en la Figura 1 (Battjes, 1974), lo que hace imposible discriminar los fenómenos que ocurren sobre el talud.

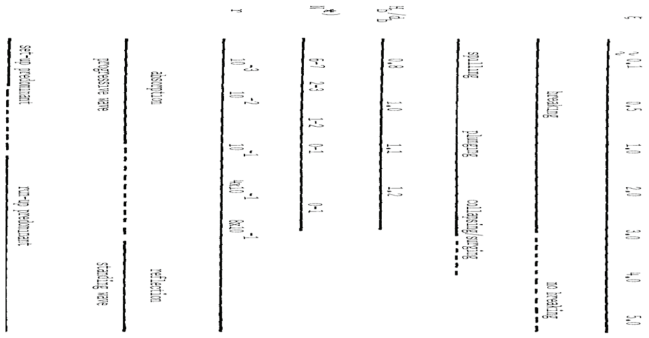


Fig. 1. Parámetros característicos de la interacción ola-dique. N es el número de olas sobre el talud (Battjes, 1974)*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Los análisis empíricos realizados a lo largo de los años sobre el balance de flujo de energía (coeficientes de reflexión, transmisión y disipación), conservación de masa (run-up, run-down y caudal de rebase) y conservación de cantidad de movimiento (número de estabilidad de las piezas) se han basado en ensayos realizados sobre la base de que manteniendo constante Ir se mantiene la similaridad dinámica entre modelo y prototipo. Pero al observar los resultados que se encuentran en la bibliografía, se concluye que hay mucha variabilidad en el comportamiento observado. Véase como ejemplo los datos de estabilidad mostrados en la Figura 2 (Bruun y Günbak, 1977) y en la Figura 3 (Losada y Giménez-Curto, 1979), en los que se observa una gran dispersión de los datos medidos, especialmente a partir de Ir=1.5 (coincidiendo con un aumento de la reflexión sobre el dique y la aparición de otras fuentes de turbulencia).

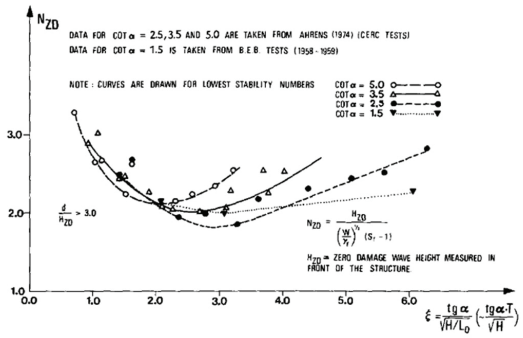


Fig. 2. Número de estabilidad en función del número de Iribarren (Bruun y Günbak, 1977)

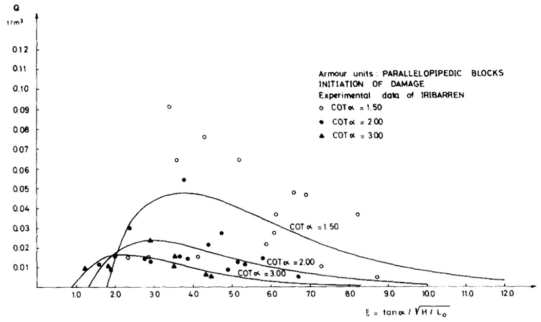


Fig. 3. Función de estabilidad en función del número de Iribarren (Losada y Giménez-Curto, 1979)

El objetivo de este trabajo es investigar las razones por las que ocurre la variabilidad en los datos observados, buscando que parte de esa variabilidad es intrínseca de los procesos involucrados, que parte se debe a la falta de conocimiento o capacidad para realizar los ensayos físicos, y que parte se debe a la dispersión experimental. Para ello, se comienza estudiando y analizando las fuentes de dispersión de energía que aparecen en la interacción oleaje-dique. El razonamiento y la formulación empleados se basarán en la ecuación de conservación de la energía.

2. Fuentes de reflexión y disipación en la interacción oleaje-dique

Los tres procesos que intervienen en el comportamiento de un dique rompeolas irrebasable frente al oleaje (reflexión, transmisión y disipación) se pueden determinar de forma global en un volumen de control. Sus valores son interdependientes, pero localmente pueden no estar en equilibrio. El tren de olas se refleja y se disipa localmente durante su propagación por el talud, mantos, principal y secundario, núcleo y al abandonar la sección.

La disipación global del oleaje al interaccionar con un dique en talud (D^*) depende de la energía cinética turbulenta (TKE) procedente de tres fuentes:

- Flujo en el interior del medio poroso (D_p^*)
- Flujo turbulento entre las piezas del manto principal (D_m^*)
- Rotura de la ola sobre el talud (D_r^*)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

De tal forma que:

$$D^* = D_p^* + D_m^* + D_r^* \tag{2}$$

En este apartado se incluye un análisis de cada una de las fuentes de disipación consideradas, incluyendo los fenómenos que las producen.

2.1 Disipación debida a la propagación del flujo por el medio poroso

Al propagarse por un medio poroso, se pueden producen tres fenómenos: (1) transporte y generación de turbulencia, (2) reflexión y transmisión de energía y (3) alteraciones debidas al cambio del medio de propagación.

Esta disipación es la más conocida y está bien descrita analíticamente a través de la ecuación de Darcy-Forchheimer:

$$F_{NL} = aun + bu|u|^2 + C_A \frac{d(un)}{dt} \tag{3}$$

donde u es la velocidad del flujo a través del medio poroso, n es la porosidad y a, b y C_A son coeficientes locales. Aplicando la hipótesis de trabajo equivalente de Lorentz:

$$F_L = f_c \sigma u \tag{4}$$

donde σ es la frecuencia angular, y f_c es un coeficiente de fricción lineal dependiente del parámetro de dispersión A_{eq}/L^2, el tamaño relativo de la pieza D_{50}/L, el número de Reynolds en el poroso Re_p, el número de Keaulegan-Carpenter en el medio poroso KC_p y la porosidad del medio n (Vílchez et al, 2016). Empleando el coeficiente de fricción lineal se consigue que en el ensayo en modelo reducido la disipación debida al medio poroso sea igual que en prototipo, para un número de Reynolds adecuado.

El coeficiente de fricción lineal es proporcional al diámetro relativo del medio poroso (kD_{50}) y a las características geométricas del dique, como se puede observar en la Figura 4.

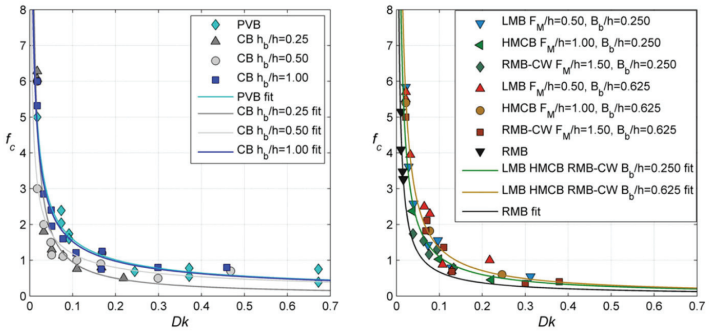


Fig. 4. Coeficiente de fricción lineal en diques porosos, mixtos y en talud. Izquierda: Pérez et al, 2009. Derecha: Vílchez et al, 2016

Finalmente, la disipación debida a la propagación por el medio poroso se puede obtener según la siguiente ecuación:

$$D_p^* = \int_t^{t+T} (f_c \sigma u) \rho u dt \tag{5}$$

2.2 Disipación debida a la rotura del oleaje sobre el talud

La pendiente del talud provoca la rotura del oleaje sobre el mismo. Si se considera un talud impermeable, la disipación debida a la rotura es función del peralte de la ola, la profundidad relativa y la inclinación del talud:

$$D_r^* = f(h/L, H/L, \tan\alpha) \tag{6}$$

El parámetro que controla que fracción de ola ocupa el talud del dique es x_m/L, siendo siendo x_m la distancia en horizontal desde el pie del dique hasta el punto del talud donde corta con el nivel medio de la superficie libre, y L la longitud de onda, que se puede definir como $(h/\tan\alpha)/L$. Por tanto, la disipación debida a la rotura depende también del valor de x_m. Frente al talud se crea una onda cuasiestacionaria, cuya posición de nodos y antinodos se ve modificada si cambia el

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

valor de la pendiente, por tanto si cambia x_m/L, lo que modifica a su vez el tipo de rotura sobre el talud. Por tanto, es esperable que el tipo de rotura sobre el talud sea determinante a la hora de tener más o menos disipación global.

La clasificación tradicional de tipos de rotura varía desde la rotura en decrestamiento (para Ir pequeños) hasta rotura en oscilación (para Ir grandes), pasando por rotura en voluta y en colapso. En cambio, en trabajos recientes se observan nuevos tipos de rotura en valores intermedios de los ya conocidos, como son la voluta violenta y el colapso violento (Zhang y Liu, 2008). Los métodos numéricos, en general aplicados a taludes impermeables, han proporcionado algunos de los factores relevantes de la dinámica turbulenta que participan en la evaluación local y global de la disipación, para varias formas formas de rotura: decrestamiento (estructura de roller), voluta, voluta violenta, colapso (bore) violento, colapso, en oscilación. La variabilidad de las características hidrodinámicas del flujo es máxima durante la rotura: voluta violenta, colapso violento y colapso ya que depende de la escala de los vórtices, su interacción y del balance de la TKE: advección, difusión turbulenta (cinemática y dinámica), difusión viscosa, y producción y disipación de la turbulencia. La disipación por rotura D_r^* depende de la energía cinética turbulenta TKE, que a su vez depende de la cascada local de turbulencia, que es variable en sí misma y depende de la rotura ola a ola. Por ello, existe variabilidad en la respuesta, que es intrínseca del proceso de rotura.

Pequeños cambios en las características del tren de ondas modifican el tipo la rotura (Zhang y Liu, 2018), por ejemplo pasando de colapso violento a colapso. La disipación en este caso se reduce drásticamente, y las características del flujo de remonte y descenso (run-up, run-down), velocidad y aceleración en el descenso, y reflexión crecen correspondientemente. Como regla simple, el dique refleja la energía que no se disipa.

Además, en ensayos experimentales se observan distintos tipos de rotura para el mismo valor de Ir, por tanto se puede concluir que, como parámetro de rotura, Ir no es válido a partir de la rotura en voluta. Por tanto, en la zona de fallo de los diques (para valores de Ir superiores a 2) pueden ocurrir tipos de rotura diferentes, y eso afectará al valor de la disipación local debida a la rotura.

2.3 Disipación por flujo turbulento en el manto principal

En este caso se considera sólo la disipación debida al flujo turbulento entre las piezas del manto principal. En la Figura 5(a) (Dey y Ali, 2018), se observa que la escala turbulenta depende del número de onda. Es esperable por tanto que el tipo de rotura afecte a la escala turbulenta. Por otro lado, en la Figura 5(b) se relaciona el número de Froude densimétrico (relacionado con la velocidad del flujo turbulento) con el tamaño relativo de las piezas del manto (considerándose *d* como el tamaño de la pieza y *h* como la columna de agua sobre la pieza), mostrándose que para menor tamaño de pieza, menor turbulencia y por tanto menor disipación. Además, al ascender y descender la ola sobre el talud se modifica el valor de la columna de agua sobre la pieza, lo que modifica el desarrollo de la turbulencia en un talud. La generación de TKE en el talud es por tanto espacialmente dependiente, e influye en el balance de energía.

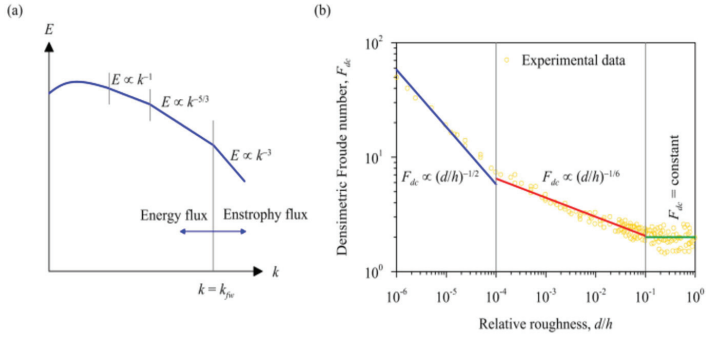


Fig. 5. (a) Espectro de energía turbulenta para diferentes rangos de número de onda; (b) Número de Froude en función del diámetro relativo de la pieza (Dey y Ali, 2018)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Durante el desarrollo del Convenio de diques financiado por Puertos del Estado, se comprobó para el valor del módulo del coeficiente de reflexión K_R que (Benedicto, 2004):

1. decrece monotónicamente con la profundidad relativa *kh*
2. es menor cuando el dique tiene un manto principal, por tanto al añadir los mantos la disipación global crece, al igual que decrece el coeficiente de reflexión
3. para un *kh* dado los valores de K_R varían en función del tipo de rotura, valores menores con voluta, valores mayores con oscilación

Cuando el proceso de reflexión es relevante, el desfase del tren reflejado es una magnitud relevante en el comportamiento hidrodinámico del oleaje.

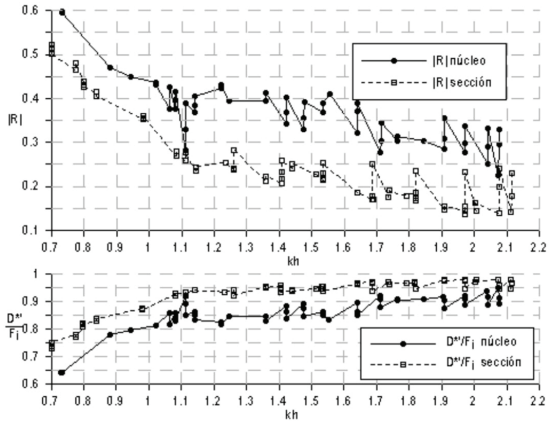


Fig. 6. Coeficientes de reflexión y disipación para un dique en talud, sólo núcleo y núcleo y mantos (Benedicto, 2004)

Por otro lado, para analizar el efecto del tamaño de la pieza del manto principal se puede observar la Figura 7, en la que se muestra el coeficiente de reflexión obtenido en ensayos sobre dique en talud con espaldón, para diferentes tamaños de pieza del manto principal (Clavero et al, 2018). Como muestra la figura, la reflexión está influida por el tamaño de pieza, existiendo mayor dispersión en los datos con mayor número de Iribarren.

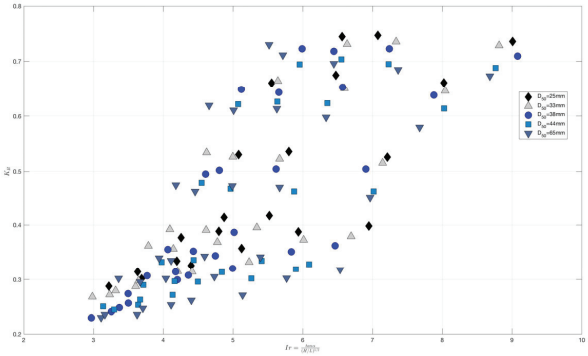


Fig. 7. Coeficiente de reflexión un dique en talud con distintos tamaños de pieza de manto principal

En el caso de la disipación global, se observa de nuevo que a mayor tamaño de pieza, mayor disipación (Figura 8). Por tanto, la disipación global (D^*) detecta el cambio de disipación turbulenta por manto principal (D_m^*).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

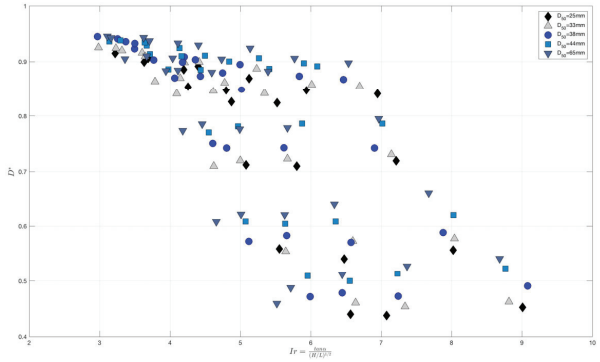


Fig. 8. Disipación global de un dique en talud con distintos tamaños de pieza de manto principal

Siguiendo el trabajo de Clavero (Clavero et al, 2018), se analiza la dispersión global frente al número de Iribarren modificado -en el que se sustituye en el numerador del número de Iribarren $tan\alpha$ por A_{eq}/L^2- (Figura 9), encontrándose que, a pesar de disminuir la variabilidad de los datos, sigue siendo importante. De ahí se concluye que el número de Iribarren modificado no recoge la variabilidad relacionada con el tamaño de pieza.

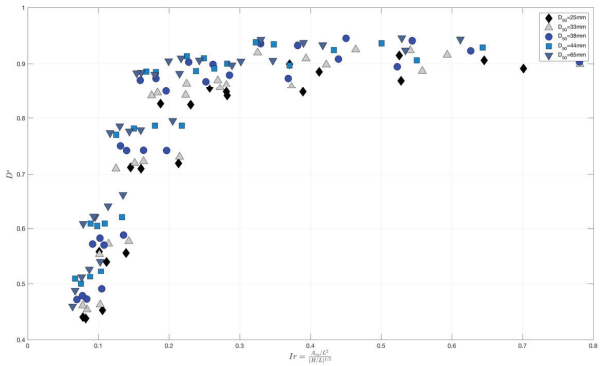


Fig. 9. Disipación global de un dique en talud con distintos tamaños de pieza de manto principal frente al número de Iribarren modificado

4. Discusión y conclusiones

La variabilidad que se observa en la cinemática y dinámica de los diques rompeolas está relacionada con los procesos locales de disipación del oleaje relacionados con las diferentes escalas turbulentas. El número de Iribarren sólo es un parámetro de similaridad mientras que la disipación dependa principalmente del peralte de la ola (decrestamiento). Cuando hay otras fuentes de turbulencia y la reflexión no es despreciable, la igualdad de *Ir* modelo-prototipo no garantiza la similaridad dinámica. Con roturas en voluta y colapso violentos, la turbulencia evoluciona de 2D a 3D, independientemente del número de piezas que estén en la sección transversal.

Las diferentes fuentes de disipación global y el peso de cada una de las mismas en el valor de la disipación global tienen influencia no solo en el balance de energía, sino también el el comportamiento del dique relacionado con:

- El flujo de cantidad de movimiento, asociado al movimiento de las piezas, y por tanto a la estabilidad del dique
- El flujo de masa, asociado con el remonte y descenso del agua sobre el dique, y por tanto con el rebase

Por tanto, a la hora de estudiar los modos de fallo estabilidad y rebase (entre otros), habrá que prestar especial atención no solo al balance global de energía, sino también a la aportación a la disipación global de los tres elementos analizados: medio poroso, rotura y turbulencia en el manto principal.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A la luz de los resultados mostrados, se puede concluir que cuando hay otras fuentes de turbulencia y la reflexión no es despreciable la igualdad de Ir no garantiza la semejanza dinámica entre modelo y prototipo. Además, la disipación global del oleaje depende del transporte de energía cinética turbulenta (TKE) procedente de tres fuentes: (a) rotura del oleaje sobre el talud, (b) flujo turbulento entre las piezas del manto y (c) flujo en el núcleo poroso, por lo que los ensayos en laboratorio tendrán que tener en cuenta los monomios que evalúan cada una de estas tres fuente disipativas.

Esta variabilidad se debe acotar conociendo y evaluando la dinámica turbulenta tanto a nivel local como global. Sólo así se puede (1) proyectar diques con menor incertidumbre y delimitar el riesgo, (2) verificar si los diques actuales están, o no, sobredimensionados y (3) elaborar nuevos conceptos de proyecto del dique rompeolas tanto de nueva construcción como de reparación.

Agradecimientos

Este trabajo está financiado por los proyectos "Verificación integrada del comportamiento hidrodinámico y estructural de un dique de abrigo y sus consecuencias en el proyecto de inversión- BIA2015-65598-P", Ministerio de Ciencia e Innovación, y Protección de frentes costeros urbanos frente al calentamiento global - PROTOCOL 917PTE0538", Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, CYTED. El segundo y tercer autor están financiados por el contrato FPU14/03570 (Ministerio de E. y F. P.) y el programa de "Garantía Juvenil" (Fondo Social Europeo), respectivamente.

Referencias

BATTJES, J. A. (1974). "Surf similarity". En: *Proceedings of 14th Conference on Coastal Engineering.* Copenhague, Dinamarca. Ed. ASCE. P. 466-480.

BENEDICTO, M. I. (2004). *Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje.* Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

BRUUN, P. y GÜNBAK, A. R. (1977). "Stability of sloping structures in relation to $\xi = \tan\alpha/\sqrt{H/Lo}$ risk criteria in design" en *Coastal Engineering*, vol. 1, p. 287-322.

CLAVERO, M., FOLGUERAS, P., DÍAZ-CARRASCO, P., ORTEGA-SÁNCHEZ, M y LOSADA, M. A. (2018). "A similarity parameter for breakwaters : the modified Iribarren number". En: *Proceedings of 36th Conference on Coastal Engineering.* Baltimore, Maryland, USA.

DEY, S. y ALY, S. Z. (2018). "Advances in modelling of bed particle entrainment sheared by turbulent flow" en *Physics of Fluids*, vol. 30, 061301

LOSADA, M. A. y GIMÉNEZ-CURTO, L. A. (1979). " The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number " en *Coastal Engineering*, vol. 3, p. 77-96.

VÍLCHEZ, M., CLAVERO, M., LARA, J. L., y LOSADA, M. A. (2016). "A characteristic friction diagram for the numerical quantification of the hydraulic performance of different breakwater types" en *Coastal Engineering*, vol. 114, p. 86-98.

ZHANG , Q. y LIU, P. L. F. (2008). " A numerical study of swash flows generated by bores " en *Coastal Engineering*, vol. 55, 12, p. 1113-1134.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Diseño de diques de escollera con oleaje limitado por fondo

Herrera-Gamboa, M. Piedad[a]; Medina, Josep R.[b]; Gómez-Martín, M. Esther[b]
[a]PROES Consultores S.A., Calle San Germán 39, 28020 Madrid, mherrera@proes.engineering, [b] Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, ESPAÑA, jrmedina@upv.es, mgomar00@upv.es.

Resumen

La mayoría de diques rompeolas se construyen a poca profundidad en condiciones de oleaje limitado por fondo. El manto principal de estos diques suele diseñarse con formulaciones empíricas a partir de ensayos de laboratorio. Muchas de estas ecuaciones fueron obtenidas a partir de ensayos físicos a escala reducida con profundidades relativamente altas a pie de dique, que no causaban la rotura del oleaje por limitación de fondo. Sin embargo, ciertas modificaciones se introdujeron posteriormente para ser adaptadas a condiciones de oleaje rompiente; la mayoría de veces sin una validación experimental apropiada. .

En este estudio, se analiza la estabilidad hidráulica de los mantos de escollera de diques en talud convencionales, a partir de ensayos físicos 2D realizados en el Laboratorio de Puertos y Costas de la UPV (LPC-UPV), en condiciones de oleaje limitado por fondo con pendiente m=1/50. Con el fin de determinar qué altura de ola caracteriza mejor la estabilidad del manto principal, los datos de oleaje medidos en laboratorio se compararon con simulaciones numéricas; resultando la altura de ola espectral (H_{m0}) medida a 3 veces el calado a pie de dique, el parámetro explicativo del daño del manto en estas condiciones.

Palabras clave: *Estabilidad hidráulica, diques rompeolas, mantos de escollera, oleaje limitado por fondo.*

1. Introducción

En la actualidad, son numerosos los diques en talud que se construyen en aguas someras donde las olas más grandes rompen antes de llegar al dique por limitación de profundidad. Para diseñar estructuras costeras con oleaje limitado por fondo, es necesario estimar la altura de la ola incidente en la zona de rotura. Habitualmente, se considera la altura de ola significante Hs = H_{m0} o una altura de ola con una baja probabilidad de excedencia ($H_{1\%}$, $H_{2\%}$, etc.). Existen diferentes modelos para obtener alturas de ola en la zona de rotura. Los más comunes están basados en el uso de la distribución Weibull (Glukhovsky, 1966), distribución Beta- Rayleigh (Hughes and Borgman, 1987), distribución Weibull compuesta (Battjes and Groenendijk, 2000), o distribución modificada (Mendez et al., 2004). Sin embargo, no es habitual que las fórmulas de estabilidad hidráulica existentes consideren los cambios en la distribución de la altura de las olas que tienen lugar en la zona de rompientes.

Las ecuaciones más utilizadas para caracterizar la estabilidad hidráulica de mantos de escollera son del tipo propuesto por Hudson (1959), Van der Meer (1988) y Van Gent et al. (2003), entre otros. Sin embargo, la mayoría de ellas se obtuvieron a partir de ensayos de laboratorio en condiciones de oleaje no rompiente, y ciertas modificaciones fueron introducidas posteriormente para adaptarlas a condiciones de oleaje limitado por fondo.

En este estudio, se analiza la altura de ola característica que mejor determina el daño de los mantos de escollera a partir de ensayos físicos a escala reducida y de simulaciones numéricas de propagación y rotura 1D realizadas con el modelo SwanOne, para pendientes de fondo m=1/50.

2. Estado del arte

En este aparatado se recogen las ecuaciones más populares para el diseño de mantos de escollera de diques en talud convencionales.

La Ecuación (1) muestra la fórmula propuesta por Hudson (1959) basada en el trabajo pionero de Iribarren (1938) y popularizada por USACE (1975 y 1984). Está basada en ensayos físicos a escala reducida con oleaje regular no rompiente. Para ser empleada en condiciones de oleaje rompiente, se propuso modificar el coeficiente de estabilidad (K_D) que también considera la geometría de los elementos del manto, el número de capas y la sección de dique (distinguiendo entre tronco y morro).

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot\alpha)^{1/3} \qquad (1)$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Donde D_{n50} es el diámetro nominal, $\Delta = (\rho_r - \rho_w)/\rho_w$ es la densidad relativa sumergida, ρ_r es la densidad de las rocas, ρ_w es la densidad de agua de mar, cotα es el talud de la estructura, y H es la altura de ola característica. USACE (1975) y USACE (1984) proponen usar $H=H_s$ y $H_{1/10}$, respectivamente; donde $H_{1/10}=1.27H_s$ es válido para distribuciones tipo Rayleigh con oleaje no rompiente. Al considerar $H=H_s$ (USACE, 1975), el coeficiente de estabilidad para escollera angular dispuesta en dos capas es $K_D=3.5$ para oleaje rompiente y $K_D=4.0$ para oleaje no rompiente. Al considerar $H=H_{1/10}=1.27H_s$ (USACE, 1984), el coeficiente de estabilidad para escollera angular dispuesta en dos capas es $K_D=2.0$ para oleaje rompiente y $K_D=4.0$ para oleaje no rompiente. La diferencia entre USACE (1984) y (1975) radica en que USACE (1984) introdujo un factor de seguridad considerable (ver USACE, 2006) comparado con USACE (1975). USACE (1975, 1984) proporcionan un método para estimar la altura de ola en rotura (H_b) para oleaje regular, en función de la altura de ola en aguas profundas, el periodo de las olas y el talud de fondo. Sin embargo, no proporcionan ninguna especificación sobre la altura de ola característica (H) a usar para oleaje irregular limitado por fondo.

La Ecuación (1) se refiere a daño moderado (0-5% del volumen de desplazamiento). Con el fin de poder considerar distintos valores de daño, Van der Meer (1988) y Medina (1996) propusieron las Ecuaciones (2) y (3) empleando el parámetro de daño $S=A_e/D_{n50}^2$, donde A_e es el área erosionada. Medina (1996) comparó los resultados con los modelos de Teisson (1990), Smith et al. (1992), y Vidal et al. (1995). No obstante, las Ecuaciones (2) y (3) no fueron contrastadas experimentalmente.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0.7\left(K_D \cot\alpha\right)^{1/3} S^{0.15} \qquad (2)$$

$$\frac{H_{m0}}{\Delta D_{n50}} = 1.15\left(\cot\alpha\right)^{1/3} S^{0.2} \qquad (3)$$

Van der Meer (1988) propuso la Ecuación (4) para estimar el daño de los mantos de escollera, a partir de los ensayos de laboratorio con oleaje irregular realizados por Thompson y Shuttler (1975) principalmente con oleaje no rompiente. La ecuación distingue entre oleaje tipo plunging" y "surging", refiriéndose al tipo de rotura sobre el propio manto.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{si } \xi_m < \xi_{mc} \text{ (Plunging)}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot\alpha)^{0.5} \xi_m^{P} \quad \text{si } \xi_m > \xi_{mc} \text{ (Surging)} \qquad (4)$$

Donde $\xi_{mc}=((c_{pl}/c_s)P^{0.31}(\tan\alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$ es el parámetro crítico de rotura, $c_{pl}=6.2$ y $c_s=1.0$ son coeficientes empíricos, $0.1 \le P \le 0.6$ se corresponde con la permeabilidad de la estructura, α es el ángulo del talud, N_z es el número de olas, $\xi_m = s_m^{-0.5}\tan\alpha$, donde $s_m=H_s/L_{0m}$ es el peralte de la ola basado en la longitud de onda en aguas profundas, $L_{0m}=gT_m^2/2\pi$, con el periodo medio (T_m).

Para condiciones de oleaje limitado por fondo, el autor propone reemplazar Hs en la Ecuación (4) por $H_{2\%}/1.4$. Sin embargo, es necesario remarcar que esta relación es válida cuando el oleaje sigue una distribución Rayleigh en aguas profundas.

La Ecuación (5) fue propuesta por Melby y Kobayashi (1998) para analizar la progresión del daño de mantos de escollera con talud cotα=2 sobre pendiente de fondo m=1/20.

$$S(t) = S(t_n) + 0.025\left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}}\right)_n^5 \frac{\left(t^{0.25} - t_n^{0.25}\right)}{\left(T_m\right)_n^{0.25}} \qquad \text{si } t_n \le t \le t_{n+1} \qquad (5)$$

Donde S(t) and $S(t_n)$ son los daños adimensionales para los instantes de tiempo t y t_n (con $t > t_n$), respectivamente. Los autores seleccionaron la altura de ola significante al pie de la estructura (H_s), como altura de ola característica para describir el daño del manto.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La Ecuación (4) propuesta por Van der Meer (1988) fue modificada por Van Gent et al (2003) proponiendo la Ecuación (6). Esta ecuación estuvo basada en los ensayos realizados por Smith et al. (2002) y nuevos ensayos físicos con oleaje rompiente y no rompiente para dos taludes de estructura (cot α =2 y 4) y dos pendientes de fondo (m=1/30 y 1/100). La Ecuación (6) considera la altura de ola real excedida por el 2% de las olas ($H_{2\%}$), con los coeficientes recalibrados c_{pl}=8.4 y c_s=1.3.

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_{s-1}^{-0.5} \quad \text{si} \quad \xi_{s\text{-}1} < \xi_{mc} \quad \text{(Plunging)}$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = c_s S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot\alpha)^{0.5} \xi_{s-1}^{P} \quad \text{si} \quad \xi_{s\text{-}1} > \xi_{mc} \quad \text{(Surging)} \qquad (6)$$

Donde $\xi_{s\text{-}1} = s_{-1}^{-0.5}\tan\alpha$, $s_{-1}=H_s/L_{0,-1}$ es el peralte del oleaje y $L_{0,-1}=gT_{m-1,0}^{\ 2}/2\pi$ es la longitud de onda en aguas profundas correspondiente al periodo espectral $T_{m-1,0}=m_{-1}/m_{0,}$ siendo m_i el momento espectral de orden i. Basándose en los ensayos mencionados anteriormente, Van Gent et al. (2003) propuso la Ecuación (7), con el fin de incluir el diámetro nominal del núcleo ($D_{n50\text{-}core}$) y simplificar la Ecuación (6).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.75 \cot\alpha^{0.5} \left(1 + D_{n50-core} / D_{n50}\right) \left(\frac{S}{N_z}\right)^{0.2} \qquad (7)$$

Vidal et al. (2006), a partir de los resultados de Thompson y Shuttler (1975), demostraron que el promedio de las 50 olas más altas que atacan una estructura (H_{50}) es el parámetro del oleaje que mejor representa la evolución del daño del manto con el tiempo.

Una revisión del estado del arte en el diseño de mantos de escollera pone de manifiesto que no son muchas las ecuaciones existentes para el diseño en condiciones de oleaje limitado por fondo. Sólo Melby y Kobayashi (1998) y Van Gent et al. (2003) obtuvieron ecuaciones basadas en ensayos específicos con oleaje rompiente para taludes cotα=2 y cotα=2 y 4, y pendientes de fondo m=1/20, 1/30 y 1/100; respectivamente. Recientemente, Herrera et al. (2017) desarrollaron un nuevo método basado en ensayos con oleaje irregular, pendiente de fondo m=1/50 y talud de la estructura cotα=1.5. Basándose en los ensayos, los autores propusieron la Ecuación (8) para estimar el daño del manto de escollera a partir del parámetro de daño adimensional equivalente, Se.

$$S_e = 0.066 \left(\frac{H_{m0}}{\Delta D_{n50}}\right)^6 \qquad (8)$$

Donde H_{m0} es la altura de ola espectral medida a una distancia de 3hs desde el pie del dique. Para la obtención de la Ecuación (8), los autores analizaron el uso de H_{m0} y $H_{2\%}$ como alturas de ola características para estimar el daño del manto en condiciones de oleaje limitado por fondo. En este estudio, el análisis se extiende incluyendo la altura de ola media de 1/10 de las olas más altas ($H_{1/10}$).

3. Metodología experimental

En Herrera et al. (2017), se realizaron ensayos en modelos físico en el canal de oleaje y viento (30 x 1.2 x 1.2 m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV). Se generaron trenes de ondas irregulares de 1000 olas con espectro JONSWAP (γ = 3.3). En la zona de modelo se estableció una pendiente de fondo de m = 1/50.

A lo largo del canal de ensayos, se colocaron 13 sensores capacitivos de nivel para registrar el oleaje en distintos puntos, tal y como se muestra en la Fig. 1.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

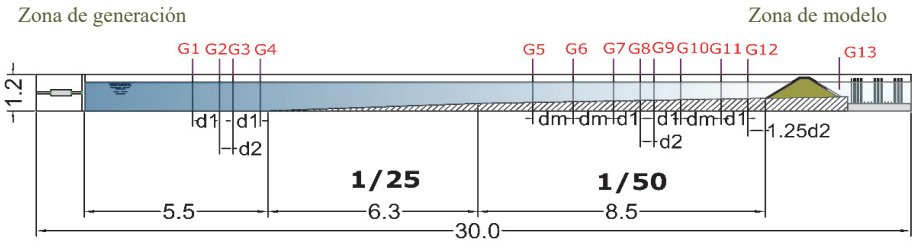


Fig. 1. Sección longitudinal del canal de ensayos del LPC-UPV. Cotas en m

El modelo ensayado correspondió al de un dique de escollera convencional no rebasable, con manto bicapa de escollera de diámetro nominal D_{n50} [cm] = 3.18 y densidad de ρ_r [g/cm^3]=2.67, como el que se observa en la Fig. 2. El talud de la estructura se fijó en H/V=cotα=1.5. Después de cada ensayo, se midió el daño del manto usando el parámetro adimensional de daño equivalente (Se) propuesto por Gómez-Martín y Medina (2014).

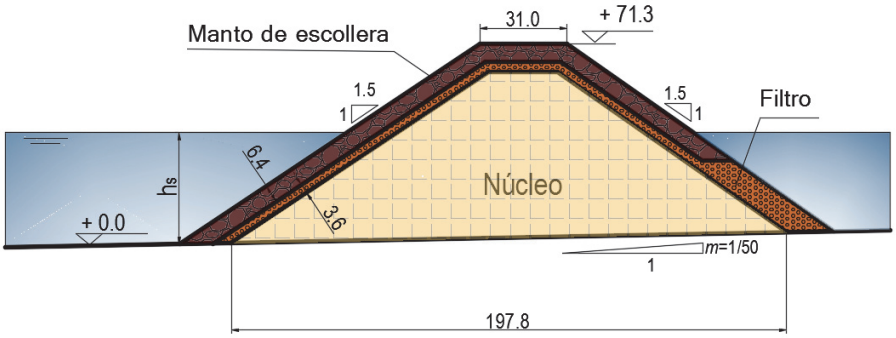


Fig. 2. Sección tipo de modelo ensayado. Cotas en cm

Se ensayaron tres profundidades a pie de dique: hs [cm] = 20, 30 y 40. Para cada profundidad, se fijaron dos números de Iribarren Ir_p= $\tan\alpha/(2\pi H_{m0}/(gT_p^2))$=3.0 y 5.0, y se incrementó la altura de ola espectral en la zona de generación ($H_{m0}=4(m_0)^{1/2}$) en escalones de 1 cm hasta llegar a Inicio de Destrucción del manto (IDe) o rotura del oleaje en la zona de pala. La siguiente tabla muestra la matriz de ensayos realizados:

Oleaje irregular							
Serie	h_s(cm)	Ir_p (-)	s_{0p}(-)	H_{m0}(cm)	T_p(s)	#Casos	#Waves, N_z
1	20	3.0	0.049	8.0-18.0	1.02-1.53	11	1000
2	20	5.0	0.018	8.0-15.0	1.70-2.32	8	1000
3	30	3.0	0.049	8.0-17.0	1.02-1.48	10	1000
4	30	5.0	0.018	8.0-14.0	1.70-2.25	7	1000
5	40	3.0	0.049	8.0-16.0	1.02-1.44	9	1000

Tabla 1. Matriz de ensayos

Cuando se completaron todos los ensayos con modelo físico, los mismos ensayos se repitieron sin la estructura para caracterizar con mayor precisión las características del oleaje incidente en la ubicación del dique, puesto que los métodos de separación de oleaje incidente y reflejado existentes no son fiables en zonas de rotura del oleaje. Al final del canal se instaló un sistema pasivo de absorción de energía para evitar multi-reflexiones.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 3. Ensayos realizados con modelo físico (izq.) y repetición de ensayos sin estructura (dcha.)

Adicionalmente, se llevaron a cabo simulaciones numéricas utilizando el software SwanOne (Verhagen et al., 2008), con las mismas condiciones que las empleadas en los ensayos, y se estimaron las alturas de ola características más habituales: altura de ola significante espectral (H_{m0}), altura de ola excedida por el 2% de las olas ($H_{2\%}$) y altura de ola media de 1/10 de las olas más altas ($H_{1/10}$).

4. Análisis de resultados

La Ecuación (8) propuesta por Herrera et al. (2017) basada en la metodología anteriormente descrita, se reanalizó considerando las alturas de ola más características empleadas en las ecuaciones de diseño: $H_{m0,}$ $H_{2\%}$ y $H_{1/10.}$

Los datos de oleaje obtenidos de los ensayos físicos (con y sin estructura) se compararon con los resultados proporcionados por las simulaciones realizadas con el software SwanOne. Para los ensayos realizados sin estructura, las alturas de ola medidas por los sensores se correspondieron directamente con alturas de ola incidentes. En los ensayos realizados con modelo, el oleaje incidente y reflejado se separó en la zona de generación (G1 a G4) empleando el método LASA V propuesto por Figueres y Medina (2004). Manteniendo constante el coeficiente de reflexión de la zona de generación, las alturas de ola incidentes se estimaron en la zona del modelo a partir del oleaje total registrado. La Fig. 4a compara $H_{m0,}$ $H_{2\%}$ y $H_{1/10}$ incidente registradas por los sensores G11 y G12 (promedio) en los ensayos realizados sin estructura, frente a las estimaciones obtenidas en los ensayos con estructura; la Fig. 4b compara $H_{m0,}$ $H_{2\%}$ y $H_{1/10}$ incidente registradas por los sensores G11 y G12 en los ensayos realizados sin estructura, frente a las estimaciones de SwanOne. Para medir la bondad del ajuste, se emplea el error medio cuadrático relativo (rMSE) y el coeficiente de correlación (r), definidos en las Ecuaciones (9) y (10), respectivamente.

$$rMSE = \frac{MSE}{\sigma^2{}_t} = \frac{\frac{1}{N_t}\sum_{i=1}^{N_t}(t_i - e_i)^2}{\frac{1}{N_t}\sum_{i=1}^{N_t}(t_i - \mu_t)^2} \tag{9}$$

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N_t}(t_i - \bar{t})(e_i - \bar{e})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N_t}(t_i - \bar{t})^2 \sum_{i=1}^{N_t}(e_i - \bar{e})^2}} \tag{10}$$

Donde *MSE* es el error medio cuadrático, N_t es el número de observaciones t_i es el valor objetivo, e_i es el valor estimado, $\sigma^2{}_t$ es la varianza de los valores objetivo, y μ_t y μ_e son los promedios de los valores objetivo y estimados, respectivamente.

La Fig. 4 muestra los valores de rMSE y r para H_{m0}, $H_{1/10}$ y $H_{2\%}$. Los coeficientes del ajuste para mediciones con y sin modelo (Fig. 4a) fueron rMSE=0.069 y r=0.989 ($H=H_{m0}$), rMSE=0.043 y r=0.991 ($H=H_{1/10}$), y rMSE=0.067 y r=0.986 ($H=H_{2\%}$), respectivamente. Por tanto, los valores obtenidos cerca del modelo a partir del coeficiente de reflexión en la zona de generación, son buenos estimadores de la altura de ola que llega al dique para Kr<40 %. No obstante, puesto que el oleaje medido sin estructura presenta mayor fiabilidad para estimar el oleaje incidente, únicamente se consideraron estos valores para el análisis posterior al referirnos a oleaje medido en laboratorio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los coeficientes del ajuste para mediciones sin modelo frente a estimaciones de SwaOne (Fig.4b) fueron rMSE=0.058 y r=0.995 (H=H_{m0}), rMSE=0.059 y r=0.964 (H=$H_{1/10}$), y rMSE=0.105 y r=0.952 (H=$H_{2\%}$), respectivamente. Los resultados muestran una alta correlación entre las medidas de oleaje y las predicciones dadas por el modelo SwaOne.

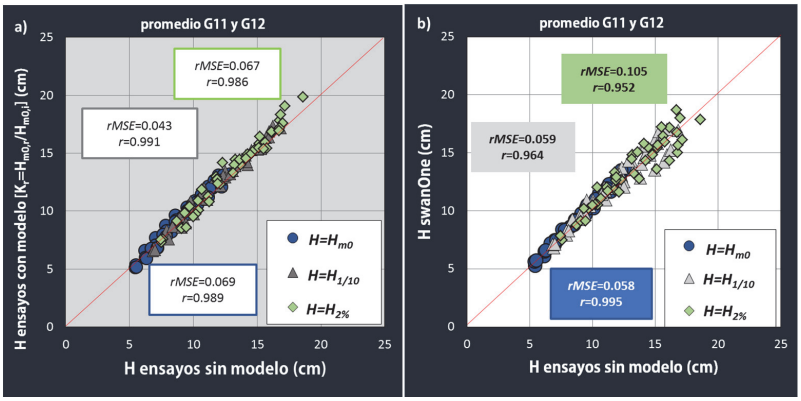


Fig.4. Promedio de alturas de ola en los sensores G11 y G12 registradas a) en los ensayos realizados sin y con modelo y b) en los ensayos realizados sin modelo y estimadas con SwanOne.

Tras cada ensayo, se caracterizó el daño del manto a partir del método de la malla virtual (ver Gómez-Martín and Medina 2006). Siguiendo los criterios de Losada et al. (1986) y Vidal et al. (1991), cuatro niveles cualitativos de daño fueron considerados: Inicio de daño (IDa), Inicio de daño de Iribarren (IIDa), Inicio de destrucción (IDe) y Destrucción (De). La Fig. 5 muestra el número de estabilidad, Ns=H/(ΔD_{n50}), obtenido con las alturas de ola medidas en los ensayos sin modelo y estimadas con SwanOne para H=H_{m0}, $H_{1/10}$ y $H_{2\%}$ para IDa (Fig. 5a) e IDe (Fig. 5b). Los resultados muestran la independencia del daño con el peralte del oleaje, sp=2π $H_{m0}/g\,T_p^2$. Para H=H_{m0}, Ns (IDa)≈1.38 y Ns (IDe)≈2.09; para H=$H_{1/10}$, Ns (IDa)≈1.77 y Ns (IDe)≈2.70; y para H= $H_{2\%}$, Ns (IDa)≈1.95 y Ns (IDe)≈2.89.

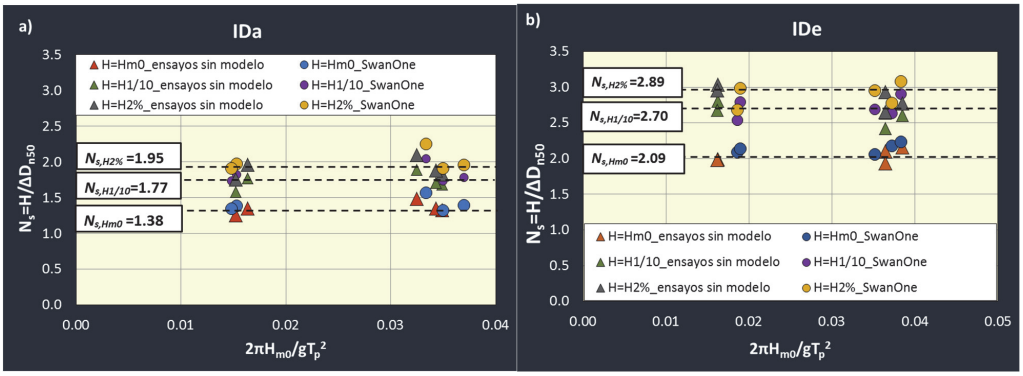


Fig.5. Números de estabilidad para a) IDa y b) IDe.

El daño adimensional equivalente (Se) medido después de cada ensayo se relacionó con el número de estabilidad para H=H_{m0}, $H_{1/10}$ y $H_{2\%}$ obtenidas de los ensayos y estimadas con SwanOne, y la Ecuación (8) propuesta por Herrera et al. (2017) fue recalibrada. Tras realizar un análisis de sensibilidad, H_{m0} resultó mejor descriptor del daño del manto que $H_{2\%}$ o que $H_{1/10}$, para condiciones de oleaje limitado por fondo; tanto con los resultados obtenidos de ensayos físicos como de las simulaciones numéricas. Además, se observa una menor dispersión de datos en el análisis realizado con SwanOne frente a las medidas de laboratorio. La Fig. 6 muestra el daño medido tras cada ensayo frente al número de estabilidad (Ns=H/ΔD_{n50}) para H= H_{m0}, H= $H_{2\%}$ y H= $H_{1/10}$ obtenidas a partir de ensayos físicos (izq.) y simulaciones numéricas (dcha).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

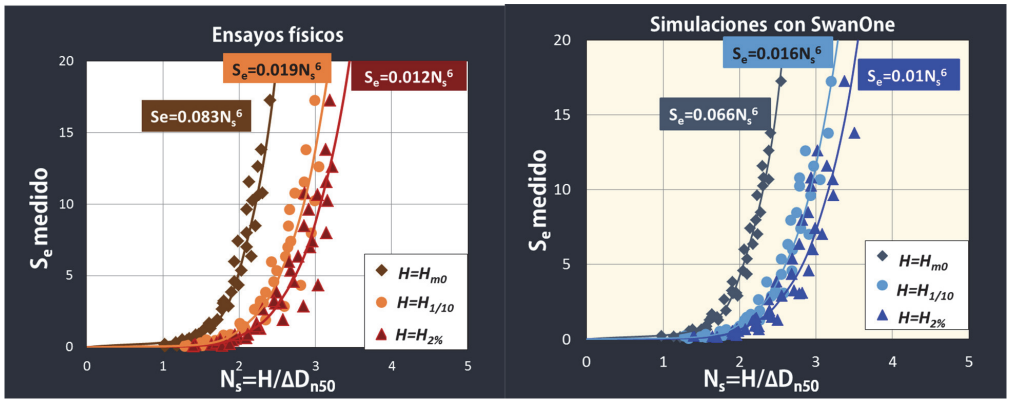


Fig. 6. Daño adimensional equivalente (Se) versus número de estabilidad (Ns) para H= H_{m0}, H= $H_{2\%}$ y H= $H_{1/10}$ obtenidas a partir de ensayos físicos (izq.) y simulaciones numéricas (dcha)

Por otro lado, el análisis realizado considera las mediciones y estimaciones de oleaje obtenidas en los dos sensores más próximos a la estructura (G11 y G12), situados a una distancia de 0.8 m y 0.5 m del pie del dique. Sin embargo, para diseñar diques, es necesario especificar el punto exacto en el que determinar y referenciar los parámetros de diseño del oleaje cuando estamos a rotura por fondo. Para identificar dicha localización óptima, H_{m0} fue obtenida con SwanOne en cinco puntos: justo en el pie de la estructura y a distancias hs, 2hs, 3hs y 4hs desde el pie de la estructura (d = 0, hs, 2hs, 3hs y 4hs) hacia barlomar. El mejor ajuste se correspondió con la estimación de H_{m0} a una distancia de d =3hs desde el pie del dique, correspondiéndose con el valor propuesto en Herrera et al. (2017) para la Ecuación (8).

La Fig. 7 muestra la validación cruzada entre el daño adimensional medido (S_e) y el calculado con la Ecuación (8) para H=H_{m0} estimada con SwanOne a una distancia de 3 hs desde el pie de la estructura. La correlación es alta con un valor de rMSE==0.023 y r=0.988.

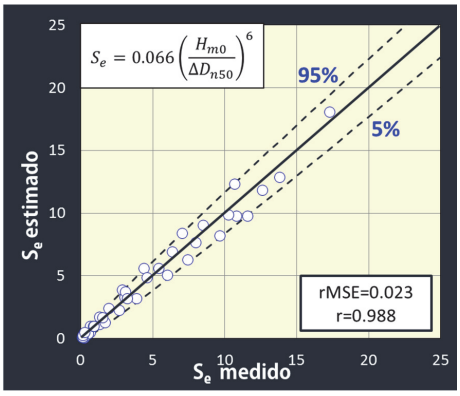


Fig. 7. Se medido tras cada ensayo frente a Se estimado con la Ecuación (8).

5. Conclusiones

El estado del arte pone de manifiesto que son escasas las ecuaciones existentes para el diseño de diques en talud en condiciones de oleaje limitado por fondo; a pesar de que en la actualidad son numerosos los diques construidos en aguas someras bajo estas condiciones. Solamente Melby y Kobayashi (1998) y Van Gent et al. (2003) llevaron a cabo ensayos específicos de laboratorio en condiciones de oleaje rompiente limitado por fondo con cotα=2 y 4, y pendientes de fondo m=1/20, 1/30 y 1/100. Las ecuaciones propuestas por estos autores requieren conocer Hs o $H_{2\%}$ cerca de la estructura, sin embargo, no proponen un método ni la localización exacta para su estimación, lo cual puede conducir a errores al tratarse de oleaje en zona de rompientes. Así pues, Herrera et al. (2017) proponen un método para diseñar mantos de escollera con cotα=1.5 y m=1/50, usando la H_{m0} estimada a una distancia de 3 hs desde el pie de la estructura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En este estudio, se ha recalibrado la ecuación propuesta por Herrera et al. (2017) considerando H_{m0}, $H_{1/10}$ y $H_{2\%}$ a partir de mediciones realizadas en laboratorio y de estimaciones obtenidas con el modelo numérico SwanOne. El estudio ha revelado que H_{m0} es mejor descriptor que $H_{1/10}$ y $H_{2\%}$ para estimar el daño mantos de escollera sometidos a oleaje limitado por fondo.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación del *Ministerio de Economía y Competitividad* y del *Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)* a través del proyecto BIA2015-70436-R, y el apoyo del programa FPU (Formación del Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte (primer autor: FPU13/01872).

Referencias

Battjes, J.A., Groenendijk, H.W., 2000. Wave height distributions on shallow foreshores. *Coastal Engineering*, 40, 161–182.

Figueres, M., Medina, J.R., 2004. Estimation of incident and reflected waves using a fully non-linear wave model. *Proc. 29th International Conference on Coastal Engineering*, World Scientific, Singapore, 594–603.

Glukhovsky, B.H., 1966. Issledovanie morskogo vetrovogo volnenia (Study of sea wind waves). Leningrad, Gidrometeoizdat (in Russian).

Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., 2006. Damage progression on cube armored breakwaters. *Proc. 30th International Conference on Coastal Engineering*, World Scientific, 5229–5240.

Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., 2014. Heterogeneus Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., ASCE*, 140, 100-108.

Herrera, M.P., Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., 2017. Hydraulic stability of rock armors in breaking wave conditions, *Coastal Engineering*, 127, 55-67.

Hudson, R.Y., 1959. Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE*, 85(WW3), 93–121.

Hughes, S.A., Borgman, L.E., 1987. Beta-Rayleigh distribution for shallow-water wave heights. In: R. Dalrymple (ed), *Proc. International Conference on Coastal Hydrodynamics*, Delaware, USA, 17–31.

Iribarren, R., 1938. Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera, M. Bermejillo-Pasajes, Madrid, Spain.

Losada, M.A., Desiré, J.M., Alejo, L.M., 1986. Stability of blocks as breakwater armor units. *J. of Structural Engineering*, 112(11), 2392-2401.

Medina, J.R., 1996. Wave climate simulation and breakwater stability. *Proc., 25th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 1789-1802.

Melby, J.A., Kobayashi, N., 1998. Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng*., ASCE, 124(6), 286-294.

Mendez, F.J., Losada, I.J., Medina, J.R., 2004. Transformation model of wave height distribution on planar beaches. *Coastal Engineering,* 50(3), 97–115.

Smith, W.G., Kobayashi, N., Kaku, S., 1992. Profile changes of rock slopes by irregular waves. *Proc., 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE*, 1559-1572.

Smith, G.M., Wallast, I., Van Gent, M.R.A., 2002. Rock slope stability with shallow foreshores. *Proc., 28th International Conference on Coastal Engineering, ASCE*, 1524 – 1536.

Teisson, C., 1990. Statistical approach of duration of extreme storms. *Proc., 22nd Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE*, 1851-1860.

Thompson, D.M., Shuttler, R.M., 1975. Riprap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves. Report EX 707, Hydraulic Research, Wallingford, UK.

USACE, 1975. *Shore Protection Manual*, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

USACE, 1984. *Shore Protection Manual*, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

USACE, 2006. *Coastal Engineering Manual*. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes).

Van der Meer, J.W., 1988. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. PhD Thesis. Delft University of Technology.

Van Gent, M.R.A., Smale, A.J., Kuiper, C., 2003. Stability of rock slopes with shallow foreshores. *Proc. Coastal Structures 2003*, Portland, 100-112.

Verhagen, H.J., Van Vledder, G., Eslami Arab, S., 2008. A practical method for design of coastal structures in shallow water. *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering, ASCE*, 2912-2922.

Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., 1991. Stability of mound breakwaters' head and trunk. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 117(6), 570-587.

Vidal, C., Losada, M.A., Mansard, E.P. D., 1995. Suitable waveheight parameter for characterizing breakwater stability. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 121(2), 88-97.

Vidal, C., Medina, R., Lomónaco, P., 2006. Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 53 (9), 711-722.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Semejanza dinámica de los diques en talud: 2D re-análisis

Díaz-Carrasco, Pilar[a]; Moragues, M[a]Victoria[a] ; Clavero, María[a] y Losada, Miguel A[a]
[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada. Avd. del Mediterráneo, s/n, 18006, Granada. pidiazc@ugr.es; mvmoragues@ugr.es; mclavero@ugr.es; mlosada@ugr.es

Resumen

En este trabajo se presenta una discusión y se plantea la función del número de Iribarren, Ir, como parámetro de similitud dinámica en los ensayos de laboratorio y que controla la transformación del oleaje incidente en el talud del dique. Para ello, se llevaron a cabo una serie de ensayos en laboratorio para una tipología de dique en talud permeable con manto principal, sometido a las condiciones de oleaje de cuatro números de Iribarren constantes. Con ello, se analizaron los tres procesos de reflexión, transmisión y disipación global del oleaje según el I_r, obtenido en el ensayo, y según la combinación de los parámetros adimensionales que representan la configuración geométrica del dique y las características oleaje. Los resultados obtenidos muestran que los datos experimentales se dispersan conforme aumenta I_r, mientras que no ocurre lo mismo con el parámetro adimensional: número de Iribarren modificado, I_r^*, que incluye la evaluación del flujo de energía en el interior del medio poroso del dique. Es por eso que, asumir el número de Iribarren como parámetro de similitud dinámica y como parámetro principal en numerosas formulaciones de diseño, genera un alto grado de incertidumbre a la hora de verificar y proyectar los diques de abrigo.

Palabras clave: *dique, Iribarren, ensayos laboratorio, reflexión, transmisión, disipación*

1. Introducción

Los diques de abrigo constituyen la principal infraestructura portuaria y costera, tanto por su funcionalidad, como por su coste, complejidad de diseño e impactos socioeconómicos y ambientales. Su función principal de protección de bienes y servicios será aún más importante en los próximos años debido a la regresión costera y al ascenso del nivel del mar. Con carácter general, el comportamiendo de un dique de abrigo depende de su tipología y su interacción con los agentes marítimos y atmosféricos. La tipología de dique en talud es una de las más construidas en el mundo, siendo el manto principal una de las partes más importantes, cuyo coste, tanto de construcción como de mantenimiento, es el que mayoritariamente marcará el precio final de la obra marítima. Para su correcto diseño, se debe definir su configuración y geometría, esto es, tipo y peso de las piezas, número de capas y espesor, mantos secundarios y núcleo, anchura y cota de coronación.

El tren de ondas incidente, en su interacción con la estructura, se refleja, transmite y disipa parte de su energía durante su propagación por el talud (manto principal/secundarios y núcleo), hasta eventualmente romper. Dichos procesos de transformación juegan un papel importante en la definición del régimen de la onda delante, cerca y dentro del dique (Hughes y Fowler, 1995; Losada y col., 1997a; Sutherland y O'Donoghue, 1998) y, por tanto, en el comportamiento final y en el diseño de la estructura. Por ello el modelado físico, mediante ensayos en laboratorio, constituye una herramienta esencial para evaluar y analizar el comportamiento del dique al permitir simular los procesos físicos complejos involucrados en la interacción ola-estructura. La correcta caracterización y evaluación del ensayo implica determinar la similitud dinámica entre el modelo y el prototipo (Hughes, 1993).

Battjes (1974), apoyándose en el análisis dimensional, propuso el número de Iribarren (Iribarren y Nogales, 1949), $I_r = \tan(\alpha)/\sqrt{H/L}$ (siendo $\tan(\alpha)$ la pendiente del talud, H una altura de característica y L la longitud de onda a pie de dique) como parámetro de similitud dinámica en la zona de rompientes. Complementariamente, Ahrens y McCartney (1975) verificaron la utilidad de I_r para describir la trasformación de la ola en el talud. Desde entonces, muchos investigadores han aplicado I_r para caracterizar y desarrollar fórmulas de diseño del dique y, con ello, verificar la estabilidad de la estructura y el rebase sobre la misma (Martin y col., 1999; Van der Meer, 2011; Van Gent y col., 2013). Asimismo, dada la importancia asignada a I_r, en la actualidad se asume el número de Iribarren como parámetro de similitud dinámica entre modelo y prototipo de los ensayos experimentales en laboratorio (Burcharth y col., 2011; Gómez-Martín y Medina, 2014).

Sin embargo, las formulaciones de diseño en función de I_r presentan una variabilidad que es difícil de acotar por los procesos físicos y variables que intervienen. Es por eso que, con base en el conocimiento de los autores, quedan aún

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

algunas cuestiones sin resolver: (1) ¿es posible controlar y cuantificar la transformación del oleaje en el talud del dique a partir de I_r?, (2) ¿a qué se debe la variabilidad y dispersión de los datos numéricos y experimentales?, (3) ¿es el número de Iribarren un criterio suficiente para asegurar la similitud entre modelo y prototipo en laboratorio

En consecuencia, el objetivo general de este trabajo es establecer un criterio que permita cuantificar y acotar la transformación de oleaje incidente en el talud del dique, así como cuestionar la función asignada al número de Iribarren como parámetro de similitud dinámica entre modelo-prototipo y entre diferentes ensayos experimentales. Para ello, se han llevado a cabo ensayos en el laboratorio para una tipología de dique en talud irrebasable, permeable y con manto principal, donde se ha medido el flujo de energía según diferentes condiciones de oleaje y números de Iribarren constantes.

2. Transformación de la energía del oleaje en un dique en talud: análisis global

El balance de energía del oleaje en un volumen de control que incluye el dique se considera un método adecuado para describir la transformación del oleaje cuando interacciona con la estructura. Aplicando Teoría Lineal, dicho balance queda expresado como (Losada y col., 1997b):

$$F_R + F_T + D^* = 1 \tag{1}$$

donde D^* es la tasa de disipación global del oleaje, y F_R y F_T son el flujo de energía del oleaje reflejado (desde el frente) y transmitido (a sotamar) por unidad de sección perpendicular al dique. Con ensayos en laboratorio y modelos numéricos es posible controlar y cuantificar el oleaje reflejado y transmitido en su interacción con la estructura; es decir, es posible estimar los coeficientes complejos relacionados con el flujo de energía (véase Sección 3); esto es: coeficiente de reflexión (módulo K_R y fase ϕ_R) y coeficente de transmisión (K_T y ϕ_T).

La disipación, por otro lado, es un proceso complejo difícil de medir y se calcula a partir de la Eq. 1. Su valor global procede, al menos, de tres fuentes diferentes: rotura de la ola por el talud, flujo turbulento en el manto principal y flujo en el interior del núcleo poroso. Aunque I_r proporciona una evaluación de la rotura del oleaje en el perfil, no tiene información del proceso de disipación en el manto principal ni en el núcleo. En este sentido, el balance del flujo de energía en el núcleo poroso del dique ha sido objeto de investigación en las últimas décadas. Aplicando la teoría potencial del medio poroso (ecuación de Darcy-Forchheimer y trabajo equivalente de Lorentz) así como resultados de métodos numéricos y ensayos experimentales, se ha podido concluir que la disipación en el núcleo poroso (y en consecuencia la reflexión) depende esencialmente de los siguientes monomios adimensionales: B_p/L, D_p/L, Re_p, KC_p, n_p, esto es, anchura y diámetro relativos del núcleo poroso, números de Reynolds y Keulegan-Carpenter, y porosidad (Dalrymple y col., 1991; Losada y col., 1993; Burcharth y Andersen, 1995; Pérez-Romero y col., 2009; Clavero y col., 2012; Vílchez y col., 2016b, entre otros). Dentro de esta relación adimensional, no se encuentran ni H/L ni $\tan(\alpha)$; por tanto, el número de Iribarren solo desempeñaría un papel relevante, si y solo si, el flujo en el medio poroso dependiera de la combinación de H/L y $\tan(\alpha)$.

Siguiendo la lista paramétrica de Vílchez y col. (2016a), en este trabajo se asume que el comportamiento hidráulico (2D) de la tipología de dique en talud, permeable, irrebasable y con manto principal depende de la combinación de los siguientes monomios adimensionales:

$$[K_R, K_T, \phi_R] = f\left(\frac{h}{L}, \tan(\alpha), \frac{A_{eq}}{L^2}, \frac{H}{L}, \frac{D_p}{L}, Re_p, KC_p, n_s, \frac{D_a}{H}, \frac{e}{H}\right) \tag{2}$$

En general, para $I_r > 2$, se observa que las medidas tomadas de métodos numéricos y experimentales se agrupan por pendientes (Madsen y White, 1976; Brunn y Günbak, 1977; Seelig y Ahrens, 1981; Losada y Gimenez-Curto 1981; van der Meer, 1988; Allsop y Hiettrarchi 1989; Zanutting y van der Meer, 2008; entre otros). En este caso, el flujo de energía depende: (1) del parámetro $x_m/L=(h/L)/\tan(\alpha)$, que cuantifica la "cantidad" de ola que hay sobre el talud, siendo h/L la profundidad relativa a pie de dique; (2) del flujo en el medio poroso el dique con el parámetro de dispersión (2D), A_{eq}/L^2, (donde A_{eq} es el área porosa por unidad de sección bajo el nivel medio del mar), que controla la propagación del oleaje en el interior del medio poroso; y D_p/L que cuantifica el regimen turbulento y el efecto escala; y (3) del diámetro relativo, D_a/H, y espesor relatvo, e/H, del manto principal, que controlan el flujo disipativo turbulento entre las piezas del manto principal (Clavero y col., 2018)

Las relaciones funcionales para taludes permeables, con o sin manto, ponen de manifiesto que cuando el proceso de reflexión es relevante y existen otras fuentes de turbulencia, la igualdad de I_r no garantiza la similitud dinámica de la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

estructura. Por ello, en los trabajos de Díaz-Carrasco y col. (2017; 2018) y Clavero y col. (2018) se introdujo un nuevo parámetro que modifica I_r y permite acotar el comportamiento hidráulico del dique: $I_r^* = \left[A_{eq}/L^2\right]/\sqrt{H/L}$, donde I_r^* es el número de Iribarren modificado que sustituye la $\tan(\alpha)$ por el parámetro de dispersión A_{eq}/L^2, y depende del peralte de la ola H/L, siendo H la altura de ola característica (incidente o total a pie de dique).

3. Metodología

3.1 Ensayos experimentales en laboratorio

En esta sección se describen los ensayos experimentales llevados a cabo en el canal Ola-Corriente del IISTA-Universidad de Granada (23x0.65x1 m). La Fig. 1 muestra un esquema del modelo físico ensayado: un dique en talud con un manto principal de dos capas de cubos (l = 33 mm y ρ_s = 2.18 tn/m^3), un núcleo poroso permeable compuesto de grava fina (D_p = 12 mm y ρ_s = 2.84 tn/m^3) y un manto de escollera a sotamar (D_{n50} = 26 mm y ρ_s = 2.84 tn/m^3). Para más detalles de la configuración geométrica del modelo físico véase la Tabla 1.

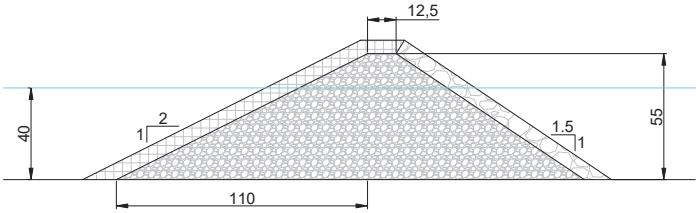


Fig. 1. Modelo físico del dique de abrigo ensayado: dique en talud formado por un manto principal de cubos y un núcleo poroso (dimensiones en centímetros).

Las pruebas se realizaron en el canal con un controlador VTI, y se utilize el software AwaSys para generar ondas con la absorción de la reflexión activa. Se ensayaron condiciones de oleaje regular definido por una altura de ola, $H_{target,}$ y un periodo T_{target}. La rotura del oleaje solo fue causada por la interacción de las olas con el talud del dique. Además, los experimentos se realizaron en condiciones de no rebase y de no daño. La Tabla 2 incluye las condiciones de oleaje ensayadas.

Typology	Breakwater geometry				Porous medium		
	Main armour	B_b	$\cot(\alpha)$	$\cot(\beta)$	F_{MT}	D_{n50}	A_{eq}
RMB	Cubes l =0.033 m D_{eq} = 0.0409 m	$3D_{eq}$ = 0.125 m	2	1.5	0.55 m	0.012 m	0.2125 m^2

Tabla 1. Parámetros geométricos del modelo físico ensayado: D_{eq} es el diámetro equivalente del manto principal equiparando el volumen del cubo al de una esfera; A_{eq} es el área del núcleo poroso por unidad de sección por debajo del nivel medio del mar; $\cot(\alpha)$ y $\cot(\beta)$ *son la pendiente a barlomar y sotamar del dique, respectivamente*

Para estudiar el papel que juega el número de Iribarren en la interacción ola-estructura se programaron condiciones de oleaje H_{target} y T_{target} para ensayar cuatro números de Iribarren (véase Tabla 2). Para ello, se llevaron a cabo dos bloques de ensayos: en el primero se mantuvo constante la altura de ola (H_{target}), con su periodo asociado para conseguir el Iribarren deseado ($T_{target,H}$); mientras que en el segundo, se mantuvo contante el periodo (T_{target}) con su altura de ola asociada ($H_{target,T}$) para I_r. Cada ensayo se repitió tres veces y se simularon 50 olas en cada ensayo. La altura de ola máxima y el periodo mínimo ensayado, para cada I_r, estaban limitados por las condiciones de generación de la pala y por fondo. La profundidad del agua se mantuvo contante, h=0.4 m.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

	$I_{r,target}$	2.3	3	3.7	5
$I_{r\ target,H}$	H_{target} (m)	[0.07 - 0.12]	[0.05 - 0.12]	[0.04 - 0.1]	[0.02 - 0.8]
	$T_{target,H}$ (s)	[1.00073 – 1.4655]	[1.1416 – 2.298]	[1.3105 – 2.8585]	[1.2275 – 4.104]
$I_{r\ target,T}$	T_{target} (s)	[1.05 – 1.5]	[1.25 – 2.5]	[1.25 - 3]	[1.25 - 3]
	$H_{target,T}$ (m)	[0.0748 – 0.1236]	[0.057 – 0.1326]	[0.0375 – 0.1053]	[0.0205 – 0.0577]

Tabla 2. Condiciones de oleaje ensayadas en laboratorio.

3.2 Análsis de los datos medidos

Diez sensores de nivel (G1 a G10) se ubicaron a lo largo del canal y se utilizaron para medir las elevaciones de la superficie libre con una frecuencia de muestreo de 20 Hz. Las distancias entre los sensores se muestran en la Fig. 2. El coeficiente de reflexión (módulo K_R y fase φ_R) y el coeficiente de transmisión K_T se obtuvieron de los datos experimentales siguiendo la metodología de análisis espectral. K_R y φ_R se calcularon con los datos medidos por los sensoress G1, G2 y G3. Los trenes del oleaje incidente y reflejado se separaron aplicando el método de Baquerizo (1995). Aplicando la Eq. 1, la disipación de energía global, D^*, se calculó para el dique en talud ensayado.

El coeficiente de transmisión (módulo K_T) se calculó como la relación entre la altura de onda cuadrada media incidente, H_{Irms}, y la altura de onda cuadrada media transmitida, H_{Trms} (medida con el sensores G10). El sensor G4, ubicado en el pie del talud (x = 0), proporcionó la altura total de la ola frente al dique (debido a la interacción del tren incidente y reflejado). Los sensores G5 a G9 midieron la elevación de la superficie libre sobre el talud del dique.

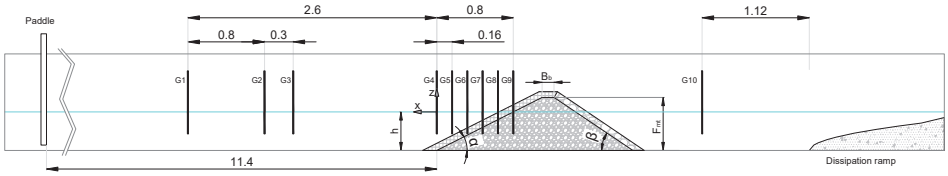


Fig 2. Esquema del canal ola-corriente del IISTA, Universidad de Granada (dimensiones en metros)

Los números de Iribarren e Iribarren modificado se calcularon a partir de los parámetros característicos del oleaje (altura de ola incidente H_I, periodo medio T_z, longitud de onda a pie de dique L) obtenidos a partir del análisis espectral de los datos medidos en laboratorio. Es por eso que, los resultados experimentales (Sección 4) presentan cierta desviación respecto de los valores target simulados.

4. Resultados

En esta sección se presentan los resultados de los procesos de transformación del oleaje [K_R^2, K_T^2, D^*] para el dique en talud permeable, irrebasable y con manto principal. En primer lugar, se presentan los resultados frente al número de Iribarren I_r. Después, en función del análisis dimensional, se presentan los resultados frente al número de Iribarren modificado.

En la Fig. 3 se observa que, en el dominio de $I_r > 2$, los valores de los monomios adimensionales se dispersan conforme aumenta I_r. Aunque I_r captura la tendencia general de la transformación del oleaje, el origen de la variabilidad de K_R, K_T y D^*, creciente con I_r, está asociada a: (1) la propagación, evolución y rotura del oleaje sobre el perfil del talud, (2) el flujo en el interior del medio poroso, y (3) el flujo turbulento entre las piezas del manto principal.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

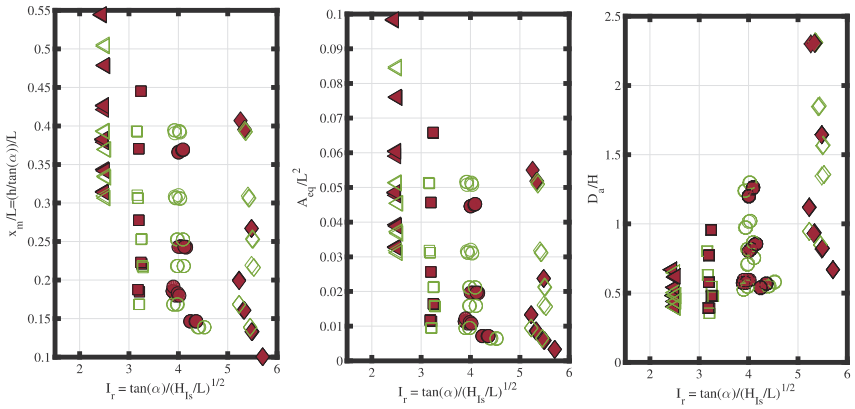


Fig. 3. Monomios adimensionales obtenidos experimentalmente frente al número de Iribarren: (a) x_m/L, (b) A_{eq}/L^2, y (c) D_a/H_I frente al número de Iribarren, I_r. Los colores rojos marcan los ensayos con $I_{rHtarget}$ constante y los verdes con $I_{rTtarget}$ constante

En la Fig. 4 se representa, para un $I_{rtarget}$=3.7 ensayado, los resultados experimentales del coeficiente de reflexión y la disipación global frente al número de Iribarren y frente al número de Iribarren modificado. Se observa que la dispersion de K_R y D^* es mayor frente a I_r que frente a I_r^*. En concreto, para un I_r fijo se tiene un rango de K_R que va entre [0.4-0.95]. Por el contrario, los datos representados frente a I_r^* permite identificar regimenes hidrodinámicos de comportamiento; esto es: regimen reflexivo (I_r^*<0.1), regimen disipativo (I_r^*>2) o regimen de transición entre los dos anteriores (0.1< I_r^* < 0.2).

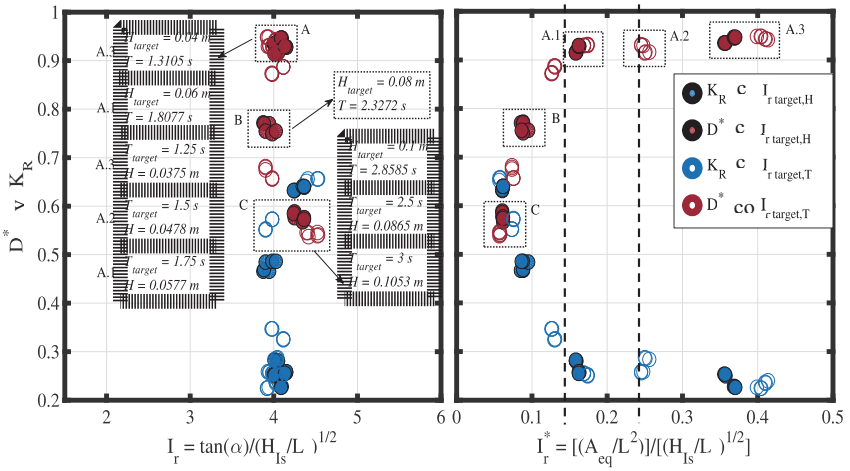


Fig 4. Resultados físicos experimentales para $I_{rtarget}$=3.7 (IISTA-UGR) de los procesos de transformación del oleaje incidente [K_R, D^* frente (panel – izquierdo) al número de Iribarren (I_r), y (panel-derecho) al número de Iribarren modificado I_r^*. Los colores azules representan K_R y los rojos D^*

Si representamos los resultados experimentales de K_R y D^* para todos los $I_{rtarget}$ ensayados (véase Fig.5), el comportamiento es el mismo que el explicado en la Fig.4. Si el dique es permeable, la relación entre I_r y los modos de transformación de la energía y el tipo de rotura se deteriora significativamente al entrar en juego otros procesos de reflexión y disipación asociados a las magnitudes no dimensionales (D_p/L, A_{eq}/L^2, D_a/H, e/H). Con I_r^* la dispersion disminuye significativamente, pudiendo diferenciar regiones de comportamiento. No obstante, existe cierta dispersión en los datos experimentales de K_R y D^* frente a I_r^*. Esta dispersión probablemente esté asociada con el tipo de rotura sobre el talud, la disipación de la energía por progragación en el medio poroso y por disipación turbulenta en el manto principal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

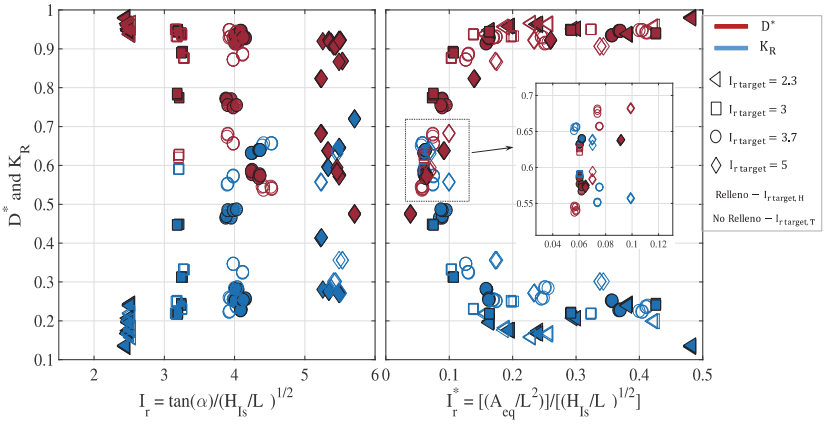


Fig 5. Resultados físicos experimentales para todos los $I_{rtarget}$ (IISTA-UGR) de los procesos de transformación del oleaje incidente [K_R, D^*] frente (panel – izquierdo) al número de Iribarren (I_r), y (panel-derecho) al número de Iribarren modificado I_r^*. Los colores azules representan K_R y los rojos D^*

La Fig. 6 representa los valores experimentales del coeficiente de transmisión para todos los Iribarren ensayado. Al ser un dique en talud irrebasable, la trasmisión se debe a la propagación del oleaje en el medio poroso. Los valores son muy pequeños, prácticamente nulos, con respecto al oleaje reflejado y transmitido. No obstante, se observa también la dispersión con I_r y la mejora de los datos con I_r^*.

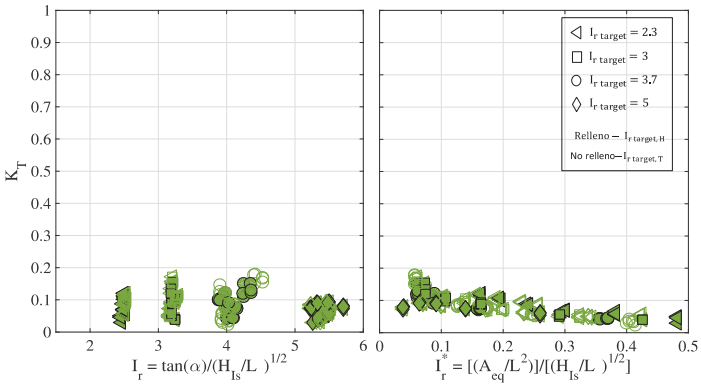


Fig 6. Resultados físicos experimentales (IISTA-UGR) del coeficiente de transmisión frente (panel – izquierdo) al número de Iribarren (I_r), (panel-derecho) número de Iribarren modificado I_r^*. Los colores verdes representan K_T.

La participación de la estructura permeable en el proceso de transformación se manifiesta en el deterioro de la relación funcional entre I_r y el tipo de rotura, la energía reflejada y la energía disipada en el dique. Este resultado cuestiona la utilización de I_r como parámetro de similitud para cuantificar el comportamiento frente a la transformación de la energía incidente de los diques en talud tanto permeables como impermeables. De acuerdo con el análisis dimensional parece aconsejable utilizar como parámetro de similitud el número de Iribarren Modificado: I_r^*.

5. Conclusiones

Hasta el momento el número de Iribarren ha sido considerado como parámetro de similitud dinámica entre modelo-prototipo y entre diferentes ensayos experimentales. En este trabajo se discute esta consideración y se plantea la falta de similitud dinámica del número del Iribarren. En concreto, se pone en cuestión que la transformación del oleaje incidente (reflexión, transmisión y disipación) en el talud del dique sea unicamente determinada por I_r. Para ello, se llevaron a cabo ensayos en laboratorio en un canal de oleaje para la tipología de dique en talud permeable con manto principal. En

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

concreto, se simularon cuatro números de Iribarren constantes donde, para cada I_r, se programaron condiciones de oleaje en bloques de altura de ola y bloques de periodo constantes. Esto ha permitido analizar en transiciones suaves el comportamiento hidráulico del dique según el número de Iribarren, así como reflejar la diferencia entre los datos experimentales según la metodología de ensayo. Tras el análisis de los resultados, se derivan las siguientes conclusiones principales:

1. La variabilidad de los resultados experimentales pone de manifiesto la falta de similitud dinámica del número de Iribarren. Conforme aumenta I_r (a partir de I_r >2), la dispersión de los datos también se incrementa e I_r no permite controlar ni identificar los tres procesos de reflexión, transmisión y disipación global que intervienen en el comportamiendo de un dique en talud.
2. El número de Iribarren modificado sí permite identificar las tendencias de comportamiento del oleaje en su interacción con la estructura, ya que incorpora el parámetro de dispersión A_{eq}/L^2 y, en consecuencia, permite evaluar el flujo de energía del oleaje en el interior del medio poroso.
3. Asimismo, el número de Iribarren modificado muestra que el patrón de comportamiento del dique cambia significativamente según la metodología de ensayo realizada, es decir, según el periodo y la altura de ola simulada.
4. Por tanto, I_r^* es un parámetro que ayuda a predecir el comportamiendo hidráulico del dique y, con ello, a conseguir la posibilidad de una similitud dinámica entre modelo y prototipo en laboratorio, siempre y cuando el flujo en el interior del medio poroso esté bien escalado.
5. El balance de la energía global del oleaje cuando interacciona con un dique en talud permeable con manto principal, depende del funcional completo: $f(h/L, \tan(\alpha), A_{eq}/L^2, H/L, D_p/L, Re_p, KC_p, n_s, D_a/H, e/H)$. Parte de esta energía global es disipada por medio de tres fuentes diferentes: rotura de la ola, flujo turbulento en el manto principal y flujo en el núcleo poroso. Cada una de estas fuentes debe ser estudiada y acotada evaluando su dinámica turbulenta a partir de los monomios adimensionales que se recogen en el funcional.

Este trabajo de investigación aplicada proporciona no solo un avance a la hora de programar el método y el diseño de los ensayos experimentales en laboratorio, sino que además supone una herramienta potente para (1) proyectar diques con menor incertidumbre y delimitar el riesgo, (2) verificar si los diques actuales están, o no, sobredimensionados, y (3) elaborar nuevos conceptos de proyecto del dique tanto de nueva contrucción como de reparación.

Acknowledgements

El trabajo está financiado por el grupo de investigación TEP-209 (Junta de Andalucía) y por dos proyectos: (1) “Protección de frentes urbanos costeros contra el calentamiento global - PROTOCOLO” (917PTE0538) y (2) “Verificación integrada del comportamiento hidrodinámico y estructural de un dique de abrigo y sus consecuencias en el proyecto de inversión (BIA2015-65598-P) - VIVALDI ” (BIA2015-65598-P). El trabajo de la primer autora se encuentra financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deportes de España (Contrato de investigación FPU14/03570). La segunda autora está financiada por el programa "Garantía Juvenil" (Social European Grant).

Referencias

Ahrens, J.P., McCarney, B.L., (1975). “Wave period effect on the stability of rip-rap”. *Proc. of the 3rd Civil Engineering in the Oceans Conference* Vol. II, pp. 1019–1034.

Allsop, N.W.H., Channell, A.R., (1989). “*Wave reflections in harbours: reflection performance of rock armoured slopes in random waves*”. Report OD 102. Hydraulics Research, Wallingford.

Baquerizo, A., (1995). *Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción*. (PhD thesis), University of Cantabria.

Battjes, J.A., (197).4 “Surf Similarity”. *Proc. 14th Coastal Engineering Conference*, Vol 1, cap. 26, pp. 466-480

Benedicto, M. I., 2004. “*Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje*”. PhD thesis. Granada.

Burcharth, H.F., Andersen, O.K., (1995). “On the one-dimensional steady and unsteady porous flow equations”. *Coastal Engineering.* 24 (3–4), 233–257.

Burcharth, H.F., Andersen, T.L. y Medina, J.R., (2011). “Stability of Cubipod Armoured Roundheads in Short Crested Waves”. *Coastal Engineering*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Bruun, P., Günbak, A.R., (1976). "New design priciples for rubble mound structures". *Proc. Of the 15th Coast. Eng. Conference*, pp.2429-2473.

Clavero, M., Vílchez, M., Pérez, D., Benedicto, M.I., Losada, M.A., (2012). "A unified design method of maritime works against waves." *Coast. Eng. Proc.* 1 (33), 1–9.

Clavero, M., Folgueras, P., Díaz-Carrasco, P., Ortega-Sánchez, M., Losada, M.A., (2018). "A similarity parameter for breakwaters: the modified Iribarren number". *Proc. 36th International Conference of Coastal Engineering*, ASCE, Baltimoree, Maryland, USA.

Dalrymple, R.A., Losada, M.A., Martín, P.A., (1991). "Reflection and transmission from porous structures under oblique wave attack". *Journal of Fluid Mechanics.* 224, 625–644.

Díaz-Carrasco, P.,Moragues, M.V., Clavero, M., Ortega-Sánchez, M., Losada, M.A., (2017). "Wave Overtopping on mixed breakwaters y design curves". *International Short Conference on Applied Coastal Research*, Santander (Spain).

Díaz-Carrasco, P.,Moragues, M.V., Clavero, M., Ortega-Sánchez, M., Losada, M.A, (2018). "Similarity on Rubble-Mound Breakwaters tests: analysis y discussion". *Proc. 7th International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science*, Santander, Spain.

Gómez-Martín, M.E., Medina, J.R., (2014). "Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armour Units". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 140, 1, 100-108.

Hughes, S.*A.,* (1993). *"*Physical models and laboratory techniques in coastal engineering". *World Scientific.*

Hughes, S.A., Fowler, J.E., (1995). Estimating wave-induced kinematics at sloping structures. *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering*. 209–215.

Iribarren, R., Nogales, C., (1949). "Protection des Ports". *XVII International Navigation Congress*, Lisbon.

Losada. M. A., Giménez-Curto, L.A., (1979). "The join effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number." *Coastal Engineering*, 3.

Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A., (1981). "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action". *Coastal Engineerin*g, 4, 187-206.

Losada, I.J., Losada, M.A., Baquerizo, A., (1993). "An analytical method to evaluate the efficiency of porous screens as wave dampers. *Applied Ocean Research* 15 (4), 207–215.

Losada, I.J., Vidal, C., Losada, M.A., (1997a). "Effects of reflective vertical structures permeability on random wave kinematics." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 123 (De- cember), 347–353.

Losada, I. J., Patterson, M. D., Losada, M. A., (1997b). "Harmonic generation past a submerged porous step". In: *Coastal Engineering* 31, pp. 281–304.

Madsen, O.S., White, S.M., (1976). "Energy Dissipation on a Rough. Slope". *Journal of the Waterways. Harbors and Coastal Engineering*, Vol. 102, WW1, pp. 31-48.

Mansard, E.P.D., Funke, E.R., (1987). "On the reflection analysis of irregular waves". *Natl. Res. Cunc. Rev. Can. Hydraulics Laboratory Technical Report,* TR-HY-O17.

Martin, F.L., Losada, M.A., Medina, R., (1999). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". *Coastal Engineering* 37, 149–174.

Medina, J.R., Molines, J., Gómez-Martín, M.E., (2014). "Influence of armour porosity on the hydraulic stability of cube armour layers". *Ocean Engineering*, 88, pp. 289-297.

Pérez-Romero, D.M., Ortega-Sánchez, M., Moñino, A., Losada, M.A., (2009). "Characteristic friction coefficient y scale effects in oscillatory porous flow". *Coastal Engineering*. 56 (9), 931–939.

Seelig, W.N., J.P. Ahrens, (1981). "Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments y breakwaters". *CERC Technical paper 81-1, Fort Belvoir, U.S.A.C.E.*, Vicksburg, MS.

Sollitt, C.K., Cross, R.H., (1972). "Wave transmission through permeable breakwaters". *Proc. Conf. on Coastal Eng.,* 13th, Vancouver

Sutherland, J., O'Donoghue, T., (1998). "Wave phase shift at coastal structures". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering.* 90–98 (April).

Van der Meer, J. W. (1988). "Rock slopes and gravel beaches under wave attack". Tesis doctoral, Delft Hydraulics.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Van Der Meer, J., (2011). "Design aspects of breakwaters and sea defences". In: 5th SCACR 2011 *International Short Conference on Applied Coastal Research*, p. 3.

Van Gent, M.R., (2013). "Rock stability of rubble mound breakwaters with a berm". *Coastal Engineering*. 78, 35–45.

Vílchez, M., Clavero, M., Losada, M.A., (2016a). "Hydraulic performance of different non-overtopped breakwater types under 2D wave attack". *Coastal Engineering*. 107, pp. 34-52.

Vílchez, M., Clavero, M., Lara, J. L., Losada, M. A., (2016b). "A characteristic friction diagram for the numerical quantification of the hydraulic performance of different breakwater types". *Coastal Engineering*.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Sobre el máximo remonte y rebase potencial en diques rompeolas

Moragues, Mª Victoria[a]; Díaz-Carrasco, Pilar[a]; Clavero, María[a] y Losada , Miguel Á.[a]
[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006 Granada, España. mvmorague s@ugr.es; pidiazc@ugr.es; mclavero@ugr.es; mlosada@ugr.es

Resumen

Este trabajo presenta una discusión sobre la función del número de Iribarren, como parámetro de similitud dinámica en los ensayos de laboratorio. Para ello se han llevado a cabo una serie de ensayos experimentales en el canal de oleaje del IISTA para un dique en talud permeable y ensayos numéricos empleando el software IH-2VOF con dique en talud impermeable. En ambos casos se emplearon condiciones de oleaje regular fijando varios Ir. Mediante el dique impermeable se puede estudiar la disipación causada por la rotura, mientras que en el dique permeable entran en juego la disipación por el manto principal y por el medio poroso. El máximo remonte (Ru) y mínimo descenso (Rd) se ha estudiado en función de Ir y de los procesos de disipación por rotura. La dispersión de datos encontrada al emplear Ir no se ha encontrado al utilizar el número de Iribarren modificado (Ir), que incluye la evaluación del flujo de energía sobre y dentro del talud. Es por eso que, asumir el número de Iribarren como parámetro de similitud dinámica y como parámetro principal en numerosas formulaciones de diseño, genera un alto grado de incertidumbre a la hora de verificar y proyectar los diques de abrigo.*

Palabras clave: *oleaje, diques rompeolas, run-up, rebase, Iribarren, disipación, reflexión, transmisión*

1. Introducción

El remonte máximo sobre un dique rompeolas, también llamado run-up (R_u), y el correspondiente descenso o run-down (R_d), medidos en la vertical desde el nivel medio del mar en reposo, definen la altura máxima que alcanza la ola por encima y por debajo del nivel medio en cada ciclo de ola. Ambos son factores relevantes en el diseño de diques de abrigo de áreas portuarias debido a los daños y costes que puede generar. La predicción del run-up permite conocer el potencial de rebase, es decir, el volumen de agua que potencialmente puede sobrepasar la coronación si el francobordo de la estructura se fuese reduciendo, calculado como la cuña de agua que supera dicha cota. Es importante también definir el nivel medio del oleaje, ya que como el set-up, aumento del nivel medio, o como set-down, descenso del nivel medio, es un indicativo del tipo de rotura que está ocurriendo en el dique.

Battjes (1974) apoyándose en el análisis dimensional propuso el número de Iribarren, I_r (Iribarren y Nogales, 1949) calculado como el cociente entre la pendiente del talud, $\tan(\alpha)$, y la raíz cuadrada de un peralte característico de la ola, $S = \sqrt{H/L}$, donde H y L son la altura y la longitud de onda, en general, a pie de talud, como parámetro de similaridad dinámica en la zona de rompientes. A partir de Ahrens y McCartney (1975) se aceptó el uso del número de Iribarren como parámetro fundamental para el cálculo del remonte sobre los diques rompeolas.

Losada y Giménez-Curto (1981) propusieron un modelo de tipo exponencial para la predicción del máximo remonte con trenes regulares de olas (Figura 1a) y, utilizando la hipótesis de equivalencia, obtuvieron que el remonte se ajusta razonablemente bien a una distribución de Rayleigh. El carácter aleatorio de los parámetros de diseño de flujo: R_u y R_d, así como el nivel medio del mar, promovieron en la ingeniería marítima práctica la utilización de estadísticos obtenidos con base experimental, y su posterior ajuste de una función dependiente de las características del oleaje y del dique, por ejemplo $R_{u,2\%}$. Prácticamente todas las formulaciones incluyen el número de Iribarren, I_r. En la Figura 1b se recogen los ajustes de Madsen y Fuhrman (2008) de $R_{u,2\%}$,con datos de oleaje irregular de Ahrens. El ajuste propuesto asume la existencia de un valor máximo que depende de $I_r \approx 3$. Sin embargo, la variabilidad observada para un valor dado de I_r tiene un intervalo [2 – 4.5]. Esta variabilidad no es aceptable en la ingeniería práctica. Para solventar esta incertidumbre, en los últimos lustros se ha insistido en las funciones de ajuste y la incorporación de coeficientes "parciales" que "cuantifican" la variabilidad estadística con un valor representativo. En la Figura 2, tomada de Capel (2015), se muestran los resultados experimentales del coeficiente de rugosidad de un talud en función del caudal de rebase adimensional.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

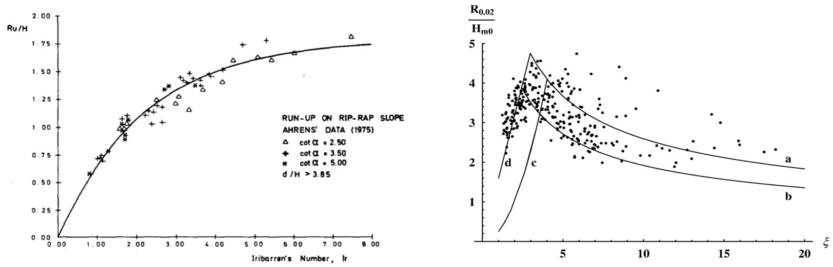


Figura 1. Run-up adimensional (Ru/H) frente a Ir por: Losada y Giménez-Curto (1981) con datos de oleaje regular de Ahrens (1a); y por Madsen y Fuhrman (2008) con datos de oleaje irregular de Ahrens (1b)

Por otra parte, Clavero et al (2018), utilizando el número de Iribarren modificado, I_r^*, comprobaron que la variabilidad del valor medio cuadrático del remonte cambia su comportamiento y su magnitud en la zona de transición en el tipo de roturas: colapso – colapso violento – voluta violenta, es decir, cuando los procesos de disipación y reflexión locales tienen mayor variabilidad. En la figura 3a,b se representa la secuencia de los valores de la altura del frente de un tren irregular cuando se propaga por un talud con una o dos capas de cubos en el manto principal. Se identifican los valores máximos positivos (remonte, R_u) y máximos negativos (descenso, R_d), el ajuste de los valores del remonte a una distribución de Rayleigh.

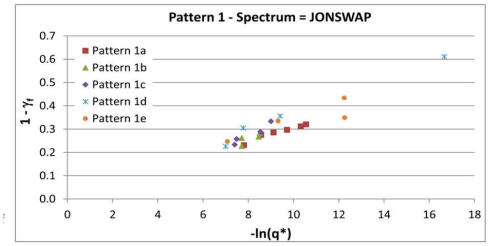


Figura 2. Coeficientes de rugosidad por Capel (2015)

La variabilidad encontrada tanto a nivel de ola como a nivel de estado están directamente relacionados con los procesos de transformación del oleaje en su propagación en el talud. Dichos procesos pueden calcularse adecuadamente en un volumen de control dado que sus valores son interdependientes, pero sus valores no están, en general, en equilibrio local, pudiendo modificarse sustancialmente los procesos disipativos, afectando al valor del run-up y run-down.

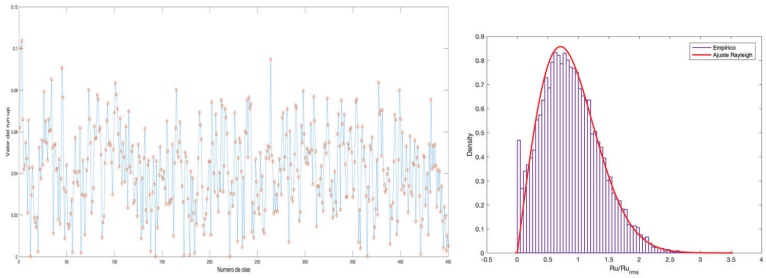


Figura 3. (a) Registro de run-up de un oleaje irregular. (b) Ajuste del run-up irregular a una función Rayleigh

La interdependencia de la reflexión de los procesos disipativos (el talud refleja la energía que no se disipa) provoca el régimen irregular del flujo de agua por el talud, en particular de sus valores máximos, es decir, del remonte. Es por ello que la manera más correcta de abordar esta variabilidad es analizar sus causas, para después describirla mediante técnicas estadísticas. Con esta herramienta se puede acotar la incertidumbre y cuantificar el riesgo debido al remonte y al potencial de rebase.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2. Definición del problema

La transformación de energía debe tenerse en cuenta a la hora de estudiar los fenómenos que ocurren en la interacción ola – estructura. El método utilizado es el balance de energía dentro de un volumen de control. Aplicando teoría lineal de ondas, la energía del oleaje se expresa por unidad horizontal de energía y de tiempo como la onda más energética del espectro, y cuando el paso de energía a mayores armónicos se puede despreciar (Losada et al. 1997), el balance de energía se expresa como:

$$F_I - F_R - F_T - D'_* = 0 \tag{1}$$

Donde F_i es el flujo de energía medio, calculado como:

$$F_i = \left(EC_g\right)_i = \left[\frac{1}{8}\rho g H_{rms}^2 C_g\right]_i \tag{2}$$

Siendo g la aceleración por gravedad, ρ la densidad del agua, C_g la celeridad de grupo y H_{rms} la altura de ola cuadrática media, definida como $H_{rms} = \sqrt{8m_o}$, donde $m_o$es el momento de orden cero. F_i se puede sustituir por $i = I$ para el flujo incidente, $i = T$ para el flujo transmitido e $i = R$ para el flujo reflejado. D'_* es el ratio de disipación de energía producido por el dique y se calcula como:

$$D^* = \frac{D'_*}{\frac{1}{2}\rho g C_g H_{I,rms}^2} \tag{3}$$

El balance de energía puede expresarse en términos del coeficiente de reflexión complejo (K_R), el coeficiente de transmisión (K_T) y el coeficiente de disipación (D^*) como se muestra en la ecuación de conservación de energía:

$$K_R^2 + K_T^2 + D^* = 1 \tag{4}$$

El ratio de disipación, D'_*, incluye la disipación producida por : (1) el peralte/rotura del oleaje, (2) la interacción con el manto principal del oleaje y (3) la producida por la propagación y transmisión del tren de ondas por el núcleo poroso.

En la interacción oleaje-estructura, la evolución del tren de ondas depende de cómo ocurra la transformación de energía. Los tipos de rotura dependen del peraltamiento, que depende de x_m/L, donde $x_m = h/\tan(\alpha)$. Los distintos tipos de rotura pueden definirse como: (1) modos disipativos como spilling o plunging suaves; (2) modos reflectivos por oscilación; y (3) modos de transición, definidos en este caso plunging violento, colapso suave o colapso violento.

3. Metodología

Para este estudio se han realizado dos tipos de ensayos: ensayos numéricos empleando el software IH-2VOF (Lara et al., 2008) sobre un dique en talud impermeable e irrebasable con pendiente indefinida; y ensayos experimentales en el canal de ola-corriente del IISTA sobre un dique en talud poroso e irrebasable.

3.1. Ensayos numéricos

En el modelo IH-2VOF (Lara et al., 2008) se uso para reproducir el canal de ola-corriente del IISTA en un dominio 2D. El número total de celdas de la malla fue de 1304 x 162. En el modelo se incluyó la absorción activa de la reflexión en las condiciones de contorno y se reprodujo la rampa de disipación al final del canal, al igual que en el canal experimental. En la Figura 4 se puede ver el esquema del canal del modelo y la posición de los sensores para un talud 1:10.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

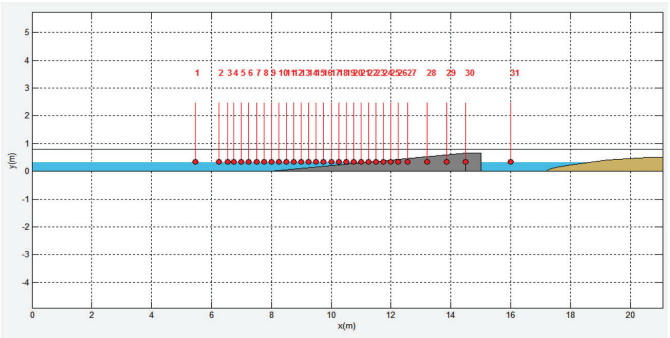


Figura 4. Dique y posición de los sensores sobre el talud 1:10

Se simuló oleaje regular ajustando el período T y la altura H teóricos para cubrir valores del número de Iribarren menores a $I_r \leq 1.5$ como se muestra en la Tabla 1. Se utilizaron dos profundidades distintas: $h = 0.35m$ para su comparación con los datos de Moraes (1970) y $h = 0.4m$, mismo valor que en los ensayos experimentales. Los ensayos se realizaron sobre tres taludes: $\tan\alpha = 1/2$, $\tan\alpha = 1/3$ y $\tan\alpha = 1/10$.

H (m)	T objetivo (s)	I_r objetivo
0.4	[1-2.2]	[2.3, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0]
0.35	[1-2.2]	[1.5, 1.8, 2.3, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0]
0-35	[1-22]	[0-5, 1.5, 1.8, 2.3, 3.0, 3.5, 4.0]

Tabla 1.Condiciones de oleaje ensayadas en el modelo numérico IH-2VOF

3.2. Ensayos experimentales

Los ensayos se llevaron a cabo en el canal de ola corriente del Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA). El canal tiene unas dimensiones de 23x0.65x1m con el fondo horizontal (Figura 5a). El software AwaSys se empleó para la generación del oleaje con absorción activa de la reflexión en la pala. Al igual que en el modelo numérico, se simuló oleaje regular definiendo la altura de ola H y el período T para conseguir un valor de Iribarren concreto. La profundidad se mantuvo constante a $h = 0.4m$.

El dique ensayado fue un dique en talud, compuesto por un núcleo de material poroso $D_{50,p} = 0.012m$ y $\rho_s = 2.84tn/m^3$ y dos capas de cubos de hormigón de $l = 0.033m$, $D_{eq} = 0.0409m$ y $\rho_s = 2.18tn/m^3$. La Figura 5b muestra el esquema del dique y sus características geométricas.

Las condiciones de oleaje se fijaron para cubrir un dominio de $I_r \leq 1.5$ empleando dos secuencias para su obtención: para unos valores de I_r, fijar H y variar T y viceversa (Tabla 2). Cada ensayo fue de 100 olas y se repitió 3 veces.

I_r objetivo	2.3	3.0	3.7	5.0
H objetivo fija (m)	[0.07 – 0.12]	[0.05 – 0.12]	[0.04 – 0.10]	[0.02 – 0.80]
T variable (s)	[1.00 – 1.47]	[1.14 – 2.30]	[1.31 – 2.86]	[1.23 – 4.10]
T objetivo fijo (s)	[1.05 – 1.50]	[1.25 – 2.50]	[1.25 – 3.00]	[1.25 – 3.00]
H variable (m)	[0.075 – 0.124]	[0.057 – 0.133]	[0.038 – 0.105]	[0.021 – 0.058]

Tabla 2. Condiciones de olaje ensayadas en el laboratorio

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

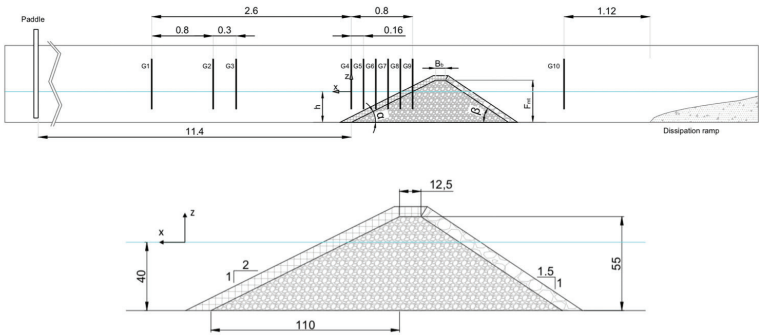


Figura 5. (a) Esquema del canal de ola-corriente del IISTA mostrando la posición del dique y los sensores (medidas en metros). (b) Características geométricas del dique en talud ensayado en el canal del IISTA (medidas en centímetros)

3.3. Análisis de los datos

A través de los valores instantáneos de elevación, empleando del método de Baquerizo (1995), basado en el método de tres sensores de Mansard y Funke (1987), se obtuvieron los trenes de ondas incidente y reflejados. Realizando un análisis espectral se obtuvieron los coeficientes de reflexión complejos (K_R y φ_R) para cada ensayo a través de los sensores G1, G2 y G3. El coeficiente de transmisión (K_T) se obtuvo a partir de G10. El sensor G4, colocado a pie del talud proporciona el valor de la altura total de ola (suma de los trenes incidentes y reflejados). Y los sensores del talud (G5-G9) proporcionan la superficie libre sobre el talud, es decir, el run-up y run-down.

Para los ensayos experimentales, los sensores G1, G2, G3, G4 y G10 se colocaron en las mismas posiciones y los cálculos estadísticos son los mismos.

4. Resultados

4.1. Modelo numérico

En la Figura 6 se han representado los valores medios del run-up ($R_{u,rms}$) y run-down ($R_{d,rms}$) adimensionalizados mediante la altura de ola significante ($H_{I,s}$), frente al número de Iribarren calculado como:

$$I_r = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{H_{I,s}/L}} \tag{5}$$

Los valores se han separado en función de la pendiente del talud. Se puede ver como con la pendiente 1:10 se consiguen los valores de $I_r$más pequeños y la dispersión es menor. En $I_r \sim 1.5$ se aprecia un máximo en el run-up pero también es la zona con mayor variabilidad: para ese punto, los valores de $R_{u,rms}/H_{I,s}$ varían entre 1.5 y 3.5. En el caso del run-down, el mínimo aparece en $I_r \sim 3$ para los tres grupos de datos. De igual forma, para este punto, el $R_{d,rms}/H_{I,s}$ varía entre -1 y -2.5. En ambos casos los valores se duplican o triplican, causando una dispersión que no es válida en ingeniería.

Por otro lado, en ambos casos se observa una clara influencia del talud que el número de Iribarren no está teniendo en cuenta.

En la Figura 7 se han representado los mismos valores de $R_{u,rms}/H_{I,s}$ y $R_{d,rms}/H_{I,s}$ frente al número de Iribarren modificado (Clavero et al., 2018), calculado como:

$$I_r^* = \frac{xm}{L} * I_r \tag{6}$$

En este caso los resultados del run-up aparecen más ordenados en el caso de los taludes 1:2 y 1:3 pero no para el talud 1:10, donde los datos siguen muy dispersos. Al igual que en el caso de I_r, el mínimo aparece en $I_r \sim 1.5$ para el run-up, mientras que para el run-down no se puede apreciar una tendencia clara.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

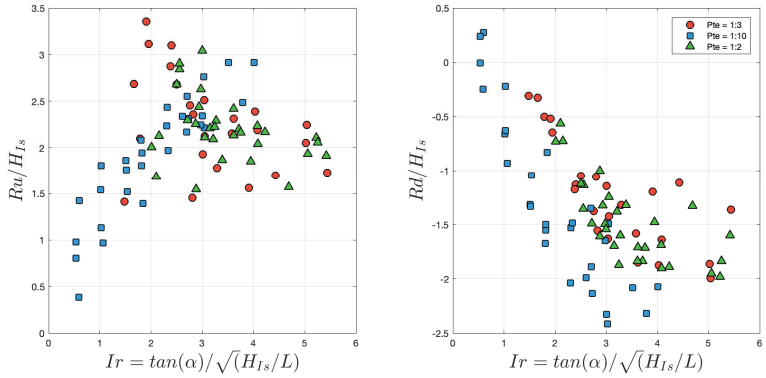


Figura 6. Valores de Ru y Rd de los ensayos numéricos, adimensionalizados mediante Hs, frente al número de Iribarren.

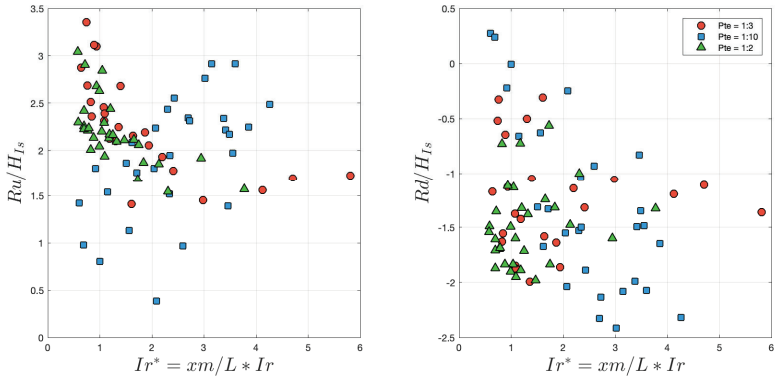


Figura 7. Valores de Ru y Rd de los ensayos numéricos, adimensionalizados mediante Hs, frente al número de Iribarren modificado.

Mediante los valores de la superficie libre instantánea se han obtenido los tipos de rotura sobre el talud impermeable y se puede apreciar como para un mismo valor de Iribarren, se dan roturas diferentes (Figura 8).

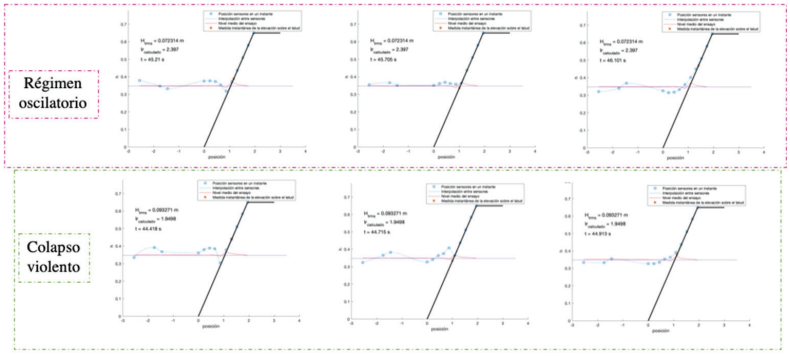


Figura 8. Dos tipos de rotura identificados sobre un talud impermeable 1:3 para un mismo Ir objetivo Ir=2.3

4.2. Ensayos experimentales

De igual forma que en el caso de los ensayos numéricos, los datos de run-up y run-down adimensionales se han representado frente al número de Iribarren (Figura 9) y al número de Iribarren modificado (Figura 10).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En la primera figura, se puede ver cómo los datos se ordenan sobre el numero de I_r objetivo. Por un lado, los valores de I_r obtenidos son menos exactos según su valor aumenta. Por otro lado, a medida que I_r crece, la variabilidad en los valores de $R_{u,rms}/H_{I,s}$ y $R_{d,rms}/H_{I,s}$ también aumenta. Para I_r~4 ($I_{r,objetivo} = 3.7$) $R_{u,rms}/H_{I,s} = [0.4 - 1.4]$, es decir, para un valor de I_r los valores de R_u y R_d se duplican o incluso triplican.

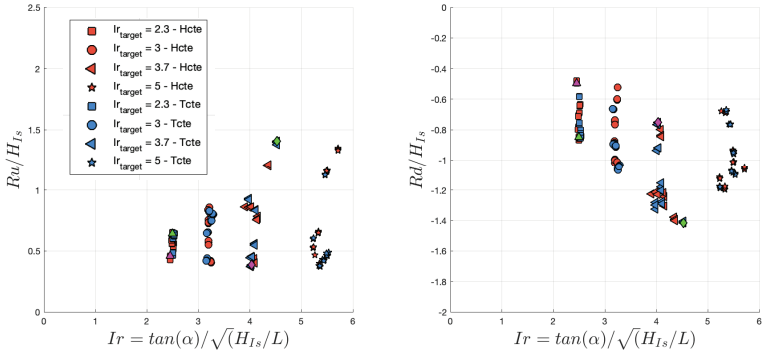


Figura 9. Valores de Ru y Rd de los ensayos experimentales, adimensionalizados mediante Hs, frente al número de Iribarren

En cambio, si los valores se representan frente al número de Iribarren modificado, calculado como la ecuación (7) los valores de run-up y run-down se ordenan de forma muy clara. En el caso del run-down aparecen tres grupos de datos ligeramente diferencuados para $I_r{}^* \leq 0.35$. Estos grupos pueden deberse a diferentes tipos de rotura.

$$I_r{}^* = \frac{A_{eq}/L^2}{\sqrt{H_{I,s}/L}} \tag{7}$$

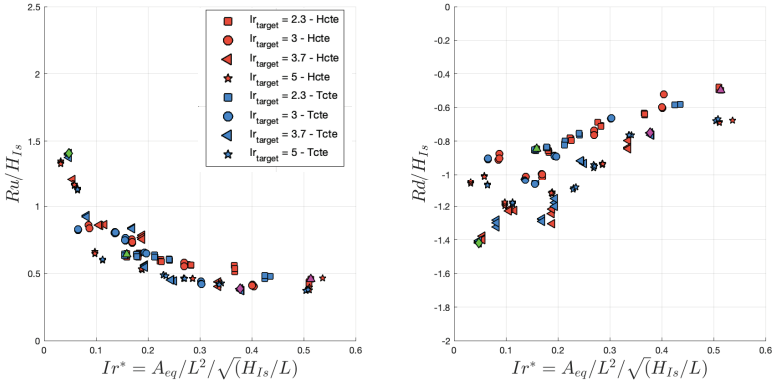


Figura 10. Valores de Ru y Rd de los ensayos experimentales, adimensionalizados mediante Hs, frente al número de Iribarren modificado

Tras analizar los vídeos de los ensayos se han identificado los diferentes tipos de rotura y se han buscado sus valores de R_u, I_r e $I_r{}^*$. La Figura 11 muestra las secuencias de dos tipos de rotura: régimen oscilatorio y un colapso violento obtenidos para un mismo valor de Iribarren objetivo ($I_{r,objetivo} = 2.3$).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

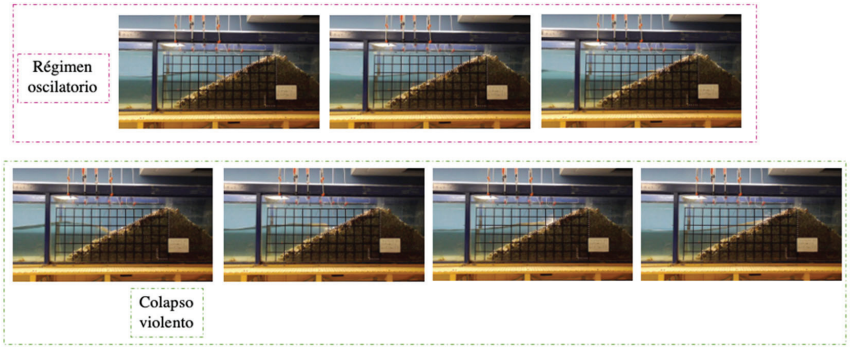


Figura 11. Diferentes tipos de rotura localizados en el canal de oleaje asociados a un mismo valor de Ir=2.3

Los valores de run-up asociados a estos ensayos se han localizado en la Figura 12. Se puede apreciar como el uso de I_r^* ordena los datos en función del tipo de rotura, algo que el número de Iribarren tradicional no tiene en cuenta, y como cada tipo de rotura tiene un valor de run-up asociado con mucha menos variabilidad.

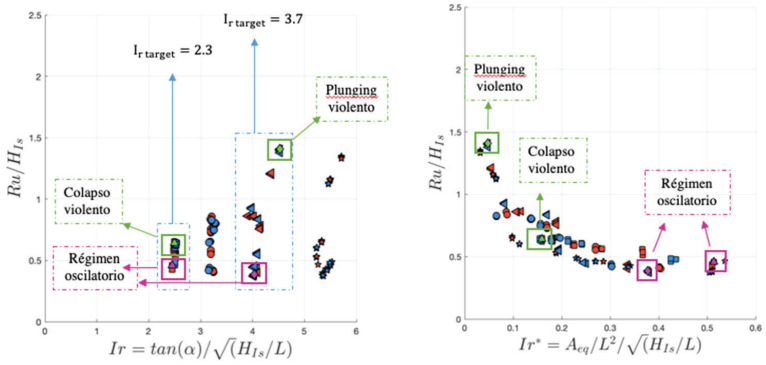


*Figura 12. Localización de los tipos de rotura en función de Ir e Ir**

Los ensayos del modelo numérico sobre un talud impermeable posibilitan el estudio de los procesos de disipación por rotura, sin tener en cuenta la disipación por mantos o medio poroso. Cada tipo de rotura: oscilación, colapso suave, colapso violento, plunging suave, plunging violento o spilling, tiene asociada una variabilidad cinemática y dinámica que es necesario conocer para el estudio del run-up y run-down.

Identificar como afecta cada rotura al máximo remonte permite conocer el rebase potencial del oleaje (Jumelet, 2012) permitirá un correcto dimensionamiento de las estructuras marítimas evitando sobredimensionamientos y sobrecostes.

5. Conclusiones

Hasta el momento el número de Iribarren se ha considerado un parámetro de similitud dinámica entre modelo-prototipo y entre diferentes ensayos experimentales. En este trabajo se discute esta consideración y se plantea su falta de similitud dinámica. En concreto, se pone en cuestión que el máximo remonte (R_u) y mínimo descenso (R_d) estén únicamente determinados por I_r. Para ello, se llevaron a cabo ensayos de laboratorio en un canal de oleaje y numéricos para la tipología de dique en talud permeable con manto principal e impermeable. Se simularon ensayos para un valor de I_r constante variando H y T. Esto ha permitido analizar en transiciones suaves el comportamiento hidráulico del dique según el número de Iribarren, así como reflejar la diferencia entre los datos experimentales según la metodología de ensayo. Tras el análisis de los resultados, se derivan las siguientes conclusiones principales:

1. La variabilidad de los resultados experimentales pone de manifiesto la falta de similitud dinámica del número de Iribarren. Conforme aumenta I_r (a partir de $I_r \geq 1.5$), la dispersión de los datos también se incrementa e I_r no permite controlar ni identificar los procesos de run-up y run-down.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2. El número de Iribarren modificado sí permite identificar las tendencias de comportamiento del oleaje en su interacción con la estructura, ya que incorpora el parámetro de dispersión (A_{eq}/L^2) o el parámetro de peraltamiento (x_m/L); y, en consecuencia, permite evaluar el flujo de energía del oleaje en el interior del medio poroso y el peralte y rotura de la ola sobre el talud.
3. El número de Iribarren modificado I_r^* permite definir los diferentes tipos de rotura sobre el talud y asociarles unos valores de run-up y run-down con menor variabilidad que en el caso de I_r.
4. Por tanto, I_r^* es un parámetro que ayuda a predecir el comportamiendo hidráulico del dique y, con ello, a conseguir la posibilidad de una similitud dinámica entre modelo y prototipo en laboratorio, siempre y cuando el flujo en el interior del medio poroso esté bien escalado.

La disipación del oleaje depende de la rotura y de la intersección de las diferentes escalas turbulentas causan la variabilidad en la cinemática y dinámica de los diques, afectando el proceso de reflexión. El análisis y la cuantificación de los procesos permite realizar ensayos en canal de oleaje en la zona de transición correspondiente a las roturas en voluta violenta-colapso violento-colapso. De esta forma se pueden incorporara al análisis e identificar la afección en el remonte, potencial de rebase y descenso debidos a cambios en la tipología del dique, p.ej. pendiente, espesor de manto principal, tipo de pieza y cambio de la permeabilidad del núcleo entre otras. Este es un objetivo de investigación aplicada y parece razonable que se desarrolle en un marco conjunto con las instituciones y los centros de investigación de las distintas universidades.

Agradecimientos

El trabajo está financiado por el grupo de investigación TEP-209 (Junta de Andalucía) y por dos proyectos: (1) “Protección de frentes urbanos costeros contra el calentamiento global - PROTOCOL” (917PTE0538) y (2) “Verificación integrada del comportamiento hidrodinámico y estructural de un dique de abrigo y sus consecuencias en el proyecto de inversión (BIA2015-65598-P) - VIVALDI ” (BIA2015-65598-P). El trabajo de la primer autora se encuentra financiado por por el programa "Garantía Juvenil" (Social European Grant). La segunda autora está financiada por el Ministerio de Educación, Cultura y Deportes de España (Contrato de investigación FPU14/03570).

Referencias

AHRENS, J.P. y McCARTNEY, B.L., (1975) “Wave period effect on the stability of rip-rap” en *Proc. Civil Eng. in the Oceans*/III, Vol. 2, p. 1019 –1034 .

BATTJES, J.A. (1974) “Surf similarity” en Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, 1974, pp. 466–480.

CAPEL, A. (2015) “Wave run-up and overtopping reduction by block revetments with enhanced roughness” en *Coastal Engineering* 104, p. 76-92.

CLAVERO, M., FOLGUERAS P., DÍAZ-CARRASCO. P., ORTEGA-SÁNCHEZ, M. y LOSADA, M.A. (2018) “A similarity parameter for breakwaters: the modified Iribarren number” en Proceedings*. of 36th Conference on Coastal Engineering,* Baltimore.

IRIBARREN, R., NOGALES, C. (1949) “Protection des Ports”. XVII International Navigation Congress, Lisbon.

JUMELET, D. (2012) “A theoretical approach for the notional permeability factor P” en PIANC Magazine.

LARA, J.L., LOSADA, I.J. Y GUANCHE, R. (2008). “Wave interaction with low-mound breakwaters using a RANS model” en *Ocean Engineering*, 35, 1388–1400.

LOSADA, I. J., PATTERSON, M. D., AND LOSADA, M. A. (1997). “Harmonic generation past a submerged porous step” en *Coastal Engineering* 31, p. 281–304.

LOSADA, M.A. y GIMÉNEZ-CURTO, L.A. (1981) “Flow characteristics on rough permeable slopes under wave action” en *Coastal Engineering* 4, p. 187–206.

MADSEN, P.A. y FUHRMAN, D.R. (2008) “Run-up of tsunamis and long waves in terms of surf-similarity” en *Coastal Engineering* 55, p. 209–223

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Ensayos en modelo físico para el estudio del comportamiento frente al rebase del dique del Puerto de Playa Blanca (Lanzarote)

López Pecharromán, Alberto[a]; Valdés, José María[b] , Lozano, José[c] y Rodriguez de Segovia, María Fátima[d]
[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), [b]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), [c]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX) y [d]FCC.

Resumen

El estudio tuvo como objetivo la realización de ensayos en modelo físico para la verificación del comportamiento funcional del dique de abrigo correspondiente a la ampliación del Puerto de Playa Blanca (Lanzarote).

Los ensayos se realizaron adoptándose la escala geométrica 1:30, en un tanque de oleaje irregular de 6.5 m de anchura y 36 m de longitud, disponible en el Centro de estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

El tramo de dique reproducido en el modelo equivale a 125 m de longitud de la alineación principal de la ampliación del puerto, de tipología vertical, así como la zona de entronque de dicha alineación con la alineación anterior, de tipología talud, construyéndose a escala y reproduciéndose las características (pesos y tamaños) de los elementos que constituyen las diferentes capas y mantos de protección.

Los ensayos se llevaron a cabo sobre cinco alternativas diferentes, teniendo en cuenta las características de oleaje y el régimen de mareas del emplazamiento, registrándose el número de rebases y el volumen de agua rebasada en las diferentes zonas del dique a estudiar.

Palabras clave: *Modelo físico, rebase, dique, Playa blanca, Lanzarote.*

1. Introducción

Con motivo de la obra correspondiente al Proyecto de ampliación del Puerto de Playa Blanca en Lanzarote, Fomento de Construcciones y Contratas S.A. encargó al CEDEX la realización de un estudio para la verificación del comportamiento frente al rebase de la alineación principal del dique, de tipología vertical, así como de la zona del entronque de dicha alineación con la alineación anterior, ésta última de tipología en talud.

Fig. 1. Estado actual del Puerto de Playa Blanca

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El estudio se ha llevado a cabo mediante la realización de ensayos en modelo físico a escala reducida, en los que se ha reproducido la zona de la obra objeto de estudio y se ha sometido a la acción de oleajes de características similares a los que pueden alcanzar la zona de emplazamiento de la obra, con el fin de analizar las condiciones de rebase en la fase de servicio.

2. Características de la obra

En la obra de ampliación se prevé un dique de abrigo con dos alineaciones, la primera de tipología en talud, y la segunda, que es la que constituye el objeto principal del estudio, prácticamente perpendicular a la anterior y paralela a la costa, de tipología vertical.

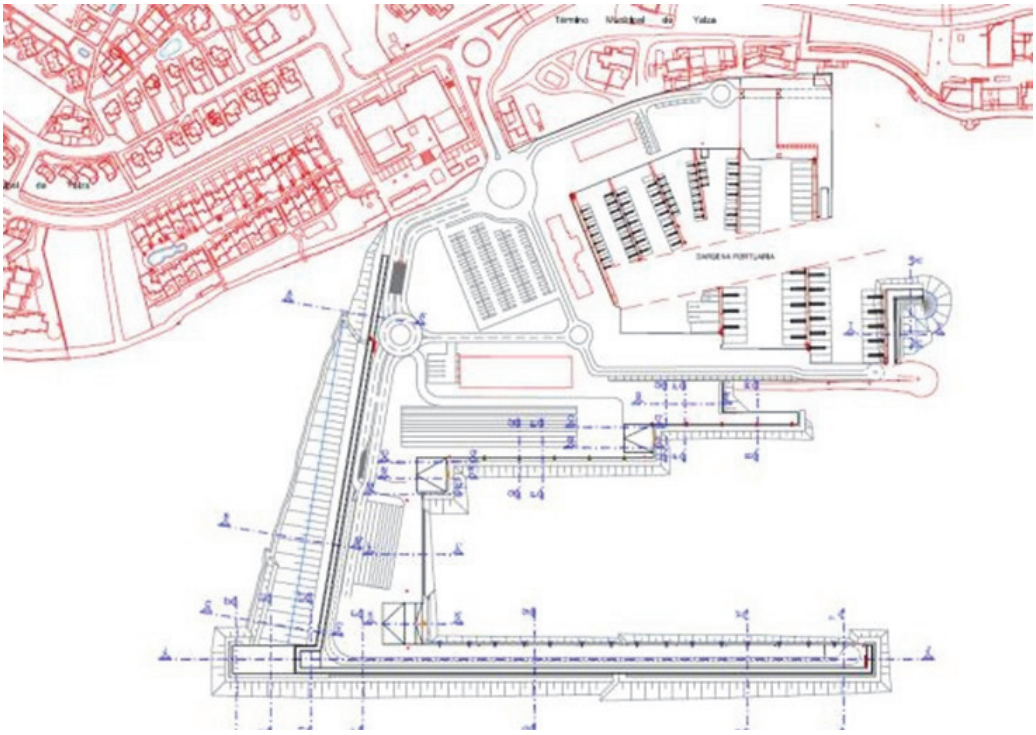


Fig. 2. Planta general de la obra de ampliación

3. Trabajos realizados

Los ensayos se realizaron sobre un tramo de 125 m de longitud correspondientes a la alineación principal del dique así como sobre el enlace de éste con el tramo anterior.

Los trabajos llevados a cabo fueron:

- Definición de las zonas y tramos de la obra objeto de estudio.
- Definición de las características del emplazamiento: oleajes, niveles de agua y configuración del fondo.
- Preparación de los ensayos: selección de la instalación de ensayo y acondicionamiento, definición de la escala, construcción del modelo e instalación de los equipos e instrumentación de medida (sondas de medida de oleaje y dispositivos para la medida de rebases).
- Realización de los ensayos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 3. Vista frontal del modelo físico

4. Ensayos realizados

Los ensayos se realizaron en un tanque de oleaje de 6.50 m de ancho y 1.20 m de profundidad, disponible en el Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, adoptándose la escala geométrica 1:30.

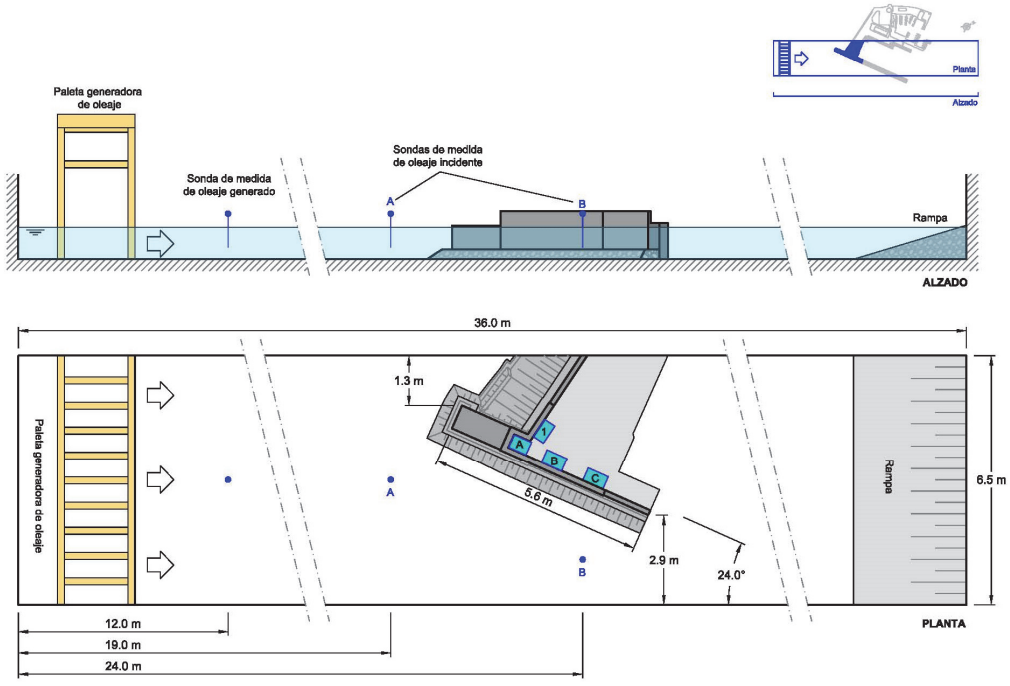


Fig. 4. Disposición del modelo en el tanque de ensayo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

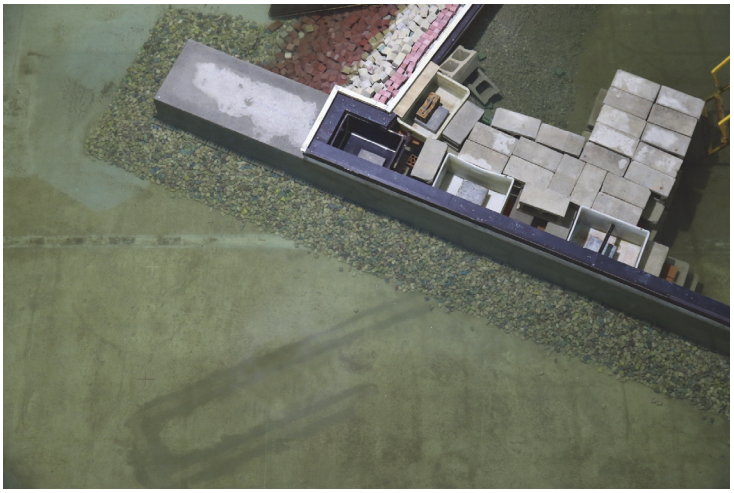


Fig. 5. Vista superior del modelo físico.

Los ensayos consistieron en someter al dique objeto de estudio a diferentes condiciones de oleaje con el fin de analizar el grado de rebase del oleaje sobre la coronación en diferentes zonas del tramo de obra reproducido. A partir de los resultados obtenidos en las soluciones inicialmente propuestas, se plantearon algunas modificaciones que dieron lugar a nuevas alternativas, las cuales fueron también objeto de ensayo frente a las condiciones de oleaje más desfavorables.

En la tabla siguiente se muestran los oleajes generados durante los ensayos.

Tp (s)	Factor γ	Duración en modelo (s)	Duración en prototipo (min)	Nº de olas (aprox.)	Hs (m)	Cotas de nivel de agua (prototipo)
12	3.3	876.40 s	80 min	550	2.00, 2.50, 3.00, 3.50 y 4.00	+3.60 +3.00
14	3.3	876.40 s	80 min	480	2.00, 2.50, 3.00, 3.50 y 4.00	

Tabla 1. Características de los oleajes generados

Fig. 6. Vista trasera del modelo físico en el momento en el que se produce un rebase

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Soluciones estudiadas

Un total de cinco soluciones fueron estudiadas en busca del mejor comportamiento frente al rebase. En la tabla siguiente se muestran las características de cada una de ellas.

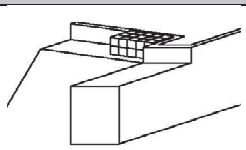
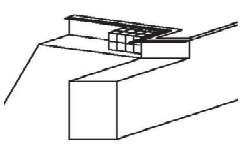
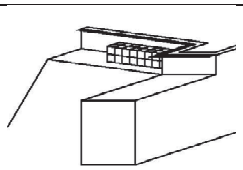
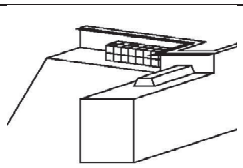
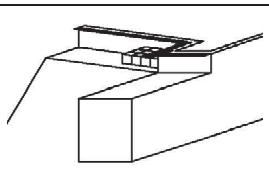
Solución	Croquis	Características
1ª		Cota de coronación del espaldón a la +8.60 m. Bloques de 16 t dispuestos en dos capas de tres bloques cada una.
2ª		Cota de coronación del espaldón a la +9.40 m. Botaolas. Bloques de 16 t dispuestos en dos capas de tres bloques cada una.
3ª		Cota de coronación del espaldón a la +9.40 m. Botaolas. Bloques de 16 t dispuestos en una capa de tres bloques.
4º		Cota de coronación del espaldón a la +9.00 m. Botaolas. Bloques de 8 t en dos capas, siendo la capa inferior de tres bloques y la superior de dos bloques. Elemento trapezoidal.
5ª		Cota de coronación del espaldón a la +9.00 m. Botaolas. Bloques de 8 t en dos capas, siendo la capa inferior de tres bloques y la superior de dos bloques.

Tabla 2. Características de las soluciones estudiadas

6. Resultados

Se procedió a contabilizar el número de rebases y a cubicar los volúmenes de agua rebasada para cada ensayo realizado. Esto permitió la caracterización de los rebases mediante:

- Porcentaje de rebases (%R): porcentaje de olas que rebasan el dique con respecto al total de olas incidentes:

$$\%R = \frac{Número\ de\ rebases}{Número\ de\ olas\ incidentes\ sobre\ el\ dique} \cdot 100 \qquad (1)$$

- Tasa media de rebase (q): expresada como el caudal de rebase por unidad de longitud del dique, en m3/(m·s):

$$q = \frac{V_m \cdot 10^{-3} \cdot 30^3}{(l_R \cdot 30) \cdot (t_m \cdot \sqrt{30})} \qquad (2)$$

Donde V_m = volumen de agua recogido en modelo (litros).

l_R = longitud de dique en modelo sobre la que se ha medido el rebase (m).

t_m = duración de la toma de datos en modelo (s).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

A continuación se exponen los resultados obtenidos:

SOLUCION A- Nivel del mar +3.00						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BA1230B1	12	3.00	3.22	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00				
BA1235B1	12	3.50	3.79	5	0.91	0.200	4.38E-05	1	0.18	0.100	3.29E-05	14	2.55	7.800	2.50E-03				
BA1240B1	12	4.00	4.47	10	1.82	1.500	3.27E-04	4	0.73	1.000	3.29E-04	36	6.55	24.200	1.17E-02				
BA1245B1	14	2.50	2.44	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00				
BA1430B1	14	3.00	2.87	0	0.00	0.000	0.00E+00	2	0.42	2.400	7.88E-04	3	0.63	1.100	3.62E-04				
BA1435B1	14	3.50	3.54	5	1.04	1.800	3.92E-04	9	1.88	12.200	4.01E-03	7	1.46	8.000	2.63E-03				
BA1440B1	14	4.00	4.18	5	1.04	7.600	1.65E-03	31	6.46	44.600	1.47E-02	17	3.54	23.200	7.63E-03				

SOLUCION A- Nivel del mar +3.60						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BA1220P1	12	2.00	2.08	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00				
BA1225P1	12	2.50	2.86	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00				
BA1230P2	12	3.00	2.93	6	1.09	0.200	4.38E-05	1	0.18	0.520	1.71E-04	3	0.55	3.520	1.16E-03				
BA1235P1	12	3.50	3.59	22	4.00	0.700	1.53E-04	1	0.18	0.400	1.32E-04	17	3.09	10.900	3.59E-03				
BA1240P	12	4.00	4.21	28	6.04	5.900	1.29E-03	2	0.42	2.100	6.91E-04	50	10.42	40.600	1.34E-02				
BA1420P1	14	2.00	1.88	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00				
BA1425P1	14	2.50	2.42	2	0.42	0.200	4.38E-05	3	0.63	1.800	5.26E-04	1	0.21	1.500	4.93E-04				
BA1430P2	14	3.00	3.09	10	2.08	1.800	3.92E-04	7	1.46	10.600	3.48E-03	5	1.04	2.100	6.91E-04				
BA1435P1	14	3.50	3.62	16	3.33	9.100	1.98E-03	17	3.54	25.000	8.22E-03	10	2.08	11.100	3.65E-03				
BA1440P1	14	4.00	4.16	-	-	25.500	5.56E-03	-	-	63.100	2.08E-02	-	-	31.900	1.05E-02				

SOLUCION B- Nivel del mar +3.00						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BB1230B1	12	3.50	3.77	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	3	0.01	3.200	1.05E-03				
BB1240B1	12	4.00	4.41	0	0.00	0.000	0.00E+00	1	0.00	0.100	3.29E-05	18	0.03	14.000	4.61E-03				
BB1245B1	14	3.50	3.55	0	0.00	0.000	0.00E+00	4	0.01	4.500	1.48E-03	2	0.00	1.340	4.41E-04				
BB1440B1	14	4.00	4.18	5	0.01	1.200	2.62E-04	18	0.04	16.100	5.30E-03	8	0.02	9.000	2.96E-03				

SOLUCION B- Nivel del mar +3.60						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BB1220P1	12	2.00	3.23	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	2	0.00	0.800	2.63E-04				
BB1225P1	12	3.50	3.63	6	1.09	0.100	2.19E-05	0	0.00	0.000	0.00E+00	10	0.100	4.100	1.35E-03				
BB1240P1	12	4.00	4.19	9	1.64	0.400	8.73E-05	1	0.18	0.700	2.30E-04	31	0.400	19.300	6.35E-03				
BB1420P1	14	3.00	2.97	4	0.83	0.400	8.73E-05	4	0.83	3.000	9.87E-04	2	0.401	1.900	6.25E-04				
BB1435P1	14	3.50	3.60	8	1.67	2.500	5.45E-04	9	1.88	12.200	4.01E-03	5	2.500	4.200	1.38E-03				
BB1440P1	14	4.00	4.10	15	3.13	6.200	1.35E-03	23	4.79	33.900	1.12E-02	15	6.300	14.100	4.64E-03				

SOLUCION C- Nivel del mar +3.00						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BC1230P1	12	3.00	3.21													0	0.00	0.000	0.00E+00
BC1235P1	12	3.50	3.63													0	0.00	0.000	0.00E+00
BC1240P1	12	4.00	4.22													1	0.18	0.050	1.74E-05
BC1430P2	14	3.00	3.18													0	0.00	0.000	0.00E+00
BC1435P1	14	3.50	3.63													0	0.00	0.000	0.00E+00
BC1440P1	14	4.00	4.12													5	1.04	1.100	3.82E-04

SOLUCION D- Nivel del mar +3.60						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BD1220P1	12	2.00	2.07	0	0.00	0.000	0.00E+00	0	0.00	0.000	0.00E+00	3	0.55	1.100	3.82E-04	0	0.00	0.000	0.00E+00
BD1225P1	12	2.50	2.90	2	0.36	0.480	1.50E-04	4	0.73	0.100	3.29E-05	8	1.45	8.200	2.14E-03	0	0.00	0.000	0.00E+00
BD1240P1	12	4.00	3.98	6	1.09	1.200	3.75E-04	5	0.91	0.900	2.96E-04	23	4.18	24.000	7.68E-03	2	0.36	0.200	8.94E-05
BD1430P2	14	3.00	2.83	2	0.42	0.200	6.79E-05	6	1.25	4.000	1.32E-03	2	0.42	0.800	1.97E-04	0	0.00	0.000	0.00E+00
BD1435P1	14	3.50	3.53	7	1.46	1.300	4.08E-04	10	2.08	17.500	5.76E-03	8	1.67	5.000	1.84E-03	1	0.21	0.100	3.47E-05
BD1440P1	14	4.00	3.83	14	2.92	6.600	2.06E-03	26	5.42	45.100	1.48E-02	15	3.13	16.700	5.49E-03	3	0.63	1.500	5.21E-04

SOLUCION E- Nivel del mar +3.60						Zona A			Zona B			Zona C			Zona 1		
Nombre	Periodo	Hs teorica	Hs medida	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)	Nº rebases	% Rebases	Volumen (L)	Tasa (m3/m·s)
BE1230P1	12	3.00	2.73	0	0.00	0.000	0.00E+00	1	0.18	0.150	4.93E-05	3	0.55	1.600	5.56E-04	0	0.00	0.000	0.00E+00
BE1235P1	12	3.50	3.38	1	0.18	0.150	3.27E-05	3	0.55	0.200	6.58E-05	9	1.64	10.400	3.42E-03	1	0.18	0.050	1.74E-05
BE1240P1	12	4.00	3.88	3	0.55	0.840	1.83E-04	5	0.91	2.200	7.24E-04	21	3.82	38.100	1.25E-02	2	0.36	0.500	1.74E-04
BE1430P1	14	3.00	2.84	8	1.25	0.960	2.09E-04	5	1.04	5.100	1.68E-03	2	0.42	0.840	2.76E-04	0	0.00	0.000	0.00E+00
BE1435P1	14	3.50	3.44	13	2.71	3.400	7.41E-04	12	2.50	20.800	6.78E-03	7	1.46	5.800	1.84E-03	2	0.42	0.100	3.47E-05
BE1440P1	14	4.00	4.22	20	4.17	9.400	2.05E-03	31	6.46	34.050	1.12E-02	13	2.71	18.800	6.17E-03	6	1.25	2.800	9.72E-04

Tabla 3. Resultados de los ensayos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7. Conclusiones

Del estudio de los resultados obtenidos se pudo obtener las siguientes conclusiones:

- El incremento de la altura del espaldón y la disposición de un botaolas en la parte superior del mismo constituyen una actuación altamente positiva para el comportamiento funcional del dique en lo que respecta al rebase del oleaje.
- En cuanto a las diferentes soluciones ensayadas:
  - La solución 1ª es con la que se han obtenido las mayores tasas medias de rebase.
  - La solución 2ª se han obtenido los menores valores de tasa media de rebase en la zona de tipología vertical.
  - En la solución 3ª se obtiene una mejora del comportamiento de la zona de tipología en talud. Por otro lado, los resultados en la zona de tipología vertical se mantienen constantes.
  - Las soluciones 4ª y 5ª han mostrado un comportamiento intermedio a los resultados de las soluciones anteriores, obteniéndose mejores resultados en la solución 4ª.
- En cuanto a la localización de los rebases:
  - Los oleajes con periodo 12 segundos producen un mayor rebase en la zona C.
  - Los oleajes con periodo 14 segundos producen un mayor rebase en la zona B.
  - La zona A tiende a ser la zona de estudio en tipología vertical con unas menores tasas medias de rebase.
  - La zona 1 ha recibido las menores cantidades de agua rebasada.

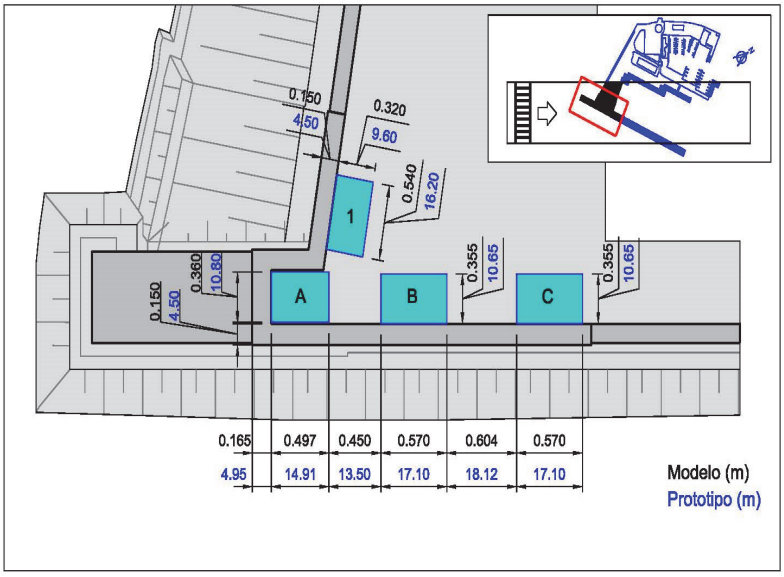


Fig.7. Situación de las bandejas de medida de los rebases

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Diques exentos construidos solo con elementos prefabricados de hormigón

Medina, Josep R.[a]; Gómez-Martín, M. Esther[b]; Mares-Nasarre, Patricia[c]; Odériz, Itxaso[d]; Mendoza, Edgar[e] y Silva, Rodolfo[f]

[a,b,c]Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, España, jrmedina@upv.es, mgomar00@upv.es, patmana@cam.upv.es, [d,e,f]Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, IOderizM@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx

Resumen

El aumento global de la temperatura del agua marina, la acidificación de los océanos y otros impactos negativos de las actividades humanas están dañando los arrecifes de coral en el mundo y reduciendo los servicios ecosistémicos que proporcionan. El retroceso y degradación progresiva de los arrecifes de coral observado en el Caribe, Australia y el Sureste asiático en las últimas décadas es un indicador claro de la mala salud de los ecosistemas marinos, una amenaza para la biodiversidad marina y, en algunos lugares, una amenaza directa a la estabilidad de las playas protegidas por estas barreras naturales. Por otro lado, la calidad de las playas y el paisaje litoral son esenciales para el desarrollo económico y social de muchos países que dependen del turismo de sol y playa.

Los diques homogéneos de baja cota (HLCS) constituidos por elementos masivos prefabricados de hormigón o piedras de gran tamaño tienen muchas ventajas como infraestructura verde de utilidad múltiple: (1) protegen la playa próxima con un impacto visual mínimo, (2) favorecen la colonización de múltiples especies marinas y la posible regeneración del arrecife de coral en retroceso y, además, (3) permiten el desmantelamiento completo y la reutilización de todos los elementos en otras estructuras. En este artículo se proponen fórmulas sencillas para estimar los coeficientes de transmisión y reflexión de HLCS de Cubípodos de 1, 3 y 5 capas derivados de ensayos físicos 2D a escala reducida.

Palabras clave: *diques exentos, transmisión de oleaje, reflexión de oleaje, diques homogéneos de baja cota, Cubipod, arrecifes de coral, infraestructura verde, playa, arrecife artificial, transmisión de oleaje.*

1. Introducción

Los beneficios económicos a corto plazo que generan las actividades turísticas de sol y playa tienden a aumentar la presión humana sobre la zona litoral de muchos países y, en consecuencia, muchos ecosistemas costeros sufren una degradación progresiva que, a largo plazo, puede afectar negativamente la calidad medioambiental y la propia actividad turística. El Cambio Climático (CC) y otros efectos directos e indirectos de las actividades humanas en el mar y las cuencas que vierten al mar (contaminación, resíduos, pesca inadecuada, explotaciones mineras, accidentes, etc.) están degradando globalmente y aumentando la vulnerabilidad de los ecosistemas marinos (ver Lowe et al, 2011). Es previsible que la degradación global progresivsa de los ecosistemas marinos continúe en el futuro próximo impulsado por la acidificación de los mares (mayor disolución de CO_2), el aumento del nivel del mar y su temperatura, así como la mayor intensidad y frecuencia de los temporales con las inundaciones litorales correspondientes (ver Silva et al., 2017).

El CC y muchas actividades antrópicas constituyen una amenaza muy seria para los arrecifes de coral del mundo, sustrato de muchos de los acosistemas marinos más valiosos del planeta. Los arrecifes de coral del mundo han estado retrocediendo a un ritmo anual medio de 1% a 2% en las últimas cuatro décadas (ver Rinkevich, 2014). Mumby (2007) describe con claridad los procesos de degradación de los arrecifes de coral en el Caribe, Australia y el Sureste de Asia, indicando la mala salud de los ecosistemas y la seria amenaza a la biodiversidad (ver Jones et al., 2004). Esta degradación de los arrecifes de coral afecta también a las playas próximas, alimentadas y protegidas por las estructuras coralinas naturales (ver Ferrario et al., 2014). Los arrecifesde coral no solo protegen las playas de los temporales actuando como diques exentos sino que, a largo plazo, alimentan las playas con arena biogenética. En muchos lugares del planeta, la muerte de los arrecifes de coral no solo casusa graves daños ambientales (pérdida de biodiversidad, vulnerabilidad, etc.) sino que es la antesala de la erosión de las playas y las inundaciones litorales frecuentes que desemboca en graves daños económicos y sociales (muchas comunidades dependen críticamente de la calidad de las playas y el turismo de sol y playa asociado).

La mala salud de los ecosistemas marinos en general y la de los arrecifes de coral en particular, exige implementar medidas activas de recuperación (ver Rickevich, 2005) y diseñar actuaciones en el litoral que refuercen y faciliten la adpatación y

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

recuperación de los ecosistemas reduciendo así la vulnerabilidad del litoral. La defensa de costas basada en soluciones naturales goza de una aceptación creciente debido, en parte, a las ventajas sociales, económicas y técnicas que presenta (ver Schoonees et al., 2019). En este contexto, las estructuras o diques homogéneos de baja cota ("Homogeneous Low-Crested Structrues" o HLCS) utilizados como diques exentos, permiten proteger las playas como las estructuras convencionales pero reduciendo el impacto ambiental negativo (construcción limpia y fácil desmantelamiento y re-utilización) y aumentando el impacto positivo (colonización marina y biodiversidad). Las HLCS son un tipo particular de dique exento con baja cota de coronación, un dique arrecife estable estáticamente constituido solo con grandes piedras o elementos prefabricados de hormigón que, en su caso, podrían ser reutilizados.

En las zonas coralinas, las HLCS se plantean como infraestructura verde de utilidad múltiple ya que permiten, a corto plazo, proteger la playa de los temporales y atraer la pesca (arrecife artificial) y, a largo plazo, favorecer la colonización y servir de soporte al crecimiento y recuperación del coral. A diferencia de los diques arrecife de los años 80 (ver Ahrens, 1989) diseñados con piedras de tamaño medio para ser dinámicamente estables (grandes movimientos durante los temporales), los HLCS se diseñan para ser estáticamente estables (sin movimiento durante los temporales) y poder así servir de sustrato duro estable para favorecer el crecimiento del coral.

2. Diques homogéneos de baja cota (HLCS)

Las HLCS son estructuras muy porosas con huecos e iluminación muy heterogénea, con un impacto visual mínimo, que puede favorecer la colonización del coral en condiciones apropiadas. Además de proteger la playa próxima frente a los grandes temporales, las HLCS pueden mejorar las condiciones ambientales marinas y constituir puntos de interés turístico adicionales ya que funcionan también como arrecifes artificiales. El objetivo principal de este estudio es definir los criterios de diseño adecuados para las HLCS que deben resistir los grandes temporales sin desplazamientos relevantes de los elementos que lo componen y atenuar efectivamente la energía incidente (baja transmisión de oleaje).

La tipología HLCS utiliza elementos robustos de un solo tipo y tamaño (por ejemplo cubos, Cubípodos o grandes piedras) para formar una estructura de baja cota de coronación muy porosa y estable durante los temporales. En su aplicación típica para regenerar arrecifes de coral, la estructura se construye sobre fondo duro con una ligera capa de arena (situación habitual en áreas de coral en retroceso) y su elevada porosidad y múltiples caras genra una gran variedad de intensidades lumínicas favoreciendo la biodiversidad local (ver Sherrard et al., 2016). Las HLCS se colocan en aguas someras con oleaje limitado por fondo y la coronación se sitúa en una cota baja adecuada para reducir lo suficiente la transmisión de oleaje durante los grandes temporales sin producir demasiado impacto visual en condiciones normales. Este estudio se centra en las HLCS de Cubípodos, como el representado en la Fig. 1.

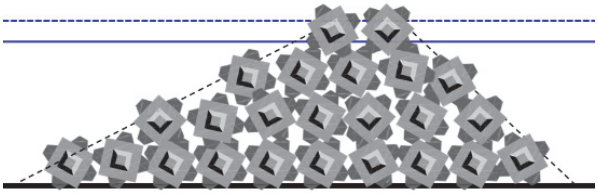


Fig. 1. Sección típica de una HLCS de Cubípodos de cuatro capas

Hay diferencias relevantes entre el comportamiento de un dique convencional de baja cota (con núcleo y manto principal) y una HLCS (sin núcleo). La literatura científica del Proyecto DELOS describe bien los diques exentos convencionales; en relación a estos diques, las HLCS se colocan sobre fondos duros con pendiente $2\% \leq m \leq 10\%$ con oleaje limitado por fondo; las HLCS son estructuras mucho más porosas que las convencioanles y la relación H_{si}/D_{n50} es más pequeña. Además, el talud del fondo puede afectar significativamente la estabilidad hidráulica del pie (ver Herrera and Medina, 2015) y tanto la forma de la pieza (cubo, Cubípodo, etc.) como su malla de colocación puede afectar la estabilidad hidráulica y la transmisión del oleaje. También hay una gran diferencia entre diques arrecife sin núcleo dinámicamente estables (ver Ahrens, 1989) y las HLCS que son estáticamente estables con elementos que no se mueven durante los temporales (aspecto muy relevante para el desarrollo del ecosistema coralino a largo plazo).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En este estudio se analizan las HLCS de Cubípodos de una, tres y cinco capas como vía para la regeneración de ecosistemas coralinos en declive. Las HLCS tienen un considerable potencial para la mejora sostenible de hábitats coralinos (ver Odériz et al., 2018) y, además, pueden servir como nuevos puntos de atracción turística ya que también funcionan como arrecifes artificiales pesqueros (ver Medina y Serra, 1987). Los ensayos físicos a escala reducida, realizados en el canal de ensayos del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, midieron la respuesta hidrodinámica (energía transmitida, reflejhada y disipada, además de estabildiad hidráulica) de HLCS de Cubípodos de 1, 3 y 5 capas para una posible aplicación en playas del Caribe.

3. Ensayos físicos 2D

La porosidad y la estabildiad hidráulcia de las HLCS dependen, en gran medida, de las mallas de colocación empleadas. El primer objetivo de este estudio fue encontrar mallas de colocación factibles para HLCS de Cubípodos de 1, 3 y 5 capas. La sección 3.1 describe los tests de colocación realizados antes de los de estabilidad y respuestsa hidráulica para detrminar unas buenas mallas de colocación con las que construir los modelos a ensayar en el canal de la UNAM. Una vez determinadas las mallas de colocación adecuadas, se realizaron dos modelos (escalas 1/37.5 y 1/42.8) de cada una de las tres estructuras. A1 (una capa), B5 (5 capas) y C3 (3 capas) con diferentes niveles del mar y oleajes de intensidad creciente. El oelaje y el fondo marino (pendiente m=2%) se corresponden con las condiciones típicas del Caribe mejicano.

3.1 Mallas de colocación

Medina and Gómez-Martín (2016) recomiendan mallas convencionales tipo diamante para los mantos de Cubípodos de diques convencionales. Sin embargo, las HLCS de Cubípodos son estructuras muy diferentes que se construyen por capas horizontales, requieren un estudio específico y demandan una solución adecuada al caso. En este estudio, se probaron una amplia variedad de mallas rectangulares y triangulares y las de mejor resultado aparente fueron ensayadas para realizar una estimación preliminar de su estabildiad hidráulica. Con este método de prueba-error dirigido, se llegó a la conclusión de que las mejores mallas de colocación eran las triangulares orientadas al oleaje incidente, como la mostrada en la Fig. 2, donde la capa inferior es colocada de forma convencional (ver Medina and Gómez-Martín, 2016) y cada elemento de la capa superior se apoya en tres de la inferior, dos detrás y una delante hacia el oleaje incidente. La Tabla 1 muestra las características geométricas de las mallas factibles de HLCS de Cubípodos; la distancia entre filas (por ejemplo a/D_{n50} =1.58 and b/D_{n50} =1.27) está referida al lado del cubo equivalente o diámetro nominal de la pieza, $D_{n50}=(W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$.

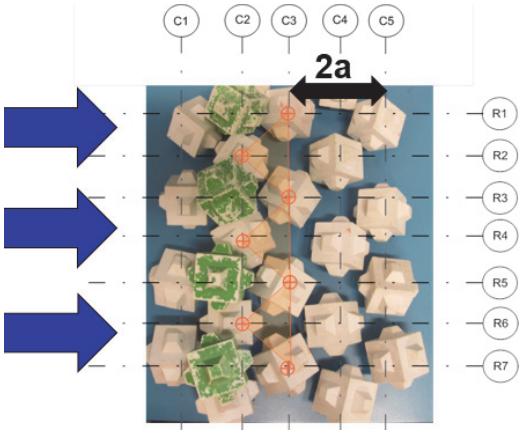


Fig. 2. Malla triangular orientada al oleaje incidente para HLCS de Cubípodos. Cada elemento de la capa superior se apoya en tres de la inferior, dos detrás y una delante hacia el oleaje incidente

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Filas	Distancia	Distancia mínima	Distancia máxima	Distancia media
C	a/D_{n50}	1.31	1.84	1.58
F	b/D_{n50}	0.79	1.58	1.27

Tabla 1. Características geométricas de mallas de colocación factibles para HLCS de Cubípodos

Se realizaron varios ensayos preliminares de estabildaid hidráulica para seleccioanr las mejores mallas de colocación. Se observó que los taludes frontales suaves de las HLCS tienen mayor estabidiad hidráulica. Finalmente, se selccionó la malla triangular descrita en la Fig. 1 y con esa malla se construyeron y ensayaron tres tipos de HLCS de Cubípodos:

- HLCS-A1 (una capa) con dos filas de Cubípodos
- HLCS-B5 (cinco capas) con 11, 9, 7 5 y 3 filas de Cubípodos y envolvente con taludes H/V=1.5
- HLCS-C3 (tres capas) con 9, 6 y 3 filas de Cubípodos y envolvente con con talud a barlomar H/V=2.0 y talud a sotamar H/V=1.5

3.2 Diseño experimental

El canal de ensayos de la UNAM es de dimensiones 25.0x0.4x0.52 m. Los mdoelos a escala de las HLCS se colocaron sobre una plataforma de tres metros elevada 10 cm sobre el fondo, con una pendiente de m=2% (típica de las playas caribeñas) hasta llegar a 6.5 metros de la plaaa gernadora de oleaje. Se colocaron tres sensores (WG2 a WG4) frente a la estructura para medir el oleaje incidente y reflejado con el método de Mansard and Funke (1980) modificado por Baquerizo et al. (1997), y tres sensores adicionales (WG6 a WG8) detrás de la estructura para medir el oleaje transmitido. Se dispuso una playa de grava al final del canal como sistema de absorción pasivo y se colocaron además dos sensores individuales, el WG1 cerca de la pala generadora y el WG5 sobre la coronación de la estructura. La Fig. 3 muestra una sección longitudinal del canal de ensayos de la UNAM y la disposición de sensores en los experimentos realizados.

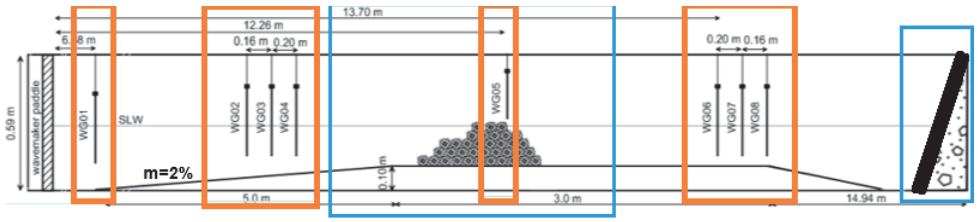


Fig. 3. Sección longitudinal del canal de ensayos durante los experimentos (dimensiones en metros)

Las HLCS-A1, HLCS-B5 y HLCS-C3 se ensayaron a escals 1/42.5 y 1/37.5 utilizando Cubípodos con densidad 2.280 kg/m^3 y lado de cubo equivaletne D_{n50}[m]=0.0380 y 0.0435, respectivamente. La Tabla 2 muestra la matriz de ensayos de estos experimentos, con una duración de 20 minutos (unas dos horas a escala prototipo) y oleaje irregular JONSWAP (γ=3.3) caracterizado por la altura de ola significante incidente, el periodo de pico y el nivel medio del agua. Cada estructura se ensayó con tres niveles de agua diferentes (H, M y L) y tres intensidades de oleaje (H, M y L) siendo H=elevado, M=medio y L=bajo. Se identifican los ensayos con letras y números; A, B y C para señalar el tipo de HLCS y un número indicando el número de capas (5, 3 y 1); en este estudio las estructuras ensayads son A1, B5 y C3. La tercera letra ("a" o "b") señala la escala del ensayo, "a" para 1/42.8 y "b" para 1/37.5. Finalmente la cuarta y quinta letra (H, M o L) indica la intensidad energética del oleaje y el nivel de agua, respectivamente. En la Tabla 2, el oleaje incidente señalado es el medido en los sensores WG2 a WG4 y separado del relfejado utilizando el método de Baquerizo et al. (1997) y R_c es el francobordo de la estructura.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Ensayo	H_{si} (m)	T_{pi}(s)	R_c(m)	Ensayo	H_{si} (m)	T_{pi}(s)	R_c(m)	Ensayo	H_{si}(m)	T_{pi}(s)	R_c(m)
A1aLH	0.019	1.28	0.000	B5aLH	0.045	1.17	0.020	C3aLH	0.047	1.28	0.020
A1aLM	0.019	1.28	-0.010	B5aLM	0.044	1.17	0.010	C3aLM	0.046	1.28	0.010
A1aLL	0.019	1.28	-0.020	B5aLL	0.049	1.28	0.000	C3aLL	0.044	1.28	0.000
A1aMH	0.037	1.71	0.000	B5aMH	0.085	1.48	0.020	C3aMH	0.066	1.71	0.020
A1aMM	0.042	1.71	-0.020	B5aMM	0.087	1.48	0.000	C3aMM	0.066	1.71	0.000
A1aML	0.039	1.48	-0.050	B5aML	0.083	1.48	-0.030	C3aML	0.069	1.48	-0.030
A1aHH	0.044	2.06	0.000	B5aHH	0.093	1.76	0.020	C3aHH	0.066	2.06	0.020
A1aHM	0.055	1.94	-0.020	B5aHM	0.095	1.76	0.000	C3aHM	0.073	1.78	0.000
A1aHL	0.063	1.94	-0.050	B5aHL	0.098	1.76	-0.030	C3aHL	0.085	1.81	-0.030
A1bLH	0.029	1.26	-0.010	B5bLH	0.045	1.27	0.040	C3bLH	0.047	1.26	0.030
A1bLM	0.030	1.26	-0.020	B5bLM	0.050	1.27	0.030	C3bLM	0.048	1.26	0.020
A1bLL	0.029	1.26	-0.040	B5bLL	0.049	1.27	0.010	C3bLL	0.047	1.26	0.010
A1bMH	0.041	1.58	-0.010	B5bMH	0.098	1.63	0.040	C3bMH	0.072	1.62	0.030
A1bMM	0.043	1.56	-0.040	B5bMM	0.099	1.71	0.010	C3bMM	0.075	1.62	0.010
A1bML	0.040	1.56	-0.060	B5bML	0.103	1.71	-0.010	C3bML	0.077	1.62	-0.030
A1bHH	0.050	2.09	-0.010	B5bHH	0.104	1.91	0.040	C3bHH	0.073	2.09	0.030
A1bHM	0.068	2.09	-0.040	B5bHM	0.103	1.91	0.010	C3bHM	0.076	2.19	0.010
A1bHL	0.074	2.09	-0.060	B5bHL	0.116	1.91	-0.010	C3bHL	0.095	2.09	-0.030

Tabla 2. Matriz de ensayos

4 Análisis de las observaciones experimentales

Las observaciones relativas a la estabilidad hidráulica de las HLCS A1, B5 y C3 están descritas en Odériz et al. (2018). Para la protección de playas, el factor más importante de las HLCS es la transmisión del oleaje. En el punto 4.1 se analiza la transmisión de oelaje de los 54 ensayos descritos en la Tabla 2 y se proponen fórmulas sencillas para estimar el coeficiente de transmisión de oelaje de las HLCS A1, B5 y C3. En el punto 4.2 se analiza la energía reflejada y disipada en las HLCS ensayadas. **Transmisión del oleaje**

Al estudiar los diques de baja cota (LCS), d'Angremond et al. (1996) relacionaron el coeficiente de transmisión (C_t) con el francobordo adimensional (R_c/H_{si}), el número de Iribarren (I_{rpi}) y la anchura de coronación adimensional (B/H_{si}) de acuerdo con la siguiente ecuación

$$C_t = -0.4\frac{R_c}{H_{si}} + 0.64\left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0.31}\left(1 - e^{-I_{rpi}/2}\right) \quad (1)$$

donde C_t = coeficiente de transmisión, R_c = francobordo, H_{si} = altura de ola significante incidente, B = anchura en coronación y I_{rpi} = número de Iribarren considerando H_{si} y el periodo de pico (T_p).
Al carecer de un núcleo poco permeable, las HLCS debieran tener un coeficiente de transmisión mayor que las LCS convencionales con unas dimensiones externas similares y así se ha observado, al aplicar la Ec. 1 (válida para LCS) a las HLCS B5 y C3. Como solo se dispone de 18 ensayos para cada tipo de estructura (A1, B5 y C3), se han buscado (ver Medina et al., 2019) fórmulas sencillas con una sola variable explicativa: el francobordo adimensional (R_c/H_{si}). Los coeficientes de transmisión (C_t) medidos en los 18 ensayos de HLCS-A1 y HLCS-C3, descritos en la Tabla 2, se utilizaron para calibrar los parámetros de las Ecs. 2 y 3 que se proponen para estimar los coeficientes de transmisión (C_t) de HLCS. Las Ecs. 2 y 3 son válidas en el rango $-1.47 \le R_c/H_{si} \le 0.0$ para HLCS-A1 y $-0.43 \le R_c/H_{si} \le +0.63$ para HLCS-C3.

$$C_t(A1) = 0.45 - 0.30\left(\frac{R_c}{H_{si}}\right) \quad (2)$$

$$C_t(C3) = 0.60 - 0.35\left(\frac{R_c}{H_{si}}\right) \quad (3)$$

De modo análogo, los coeficientes de transmisión (C_t) medidos en los 18 ensayos de HLCS-B5 (ver Tabla 2) se utilizaron para calibrar los parámetros de la Ec. 4 que se proponen para estimar los coeficientes de transmisión de las HLCS-B5 con

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

el siguiente rango de aplicación: -0.36 ≤ R_c/H_{si} ≤ +0.89. La Fig. 4 compara los coeficientes de transmisión medidos y estimados con las Ecs. 2 a 4, señalando los percentiles 5%, 50% y 95%; el rango de la banda del 90% en las estimaciones de las Ecs. 2 a 4 es ±0.08. Estas ecuaciones se pueden utilizar para estimar los coeficientes de transmisión de HLCS de Cubípodos de 1, 3 y 5 capas con solo el francobordo adimensional como variable explicativa; la varianza explicada es superior al 75% por lo que las Ecs. 2 a 4 pueden considerarse muy buenas dentro de sus rangos de aplicación.

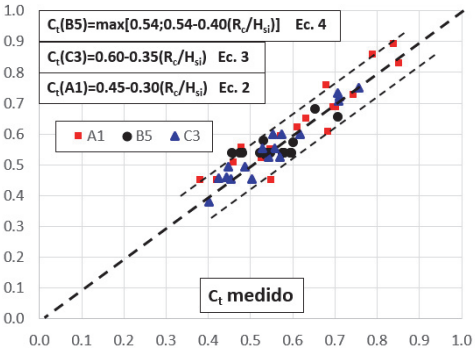


Fig. 4. Comparación de coeficientes de transmisión medidos y estimados para HLCS-A1, B5 y C3 de Cubípodos

La Fig. 5 compara los coeficientes de transmisión medidos de HLCS-A1, B5 y C3 con las estimaciones de la Ec. 1 (válidas solo para LCS convencionales con núcleo) y de las Ecs. 2 a 4 propuestas para HLCS de Cubípodos. La Ec. 1 de d'Angremond et al. (1996), válida para LCS de escollera con núcleo, estima coeficientes de transmisión menores para las HLCS-B5 y C3; los coeficientes de transmisión no cambian de forma relevante para el caso de HLCS-A1, pero hay que resaltar la dificultad de asimilar geométricamente una LCS convencional a solo dos filas de Cubípodos en una sola capa.

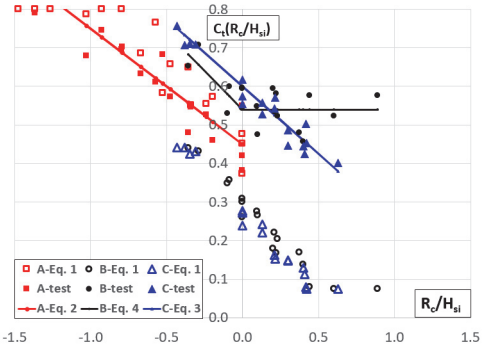


Fig. 5. C_t medidos de HLCS-A1 (rojo), B5 (negro) y C3 (azul) comparados con las estimaciones de la Ec. 1, válida para LCS convencionales, y Ecs. 2 a 4 propuestas para HLCS-A1, B5 y C3 de Cubípodos (líneas)

4.2 Reflexión del oleaje y energía disipada

La energía total del oleaje incidente es proporcional a H_{si}^2 y puede considerarse que, al interaccionar con la estructura, se divide en tres partes: (1) energía transmitida proporcional a H_{st}^2, (2) energía reflejada proporcional a H_{sr}^2 y (3) energía disipada. Así pues, la siguiente ecuación describe la conservación de la energía

$$C_t^2 + C_r^2 + C_d^2 = 1 \tag{5}$$

donde C_t=(H_{st}/H_{si}) es el coeficiente de transmisión, C_r=(H_{sr}/H_{si}) es el coeficiente de reflexión y C_d^2 es la proporción de energía disipada en la estructura.

Las ondas incidentes, reflejadas y transmitidas fueron separadas con el método "3-point" de Baquerizo et al. (1999), usando los sensores WG2 a WG4 y WG6 a WG8 (ver Fig. 3). Al separar las ondas se pudieron medir los coeficientes de reflexión (C_r) y transmisión *(Ct*), mientras que la proporción de energía disipada pudo calcularse con la Ec. 5. La Fig. 6

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

muestra las C_t^2 y C_r^2 medidas y la correspondiente C_d^2=1-C_t^2-C_r^2 como función del francobordo adimensional (R_c/H_{si}). Las HLCS estudiadas muestran un comportamiento similar a las LCS convencionales; cuando el francobordo adimensional aumenta, la reflexión aumenta y la transmisión se reduce. Para francobordos nulos ($R_c \approx 0$), la proporción de energía reflejada, transmitida y disipada resultan 15%, 30% y 55%, respectivamente. Los coeficientes de reflexión medidos de los 54 ensayos descritos en la Tabla 2 se utilizaron para calibrar la siguiente fórmula

$$C_r = 0.36 + 0.05\left(\frac{R_c}{H_{si}}\right) \tag{6}$$

La Eq. 6 es válida en el rango -1.47≤ R_c/H_{si} ≤0.89 y puede utilizarse para estimar coeficientes de reflexión de HLCS-A1, B5 y C3 de Cubípodos (una, tres y cinco capas) usando solo el francobordo adimensional como variable explicativa; en este caso, la varianza explicada es solo superior al 25%.

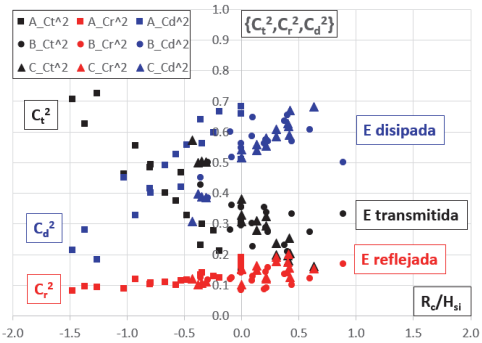


Fig. 6. C_t^2 medidos (negro), Cr^2 (rojo) y C_d^2 (azul) en función del francobordo adimensional (R_c/H_{si}) para HLCS-A1 (cuadrados), *HLCS-B5* (círculos) y *HLCS-C3* (triángulos)

Las Ecs. 2 a 6 pueden emplearse para estimar la proporción de energía transmitida, reflejada y disipada en función del francobordo adimensional para HLCS de Cubípodos de una, tres y cinco capas, dentro de los rangos de aplicación señalados. Las HLCS y las LCS convencionales se diseñan generalmente como diques exentos para reducir la energía del oleaje incidente sobre la orilla. Para un determinado oleaje incidente al pie de la estructura, la transmisión depende fundamentalmente del francobordo adimensional; conocido el régimen de temporales (H_{si}) y del nivel del mar (Δh), pueden utilizarse las Ecs 2 a 6 para definir el francobordo (R_c) y conseguir la reducción de energía deseada con HLCS-A1, B5 y C3. La Fig. 7 muestra la proporción de energía reflejada C_r^2), transmitida (C_t^2) y disipada (C_d^2) para HLCS-C3 con tres capas de Cubípodos. Los círculos representan los valores medidos de C_r^2 (rojo), C_t^2 (negro) y 1-C_t^2-C_r^2=C_d^2 (azul); las líneas roja, negra y azul muestran las estimaciones de las Ecs. 2 a 6.

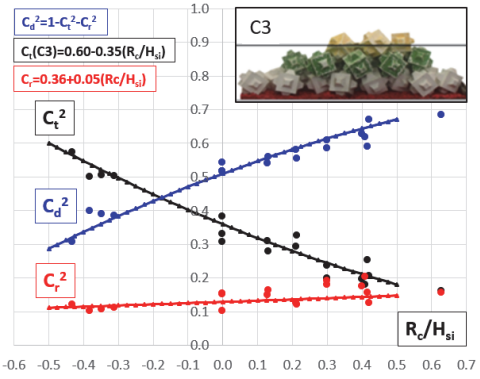


Fig. 7. Comparación de valores medidos y estimados de C_t^2, Cr^2 y C_d^2 para HLCS-C3 de Cubípodos

5 Conclusiones

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El retroceso de los arrecifes de coral en las últimas décadas amenaza no solo la biodiversidad marina sino la economía local en muchas playas del Caribe y otras zonas del mundo. Uno de los servicios ecosistémicos del coral es la protección de costas ya que funcionan como diques exentos (LCS) que reducen la energía que alcanza las playas próximas aumentando su estabilidad y reduciendo el riesgo de inundación. En este estudio, se propone un nuevo tipo de LCS denominado dique homogéneo de baja cota (HLCS) con elevado potencial como infraestructura verde que permita regenerar arrecifes de coral en retroceso en el Caribe y otras áreas coralinas amenazadas. La típica HLCS se compone de elementos de un único tipo natural (piedra) o artificial (pieza de hormigón) de gran tamaño; por ejemplo, escollera, Cubípodos o cubos de hormigón para formar una LCS sobre fondo duro, tal vez cubierto por una pequeña capa de arena.

Las HLCS utilizadas como diques exentos pueden proteger las playas como LCS convencionales pero reduciendo el impacto ambiental negativo (construcción limpia, fácil desmantelamiento y posible reutilización) y aumentando el impacto ambiental positivo con una mayor porosidad y facilidad de colonización biológica, especialmente del coral. A corto plazo, protegen las playas y atraen los animales marinos de la zona por tratarse de un arrecife artificial poroso; a largo plazo, la HLCS ofrece una estructura estáticamente estable capaz de resistir los temporales y permitir un crecimiento sostenible del coral. Las HLCS pueden convertirse en puntos de atracción turística por la belleza de los peces que buscan refugio en el arrecife artificial.

Para evaluar la viabilidad de las HLCS de Cubípodos en la protección de una playa de coral típica del Caribe, se han desarrollado una serie de ensayos a escala reducida, de colocación, de estabilidad hidráulica y de transmisión, en el canal de ensayos de la Universidad Autónoma de México (UNAM). Se han ensayado tres tipos de estructuras con Cubípodos HLCS-A1 (una capa), B5 (cinco capas) y C3 (tres capas), con dos escalas diferentes (1/42.8 y 1/37.5). La estabilidad hidráulica depende de las mallas de colocación; una vez identificadas las mejores mallas de colocación (tipo triangular hacia el oleaje incidente), se realizaron los ensayos con los modelos de HLCS-A1, B5 y C3 de Cubípodos. En este artículo se analizan los resultados de transmisión, reflexión y disipación de energía del oleaje.

Los coeficientes de transmisión (C_t), reflexión (C_r) y la proporción de energía disipada (C_d^2) pueden estimarse con las Ecs. 2 a 6 que dependen del francobordo adimensional (R_c/H_{si}). Las HLCS muestran coeficientes de transmisión algo superiores a las LCS convencionales lo que se corresponde con la mayor permeabilidad del núcleo, inexistente en el caso de las HLCS. Con un francobordo nulo, las HLCS ensayadas disipan aproximadamente el 50% de la energía; del resto, una cuarta parte de la energía es reflejada y tres cuartas partes transmitida.

Las HLCS pueden ser la base para reproducir artificialmente algunas de las funciones hidráulicas y ambientales de los arrecifes de coral naturales, ayudando a la recuperación de ecosistemas, protegiendo las playas y ofreciendo un hábitat a las especies marinas de la zona.

Agradecimientos

Los autores manifiestan su agradecimiento a HUARIBE SA DE CV por financiar los trabajos experimentales en la UNAM y también el soporte financiero del FEDER europeo y del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades (Proyecto RTI2018-101073-B-I00).

Referencias

AHRENS, J.P. (1989). “Stability of reef breakwaters”. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering,* ASCE, 115 (2), 221-234.

BAQUERIZO, A., LOSADA, M.A., SMITH, J.M., KOBAYASHI, N. (1997). “Cross-shore variation of wave reflection from beaches”. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 123 (5), 274-279.

D’ANGREMOND, K., VAN DER MEER, J.W., DE JONG, R.J. (1996). “Wave transmission at low crested structures”. *Proc. of the 25th International Conference on Coastal Engineering,* ASCE, 3305– 3318.

FERRARIO, F., BECK, M.W., STORLAZZI, C.D., MICHELI, F., SHEPARD, C.C. AIROLDI, L. (2014). “The effectiveness of coral reefs for coastal hazard risk reduction and adaptation”. *Nature Communications*, 5 (3794): 98-101.

HERRERA, M.P., MEDINA, J.R. (2015). “Toe berm design for very shallow waters on steep sea bottoms”. *Coastal Engineering*, ELSEVIER, 103 (2015): 67-77.

JONES, G.P., McCORMICK, M.I., SRINIVASAN, M. EAGLE, J.V. (2004). “Coral decline threatens fish biodiversity in marine reserves”. *Proc. of the National Academy of Sciences of the USA*, 101(21): 8251-8253.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

LOWE, J.A., WOODWORTH, P.L., KNUTSON, T., McDONALD, R.E., McINNES, K.L., WOTH, K., VON STORCH, H., Wolf, J., SWAIL, V., et al. (2011). "Past and Future Changes in Extreme Sea Levels and Waves", in *Understanding Sea-Level Rise and Variability,* Eds. J.A. Church, P.L. Woodworth, T. Aarup, and W. Stanley*, Wiley-Blackwell, UK,* 326–375.

MANSARD, E.P.D., FUNKE, E.R. (1980), "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method", *Proc. of the 17th International Conference on Coastal Engineering,* ASCE, 154-172.

MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E. (2016). *Cubipod® Manual 2016*. Editorial Universitat Politècnica de València, 149 p. http://hdl.handle.net/10251/72310.

MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MARES-NASARRE, P., ODÉRIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R., (2019)." Hydraulic performance of a homogeneous Cubipod low-crested structures". *Proc. of Coastal Structrues 2019, ASCE,* (en prensa).

MEDINA, J.R., SERRA, J. (1987). "Arrecifes Artificiales (I). Problemas Pesqueros y de Protección de Costas". *Revista de Obras Públicas,* (Madrid), Nov. 1987, 725-735

MUMBY, P.J., HASTINGS, A., EDWARDS, H.J. (2007). "Thresholds and the resilience of Caribbean coral reefs". *Nature,* 450, 98–101.

ODÉRIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R., MEDINA, J.R. (2018)." Hydraulic performance of a homogeneous Cubipod low-crested mound breakwater". *Proc. of the 7th International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science (Coastalab18)*, (in press).

RINKEVICH, B. (2005). "Conservation of coral reefs through active restoration measures: Recent approaches and last decade progress". *Environmental Science and Technology*, 39 (2005): 4333-4342.

RINKEVICH, B. (2014). "Rebuilding coral reefs: does active reef restoration lead to sustainable reefs?" *Current Opinion in Environmental Sustainability*, 7 (2014): 28–36.

SCHOONES, T., GIJÓN-MANCHEÑO, A., SCHERES, B., BOUMA, T. J., SILVA, R., SCHLURMANN, T., SCHÚTTRUPF, H. (2019). "Hard Structures for Coastal Protection, Towards Greener Designs". *Estuaries and Coasts*. https://doi.org/10.1007/s12237-019-00551-z

SHERARD, T. R. W., HAWKINS, S. J., BARFIELD, P., KITOU, M., BRAY, S., OSBORNE, P. E. (2016). "Hidden biodiversity in cryptic habitats provided by porous coastal defence structures". *Coastal Engineering*, 118, 12–20.

SILVA, R., LITHGOW, D., ESTEVES, L.S., MARTÍNEZ, M.L., MORENO-CASASOLA, P., MARTELL, R., PEREIRA, P., MENDOZA, E., CAMPOS-CASCAREDO, A., GREZ, P.W., OSORIO, A.F., OSOLIRO-CANO, J.D., RIVILLAS, G.D. (2017). "Coastal risk mitigation by green infrastructure in Latin America". *Proc. of the Institution of Civil Engineers-Maritime Engineering*, 170 (2): 39-54.

SILVA, R., MENDOZA, E., MARIÑO-TAPIA, I., MARTÍNEZ, M.L., ESCALANTE, E. (2016). "An artificial reef improves coastal protection and provides a base for coral recovery". *Journal of Coastal Research*, 75, 467-471.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Influencia de la pendiente de fondo sobre la seguridad de los peatones en la coronación de diques en talud a rotura por fondo

Mares-Nasarre, Patricia[a], Gómez-Martín, M. Esther[a] y Medina, Josep R. [a]
[a]Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, España, patmana@cam.upv.es, mgomar00@upv.es, jrmedina@upv.es

Resumen

*La reducción de los francobordos de las estructuras costeras y la seguridad peatonal sobre la coronación de los diques hacen relevante la caracterización del espesor de la lámina de agua (OLT) y la velocidad del flujo de rebase (OFV) sobre los diques. La literatura científica no considera el efecto de la pendiente de fondo (*m*) sobre estas variables, a pesar de tener un efecto significativo sobre el diseño de diques en talud con oleaje rompiente por fondo. Esta investigación se centra en el efecto de* m *sobre OLT y OFV superados por el 2% del oleaje incidente,* $h_{c,2\%}$ *y* $u_{c,2\%}$*. Se han realizado 235 ensayos 2D a escala reducida de diques en talud con* m *= 1/50 y 1/25 y mantos monocapa de Cubípodos® y bicapa de cubos y escolleras. La distancia de tres veces la profundidad a pie del dique medidos desde el pie de la estructura es el punto óptimo para estimar las características del oleaje con el fin de calcular* $h_{c,2\%}$ y $u_{c,2\%}$*. Considerando unas condiciones de oleaje fijas en generación, se ha observado que* $h_{c,2\%}$ *decrece al aumentar* m*, mientras que* $u_{c,2\%}$ *crece al aumentar* m*.*

Palabras clave: *diques en talud, rotura por fondo, rebase, pendiente de fondo, espesor de lámina de agua, velocidad de rebase.*

1. Introducción

El diseño de diques en talud está sufriendo importantes cambios en los últimos años como consecuencia de los efectos del cambio climático (subida del nivel medio del mar, etc.) y el aumento de la conciencia social por reducir los impactos visuales en la costa. Todo ello, lleva a la reducción de los francobordos de las estructuras y al incremento del riesgo de rebase. En este contexto, cobra importancia la seguridad de los peatones que llevan a cabo actividades de recreo en la coronación de los diques, como la pesca o la fotografía, entre otros.

Habitualmente, el criterio considerado para determinar la cota de coronación de los diques en talud durante su fase de diseño es el caudal medio de rebase adminisible q ($m^3/s/m$). No obstante, diversos autores (ver Bae et al., 2016 y Sandoval y Bruce, 2018) han descrito el riesgo peatonal por rebase sobre estructuras costeras mediante el espesor de la lámina de agua (OLT) y la velocidad del flujo de rebase (OFV).

A pesar de que hay una gran número de estudios acerca de q sobre diques en talud (ver Molines y Medina, 2015), apenas hay estudios acerca de OLT y OFV en diques en talud (ver Mares-Nasarre et al., 2019) o en diques de contención (ver Schüttrumpf y Van Gent, 2003). Estos estudios proponen predictores de OLT y OFV que consideran variables relacionadas con la geometría del dique y las características del oleaje. No obstante, la pendiente de fondo tiene un papel relevante en el tipo de rotura del oleaje al pie del dique. Herrera et al. (2017) destacaron la relevancia de la pendiente de fondo en el diseño de diques en talud; en condiciones de oleaje rompiente por fondo, el punto óptimo en el que se estiman las características del oleaje resulta relevante para el diseño y es necesario determinarlo.

Este estudio se centra en la influencia de la pendiente de fondo sobre OLT y OFV durante eventos de rebase en diques en talud en condiciones de oleaje rompiente por el fondo. Se han realizado ensayos físicos 2D en el canal de oleaje de la *Universitat Politècnica de València* y los datos se han analizado empleando Redes Neuronales (NNs). El artículo se organiza como sigue. En la sección 2, se recogen las variables consideradas en las fórmulas de la literatura para estimar OLT y OFV. En la sección 3, se describe la metodología experimental. En la sección 4, se presentan los análisis realizados con NNs; se determina el punto óptimo donde caracterizar el oleaje para estimar OLT y OFV y se analiza la influencia de la pendiente de fondo sobre ambas variables. Finalmente, en la sección 5, se exponen las principales conclusiones.

2. Antecedentes

Schüttrumpf y Van Gent (2003) integraron los resultados de Van Gent (2002) (pendiente de fondo m = 1/100 y $0.2 \leq H_s/h_s \leq 1.4$) y Schüttrumpf et al. (2002) (fondo horizontal y $0.1 \leq H_s/h_s \leq 0.3$) y describieron el flujo de rebase sobre la coronación de los diques de contención con dos variables: (1) OLT sobre la coronación del dique de contención excedido por el 2% del oleaje incidente, $h_{c,2\%}$, y (2) OFV sobre la coronación del dique de contención excedido por el 2% del oleaje incidente, $u_{c,2\%}$. Estos autores proponen un método para estimar $h_{c,2\%}$ y $u_{c,2\%}$ basado en el remonte excedido por el 2% del oleaje incidente, $Ru_{2\%}$, calculado con las fórmulas propuestas por Van Gent (2001). Van Gent (2001) considera $Ru_{2\%}$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

función del número de Iribarren, $\xi_{s,-1}$, calculado con la altura de ola significante al pie de la estructura, H_s, y el periodo espectral $T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$, donde m_i es el momento espectral i, $m_i = \int_0^\infty S(f) f^i \, df$, siendo $S(f)$ el espectro del oleaje. Siguiendo el método de Schüttrumpf y Van Gent (2003), una vez calculado $Ru_{2\%}$, es posible estimar OLT y OFV al final del talud frontal, $h_{A,2\%}(R_c) = h_A(z_A = R_c)$ y $u_{A,2\%}(R_c) = u_A(z_A = R_c)$. La *Fig.* 1 representa las variables consideradas en el modelo propuesto por estos autores, donde MWL es el nivel medio del agua.

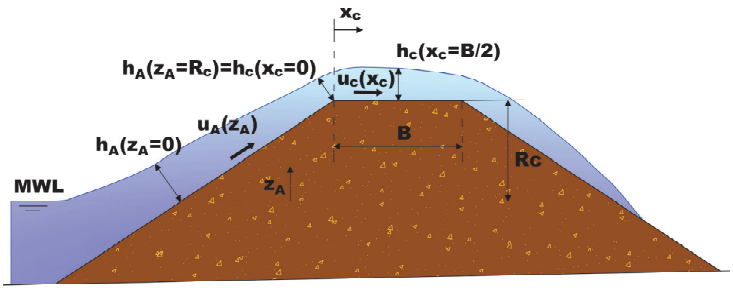


Fig. 1. Definición de las variables consideradas por Schüttrumpf y Van Gent (2003) para estimar OLT y OFV en la sección transversal de un dique de contención

$h_{A,2\%}$ y $u_{A,2\%}$ en el talud frontal del dique de contención dependen del $Ru_{2\%}$ calculado con la fórmula propuesta por Van Gent (2001), la altura sobre MWL, z_A y H_s. Usando $h_{A,2\%}(R_c)$ y $u_{A,2\%}(R_c)$ calculados previamente, $h_{c,2\%}$ y $u_{c,2\%}$ se estiman usando la distancia a la intersección entre el talud frontal y la coronación, x_c, el ancho en coronación, B, y un factor de rugosidad, μ (ver Van Gent, 2002).

Van der Meer et al. (2010) añadieron nuevas observaciones experimentales a aquellas obtenidas por Schüttrumpf y Van Gent (2003) y propusieron un nuevo método para estimar OLT y OFV en diques de contención. Las fórmulas para estimar $h_{A,2\%}$ y $u_{A,2\%}$ consideran las mismas variables que Schüttrumpf y Van Gent (2003), mientras que en la fórmula para calcular $u_{c,2\%}$ incluye como variable relevante la longitud de onda basada en $T_{m-1,0}$, $L_{m-1,0}$.

Lorke et al. (2012) realizaron nuevos ensayos físicos 2D en diques de contención (fondo horizontal y $0.1 \leq H_s/h_s \leq 0.3$) para estudiar el efecto de las corrientes y el viento sobre el rebase. Estos autores propusieron nuevos coeficientes para las fórmulas de $h_{c,2\%}$ propuestas por Schüttrumpf y Van Gent (2003) función de talud frontal del dique de contención, α.

EurOtop (2018) recomendó un nuevo método para estimar OLT y OFV en diques de contención. Las fórmulas para calcular $h_{A,2\%}$ y $u_{A,2\%}$ son equivalentes a aquellas propuestas por Schüttrumpf y Van Gent (2003), pero con coeficientes empíricos diferentes. Del mismo modo que Lorke et al. (2012), EurOtop (2018) propone coeficientes empíricos en función de α. En cuanto a $u_{c,2\%}$, EurOtop (2018) recomienda la formula propuesta por Van der Meer et al. (2010).

Mares-Nasarre et al. (2019) adaptaron las fórmulas propuestas por Schüttrumpf y Van Gent (2003) para estimar $h_{c,2\%}(x_c = B/2)$ en diques en talud con $m = 1/50$ y $0.2 \leq H_s/h_s \leq 0.7$. Los autores proponen nuevos coeficientes empíricos y factores de rugosidad para tres mantos principales (Cubípodos®-1L, escolleras-2L y cubos-2L). En cuanto a $u_{c,2\%}(x_c = B/2)$, se obtiene como múltiplo de la raíz cuadrada de $h_{c,2\%}(x_c = B/2)$.

En la Tabla 1 se resumen las variables consideradas para la estimación de OLT y OFV en la literatura.

Tabla 1. Resumen de las variables consideradas para la estimación de OLT y OFV en la literatura

	Autor	H_s	$T_{m-1,0}$	α	R_c	B	μ	$L_{m-1,0}$	m
$h_{A,2\%}$	Schüttrumpf and Van Gent [8]	x	x	x					
	Van der Meer et al. [14]	x	x	x					
	EurOtop [8]	x	x	x					
$u_{A,2\%}$	Schüttrumpf and Van Gent [8]	x	x	x					
	Van der Meer et al. [14]	x	x	x					
	EurOtop [8]	x	x	x					
$h_{c,2\%}$	Schüttrumpf and Van Gent [8]	x	x	x	x	x			
	Lorke et al. [15]	x	x	x	x				
	EurOtop [8]	x	x	x	x				
	Mares-Nasarre et al. [9]	x	x	x	x	x			
$u_{c,2\%}$	Schüttrumpf and Van Gent [8]	x	x	x	x		x		
	Van der Meer et al. [14]	x	x	x	x			x	
	EurOtop [8]	x	x	x	x			x	
	Mares-Nasarre et al. [9]	x	x	x	x	x			

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodología experimental

Se han realizado ensayos físicos 2D a escapa reducida en el canal de oleaje (30 m × 1.2 m ×1.2m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la *Universitat Politècnica de València* (LPC-UPV) con un generador de oleaje tipo pistón y dos configuraciones de la pendiente de fondo del canal. En la primera configuración, se ha dispuesto una rampa con una pendiente de fondo m = 1/25 a lo largo de todo el canal. En la segunda, se ha colocado un primer tramo de 6.3 m de longitud con m = 1/25, seguido de una segunda rampa de 9.0 m con m = 1/50 hasta la zona de modelo. En la *Fig. 2* se muestra la sección del canal del LPC-UPV con las dos configuraciones del fondo y la localización de los sensores de nivel empleados.

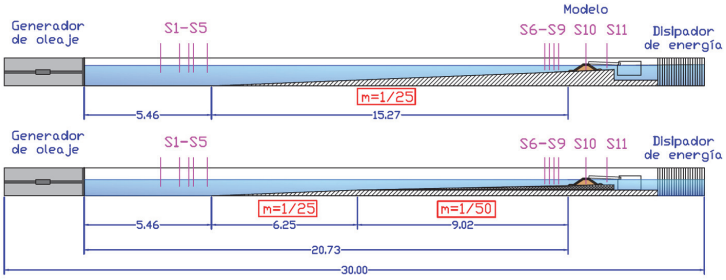


Fig. 2. Sección longitudinal del canal del LPC-UPV (cotas en metros)

Se ha ensayado una sección de dique en talud con V/H=2/3 y bermas de pie (ver *Fig. 3*). Se han considerado tres mantos principales: manto monocapa de Cubípodos® (Dn = 3.79 cm) y mantos bicapa de escollera (Dn = 3.18 cm) y cubos (Dn = 3.97 cm). Para cada una de las pendientes de fondo, se ha diseñado al berma frontal para garantizar su estabilidad. Así, en los ensayos realizados con la pendiente de fondo m = 1/50, se ha dispuesto una berma con $Dn,_{50}$ = 2.6 cm, mientras que en los ensayos con la pendiente de fondo m = 1/25 se ha colocado una berma con $Dn,_{50}$ = 3.9 cm.

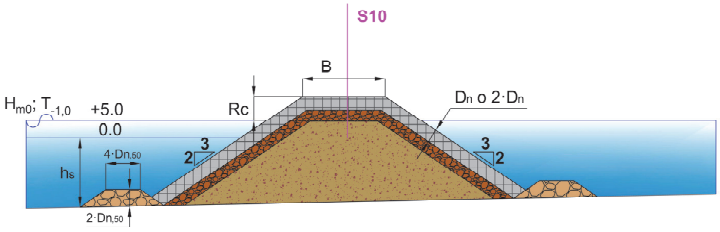


Fig. 3. Sección del modelo de dique en talud ensayado en el LPC-UPV (cotas en centímetros)

Cada serie de ensayos se ha asociado a un calado a pie de dique (h_s). Para cada h_s, la altura de ola significante (H_s) y el periodo pico (T_p) se han calculado en generación de modo que el número de Iribarren ($Ir,_p = tan\alpha/[2\pi H_s/T_p^2]^{0.5}$) se mantuviera aproximadamente constante a lo largo de la serie. Para cada número de Iribarren, la altura de ola en generación ($H_{s,g}$) se ha ido incrementado en escalones de 1 cm desde la ausencia de daño hasta el inicio de avería o la rotura del oleaje en generación.

Para cada combinación de manto y pendiente de fondo se han considerado dos h_s. Para los ensayos realizados con pendiente de fondo m = 1/25, se han empleado calados a pie de dique h_s = 20 y 25cm. Para los ensayos realizados con m = 1/50 y mantos monocapa de Cubípodos® y bicapa de escollera, también se han ensayado calados h_s = 20 y 25 cm. Para los ensayos con manto bicapa de cubos y m = 1/50, se han considerado calados a pie de dique h_s = 25 y 30 cm.

Se han generado trenes de 1000 olas irregulares siguiendo un espectro JONSWAP (γ = 3.3) y se ha empleado el sistema de absorción activa AWACS para evitar multirreflexiones. No se han detectado oscilaciones de baja frecuencia ni *pilling-up* (sensor de nivel S11) durante los ensayos.

Dada la importancia del francobordo (R_c) sobre el rebase, se han aplicado dos correcciones al francobordo (R_c), como se explica en Mares-Nasarre et al. (2019): (1) el volumen total de rebase acumulado extraído durante un día de trabajo y (2) las filtraciones de las instalaciones y evaporación natural. Estas correcciones provocan un pequeño descenso del nivel de agua y, por tanto, un incremento del francobordo del orden de 10 mm para una jornada de trabajo prolongada. En la *Tabla 2* se muestra un resumen de la geometría y variables de los ensayos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Tabla 2. Resumen de las variables geométricas y del oleaje de los ensayos del LPC-UPV

Manto	m (-)	R_c (m)	B (m)	h_s (m)	H_s (m)	T_p [s]	$T_{m-1,0}$ (s)	No. Tests
Cubípodos® - 1L	1/50	0.07 – 0.12	0.225	0.20 y 0.25	0.06 – 0.18	1.25 – 2.68	1.03 – 2.24	53
	1/25	0.07 – 0.12		0.20 y 0.25	0.07 – 0.18	1.12 – 2.69	1.03 – 2.21	49
cubos – 2L	1/50	0.08 – 0.17	0.27	0.25 y 0.30	0.06 – 0.18	1.00 – 2.68	0.91 – 2.25	49
	1/25	0.06 – 0.12		0.20 y 0.25	0.09 – 0.17	1.25 – 2.69	1.17 – 2.33	44
escolleras – 2L	1/50	0.10 – 0.15	0.26	0.20 y 0.25	0.07 – 0.13	1.12 – 2.15	0.99 – 1.88	21
	1/25	0.10 – 0.15		0.20 y 0.25	0.09 – 0.14	1.25 – 2.40	1.19 – 2.06	19

Para medir la superficie libre, se han dispuesto 11 sensores de nivel a lo largo del canal. Los sensores S1-S5 se han colocado en la zona de generación siguiente las recomendaciones de Mansard y Funke (1980), mientras que los sensores S6-S9 se han colocado frente al modelo. Los métodos existentes para separar el oleaje incidente y reflejado no son fiables en condiciones de rotura del oleaje. Por tanto, en zona de modelo donde se produce la rotura por fondo del oleaje, estos métodos no son aplicables. Los sensores S6, S7, S8 y S9 se han colocado a distancias de $5h_s$, $4h_s$, $3h_s$ and $2h_s$ desde el pie del dique, siguiendo las recomendaciones de Herrera and Medina (2015). El sensor S10 se ha colocado sobre el centro de la coronación del modelo y el sensor S11 detrás del mismo.

La avería del manto principal se ha analizado empleando el método de la Malla Virtual (Gómez-Martín y Medina, 2014), como se explica en Argente el al. (2018) y Gómez-Martín et al. (2018). El rebase se ha medido mediante un sistema de pesaje en el trasdós del modelo de forma continua en cada test.

3.1. Análisis de oleaje

El método LASA-V se ha empleado para separar el oleaje incidente y reflejado en zona de generación con los sensores S1 – S5. A pesar de que este método es aplicable a condiciones de oleaje irregular no lineal y no estacionado, no es válido en condiciones de rotura del oleaje. Por tanto, no es aplicable en zona de modelo, donde se produce la rotura por fondo del oleaje. En zona de modelo se ha empleado el software SwanOne (Verhagen et al., 2008) para estimar las características del oleaje incidente. Este modelo utiliza la distribución propuesta por Battjes y Groenendijk (2000) para describir la distribución de alturas de ola en aguas someras.

La altura de ola significante en zona de modelo (H_s) se ha estimado introduciendo las alturas de ola incidentes en zona de generación en el modelo SwanOne, siguiendo la metodología propuesta por Herrera y Medina (2015). Esta metodología fue validada comparando las mediciones obtenidas realizando ensayos en vacío, sin modelo, con los resultados de las simulaciones del modelo numérico. Esta validación se ha realizado de nuevo en este estudio, como se muestra en la Figura 4.

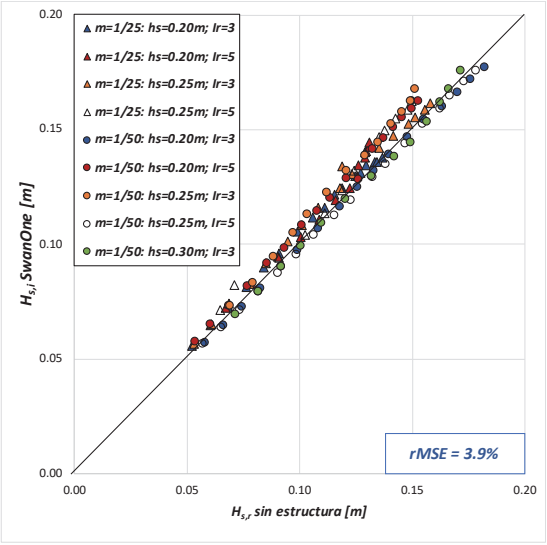


Fig. 4. Comparación entre la altura de ola significante registrada ($H_{s,r}$) sin estructura y la altura de ola significante incidente ($H_{s,i}$) obtenida con SwanOne.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para cuantificar la bondad de ajuste, se ha empleado el error cuadrático medio relativo (*rMSE*). 0<*rMSE*<100% estima la proporción de la varianza que no es explicada por el modelo. Por tanto, a menor valor del *rMSE*, mejores son las estimaciones. Se calcula mediante la Eq. (1).

$$rMSE = \frac{MSE}{var} = \frac{\frac{1}{N_o}\sum_{i=1}^{N_o}(o_i - e_i)^2}{\frac{1}{N_o}\sum_{i=1}^{N_o}(o_i - \bar{o})^2} \quad (1)$$

donde el *MSE* es el error cuadrático medio, *var* es la varianza de las observaciones, N_o es el número de observaciones, o_i es el valor observado, e_i es el valor estimado y $\bar{o}$ es el promedio de las observaciones. En este estudio, se obtiene un *rMSE* = 3.9%.

3.2. Medición del espesor de la lámina de agua (OLT) y la velocidad del flujo de rebase (OFV)

Como se muestra en la *Fig.* 2, el sensor de nivel S10 se colocó en el centro de la coronación del modelo con el fin de medir el espesor de la lámina de agua (OLT). En el centro de la coronación del modelo se insertó un cilindro hueco y cerrado de 85 mm de diámetro y 120 mm de longitud, con una pequeña abertura en la parte superior para introducir el sensor S10. Este cilindro se rellenó de agua para mantener parcialmente sumergido el sensor. El nivel de agua se mantuvo aproximadamente constante dentro del cilindro durante los ensayos gracias a la parte superior cerrada del cilindro. Durante los ensayos, se observó que los eventos de rebase provocaban una superficie de agua lisa, sin turbulencia apreciable, por lo que la aireación del flujo se consideró despreciable. Además, las mediciones de S10 presentaron niveles de ruido despreciables. En este estudio, el máximo OLT medido durante cada evento de rebase se considera el $h_c(B/2)$ observado.

La velocidad del flujo de rebase (OFV) se mide en 178 de los 235 ensayos realizados. Para ello, se emplean tres *miniature propellers* instalados en coronación del modelo en: (1) el eje entre el talud frontal y la coronación, (2) en el centro de coronación y (3) en el eje entre la coronación y el trasdós. El rango de medición de velocidades de estos *miniature propellers* se encuentra entre 0.15 m/s y 3.00 m/s. El $u_c(B/2)$ observado se ha determinado como el máximo valor de OFV de cada evento de rebase.

4. Análisis con Redes Neuronales (NNs)

A partir de los datos experimentales obtenidos, se ha determinado para cada ensayo el OLT superado por el 2% del oleaje incidente en el centro de coronación, $h_{c,2\%}(B/2)$, y la OFV superado por el 2% del oleaje incidente en el centro de coronación, $u_{c,2\%}(B/2)$. Aquellos valores de $u_{c,2\%}(B/2)$ que se encontraron fuera del rango de operación de los *propellers* se descartaron (ver sección 3.2). Así, se han obtenido 57, 30 y 80 valores de $u_{c,2\%}(B/2)$ para los mantos monocapa de Cubípodos® y bicapa de escolleras y cubos, respectivamente.

Para cada elemento del manto y cada una de las variables estudiadas ($h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$), se ha realizado un análisis independiente, tal y como se describe en esta sección. Es decir, los análisis descritos a continuación se han repetido tres veces (Cubípodos®-1L, escolleras-2L y cubos-2L) para cada variable ($h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$). La estructura del análisis realizado se ilustra en la *Fig.* 5.

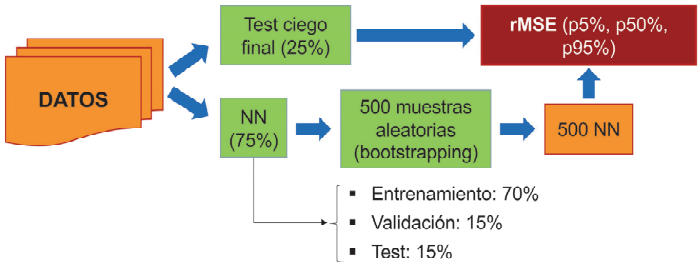


Fig. 5. Esquema del análisis realizado con Redes Neuronales (NNs)

En primer lugar, los datos se han dividido en dos grupos: un 25% es destinado a un test ciego final (*TCF*), mientras que el 75% restante es destinado al entrenamiento de NNs (*T*). Sobre el 75% de los datos destinados a entrenamiento se ha aplicado la técnica del bootstrapping para generar 500 muestras aleatorias. Esta técnica consiste en seleccionar aleatoriamente *N* datos desde un base de datos de tamaño *N* con una probabilidad de seleccionar cada dato cada vez *1/N*. De este modo, en cada muestra aleatoria un dato puede no aparecer, aparecer una vez o más de una. Las 500 muestras aleatorias generadas se han empleado para entrenar 500 NNs. La bondad del ajuste de estas NNs se ha evaluado sobre los datos del *TCF* empleando el *rMSE*. De este modo, es posible cuantificar el *rMSE* promedio y su variabilidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Las NNs empleadas son multicapa, con una sola capa oculta (ver Fig. 6). La estructura de NNs considerada estaba compuesta por una capa de entradas con 4 neuronas (N_e), una capa oculta con 3 neuronas (N_o) y una capa de salidas con una neurona (N_s). El número de parámetros del modelo de NNs se obtiene como $P = N_s + N_o\ (N_e + N_o + 1) = 19$. Es probable que se produzca sobreaprendizaje cuando $P/T \geq 1$; en este estudio $P/T < 0.63$. Además, se ha aplicado un criterio de parada temprana para prevenir el sobreaprendizaje (ver MATLAB®, 2015), dividiendo los datos para entrenamiento T, en entrenamiento (70%), validación (15%) y test (15%).

Tanto $h_{c,2\%}(B/2)$ como $u_{c,2\%}(B/2)$ se han estudiado de forma adimensional como $(h_{c,2\%}(B/2)/H_s)$ y $(u_{c,2\%}(B/2)/(H_s/T_{m-1,0}))$. Como entradas de la NNs, se han considerado 5 variables: la altura de ola incidente en zona de modelo (H_s), el periodo espectral ($T_{m-1,0}$), el francobordo de la estructura (R_c), el calado a pie de dique (h_s) y la pendiente de fondo (m). Estas variables se han adimensionalizado dando lugar a las 4 variables de entrada que alimentan el modelo de NNs: m, R_c/H_s, $Ir = tan\alpha/(2\pi H_s/g/T_{m-1,0}^2)$ y h_s/H_s.

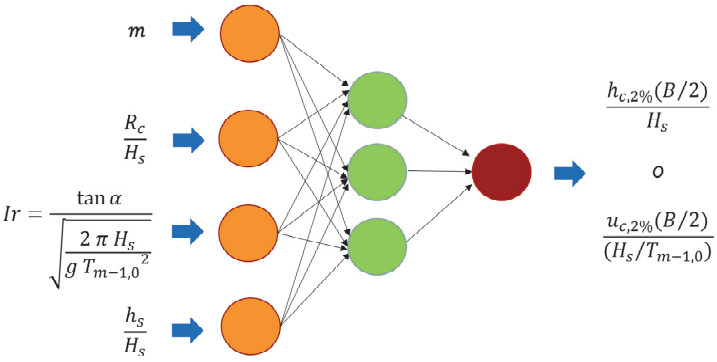


Fig. 6. Esquema de las Redes Neuronales (NNs) consideradas en este estudio.

4.1. Punto óptimo para estimar el oleaje

El análisis representado en la *Fig.* 5 se ha repetido siete veces para cada pieza del manto principal y variable de rebase (7 × 3 × 2 = 42 veces), modificando la altura de ola incidente (H_s) de entrada del modelo de NNs. Se consideran H_s estimadas en diferentes puntos: H_s al pie de la estructura, H_s a una distancia de h_s del pie de la estructura, H_s a una distancia de $2h_s$ del pie de la estructura, y así sucesivamente, hasta una distancia de $6h_s$ del pie de la estructura.

De este modo, se ha obtenido la evolución del *rMSE* en función de la distancia del pie del modelo a la que se estima H_s. Las *Fig.* 7 y 8 muestran el *rMSE* de la NNs p50% para $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$, respectivamente. En el eje de abscisas se representa la distancia relativa respecto al pie de la estructura a la que se estima H_s, mientras que en el eje de ordenadas se muestra la mediana del *rMSE* (p50% NNs).

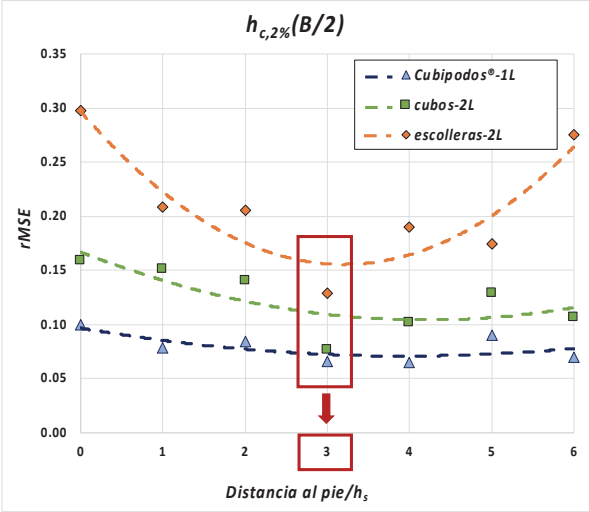


Fig. 7. rMSE de la red neuronal p50% de $h_{c,2\%}(B/2)$ en función de la distancia relativa al pie de la estructura

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

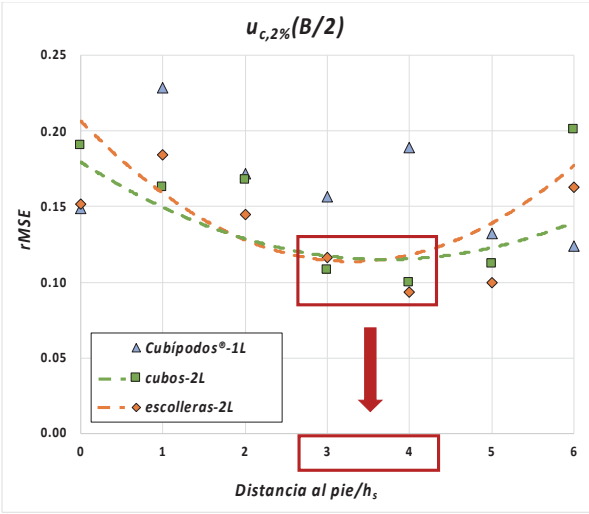


Fig. 8. rMSE de la red neuronal p50% de $u_{c,2\%}(B/2)$ en función de la distancia relativa al pie de la estructura

El menor valor del *rMSE* para $h_{c,2\%}(B/2)$ para las tres piezas del manto principal se obtiene alrededor de la zona de H_s estimada a una distancia de $3h_s$ del pie de la estructura, como se muestra en la *Fig*. 7. En el caso de $u_{c,2\%}(B/2)$, no se obtiene una tendencia clara la el modelo de Cubípodos® monocapa, a causa de la falta de datos para la pendiente de fondo m = 1/50 (N = 13 para m = 1/50 frente a N = 44 para m = 1/25). Para los mantos bicapa de escollera y cubos, el punto óptimo donde estimar H_s se localiza a una distancia entre $3h_s$ y $4h_s$ del pie del dique (ver *Fig.* 8). Así, se ha tomado como punto óptimo donde estimar H_s para calcular $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$ aquel ubicado a una distancia de $3h_s$ del pie del dique. Este resultado coincide con aquel obtenido por Herrera et al. (2017) para describir la estabilidad hidráulica de los diques en talud con manto de escollera en condiciones de oleaje limitado por fondo. Además, es aproximadamente igual a la distancia de $5H_s$ propuesta por Goda (1985) y recomendada por Melby (1999) para determinar las características del oleaje en condiciones de oleaje rompiente.

4.2. Influencia de la pendiente de fondo sobre OLT y OFV

En la sección anterior, se ha determinado que el punto óptimo en el que estimar H_s para el posterior cálculo de $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$ se encuentra a una distancia de $3h_s$ respecto el pie del dique. A continuación, se analiza la influencia de la pendiente de fondo sobre $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$. Para ello, unas condiciones fijas de oleaje en generación ($H_{s,g}$ and Ir_g) se han propagado hasta una distancia de $3h_s$ respecto el pie del dique empleando el modelo numérico SwanOne. Se han considerado cinco canales numéricos (ver *Fig.* 9) para la propagación, modificando entre ellos la pendiente de fondo dentro del rango ensayado en intervalos de 0.05% (m = 1/50, 1/40, 1/33, 1/29 y 1/25).

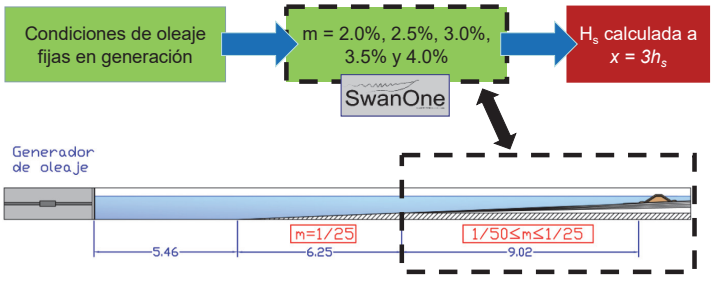


Fig. 9. Esquema de los canales numéricos considerados en la propagación con el modelo SwanOne

Empleando las condiciones de oleaje resultado de las propagaciones, se han realizado simulaciones con la p50% NNs. De este modo, se han obtenido $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$ para cinco pendientes de fondo, dadas las mismas condiciones de oleaje en generación.

En la Figura 10 se muestra la evolución de $h_{c,2\%}(B/2)$ en función de la pendiente de fondo para diferentes condiciones de oleaje en generación y los tres mantos principales estudiados (manto monocapa de Cubípodos® y mantos bicapa de escollera y cubos). Con el aumento de la pendiente de fondo, $h_{c,2\%}(B/2)$ decrece.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

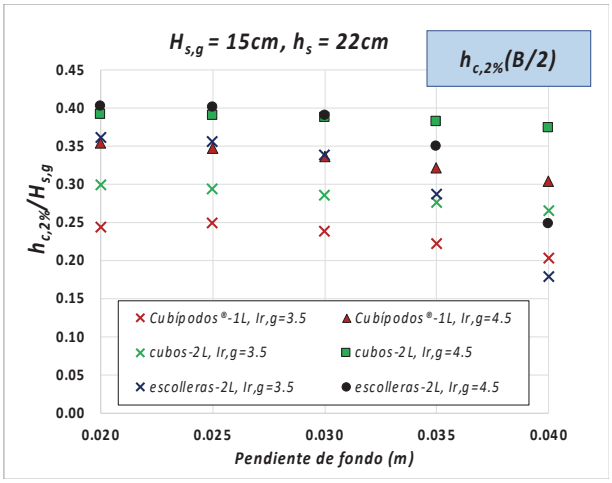


Fig. 10. Influencia de la pendiente de fondo (m) en OLT superada por el 2% del oleaje incidente ($h_{c,2\%}(B/2)$)

La Figura 11 representa la evolución de $u_{c,2\%}(B/2)$ con el incremento de la pendiente de fondo para los mantos bicapa de escollera y cubos para varias condiciones de oleaje en generación. $u_{c,2\%}(B/2)$ aumenta ligeramente con los valores crecientes de la pendiente de fondo.

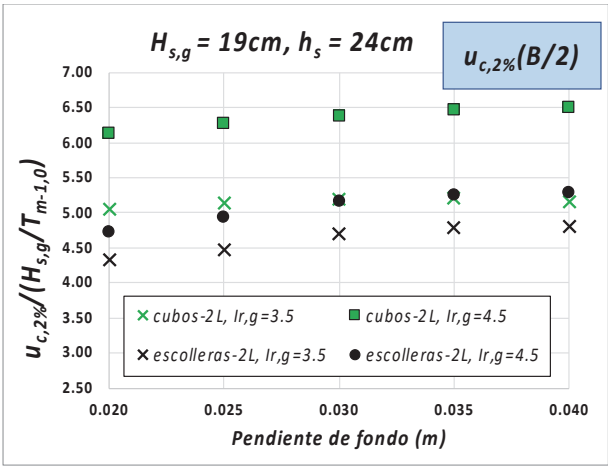


Fig. 11. Influencia de la pendiente de fondo (m) en OFV superada por el 2% del oleaje incidente ($u_{c,2\%}(B/2)$)

5. Conclusiones

El riesgo por rebase tiene cada vez mayor importancia en las estructuras situadas en la costa debido al incremento del nivel medio del mar (cambio climático) y las demandas sociales para reducir los impactos visuales. Es por esto que la seguridad de los peatones que realizan actividades recreativas en la coronación del dique adquiere una relevancia creciente. Con el fin de valorar este riesgo peatonal, se han propuesto como variables significativas el espesor de la lámina de agua (OLT) y la velocidad de flujo de rebase (OFV).

Existes pocos estudios en la literatura centrados en la estimación del OLT y la OFV en estructuras costeras y los pocos que existen únicamente consideran variables relacionadas con la geometría de la estructura y las condiciones de oleaje. No obstante, gran parte de los diques en talud se encuentran construidos en la zona de rompientes y la pendiente de fondo juega un papel fundamental en condiciones de oleaje limitado por fondo.

En este estudio, se han realizado 235 ensayos físicos 2D en el canal de oleaje del LPC-UPV con dos pendientes de fondo (m = 1/50 y m = 1/25) y modelos de diques en talud con manto monocapa de Cubípodos® y mantos bicapa de cubos y escolleras. En 178 ensayos se han medido tanto el OLT como la OFV, mientras que en los 57 ensayos restantes únicamente

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

se ha medido el OLT. Para la medición del OLT y la OFV se han empleado un sensor capacitivo de nivel y unos *miniature propellers*, respectivamente.

Empleando Redes Neuronales (NNs) y la técnica del bootstrapping o muestreo con reemplazo, se ha estimado el punto óptimo donde estimar la altura de ola significante (H_s) para calcular el OLT que es superado por el 2% del oleaje incidente ($h_{c,2\%}(B/2)$) y la OFV que es superada por el 2% del oleaje incidente ($u_{c,2\%}(B/2)$). Este punto se ha determinado a una distancia de $3h_s$ desde el pie de la estructura.

Con el fin de analizar la influencia de la pendiente de fondo (m) sobre $h_{c,2\%}(B/2)$ y $u_{c,2\%}(B/2)$, se han propagado condiciones fijas de oleaje en generación a lo largo de cinco canales numéricos con diferentes pendientes de fondo (m = 1/50, 1/40, 1/33, 1/29 y 1/25) empleando el modelo numérico SwanOne. Así, se ha obtenido H_s a una distancia de $3h_s$ del pie de la estructura. Usando la NNs mediana del *rMSE* (NNs p50%), se observa como $h_{c,2\%}(B/2)$ decrece con valores crecientes de m, mientras que $u_{c,2\%}(B/2)$ crece ligeramente al incrementarse el valor de m.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo financiero del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad y al FEDER (BIA2015-70436-R y RTI2018-101073-B-I00). El primer autor también agradece el apoyo del programa FPU (Formación de Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte (FPU16/09081).

Referencias

ARGENTE, G.; GÓMEZ-MARTÍN, M.E.; MEDINA, J.R. (2018). "Hydraulic Stability of the Armor Layer of Overtopped Breakwaters". *Jorunal of Marine Science and Engineering*, Vol. 6, 143. <https://doi.org/10.3390/jmse6040143>

BAE, H.; YUN, K.; YOON, J.; LIM, N.H. (2016). “Human stability with respect to overtopping flow on the breakwater”. *International Journal of Applied Engineering Research,* Vol. 11, 111-119.

BATTJES, J.A.; GROENENDIJK, H.W. (2000). "Wave height distributions on shallow foreshores". *Coastal Engineering*, Vol. 40, 161-182. <https://doi.org/10.1016/S0378-3839(00)00007-7>

EurOtop, 2018. *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures*. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. And Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com. [Consulta: 7 de marzo de 2019].

FIGUERES, M. y MEDINA, J.R. (2004). "Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model". En: *Proc. 29th International Conference on Coastal Engineering*. Lisboa (Portugal) : ASCE. 594-603. <https://doi.org/10.1142/9789812701916-0047>

FRANCO, L. ; DE GERLONI, M. y VAN DER MEER, J.W. (1994) “Wave overtopping on vertical and composite breakwaters”. En: *Proc. 24th International Conference on Coastal Engineering.* Kobe (Japón): ASCE. 1030-1044.

GODA, Y. (1985). *Random seas and design of maritime structures.* Tokyo: University of Tokyo Press.

GÓMEZ-MARTÍN, M.E.; MEDINA, J.R. (2014). "Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod® armor units". *J. Waterw. Port, Coast. Ocean Eng.*, Vol. 140, 100-108. <https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000223>

GÓMEZ-MARTÍN, M.E.; HERRERA, M.P.; GÓNZALEZ-ESCRIVA, J.A.; MEDINA, J.R. (2018). "Cubipod® Armor Design in Depth-Limited Regular Wave-Breaking Conditions". *Journal of Marine Science and Engineering*, Vol. 6, 150. <https://doi.org/10.3390/jmse6040150>

HERRERA, M.P.; MEDINA, J.R. (2015). "Toe berm design for very shallow waters". *Coastal Engineering*, Vol. 103, 67-77. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.06.005>

HERRERA, M.P.; GÓMEZ-MARTÍN, M.E.; MEDINA, J.R. (2017). "Hydraulic stability of rock armors in breaking wave conditions". *Coastal Engineering*, Vol. 127, 55-67. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.06.010>

LORKE, S.; SCHERES, B.; SCHÜTTRUMPF, H.; BORNSCHEIN, A.; POHL, R. (2012). "Physical model tests on wave overtopping and flow processes on dike crests influenced by wave-current interaction". En: *Proc. 33rd International Conference on Coastal Engineering*. Santander (Spain) : World Scientific. 1770. <https://doi.org/10.9753/icce.v33.waves.34>

MANSARD, R.P.D. y FUNKE, E.R. (1980). "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method". En: *Proc. 17th International Conference on Coastal Engineering.* Sydney (Australia) :ASCE. 100-108.

MARES-NASARRE, P. ; ARGENTE, G.; GÓMEZ-MARTÍN, M.E.; MEDINA, J.R. (2019). "Overtopping layer thickness and overtopping flow velocity on mound breakwaters". *Coastal Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2019.103561>

MATLAB (2015). MATLAB® 2015a. The MathWorks Inc. Natick, MA.

MELBY, J.A. (1999). *Damage progression on rubble mound breakwaters*. Technical Report. Vicksburg: U.S. Army Engineer Research and Development Center.

MOLINES, J.; MEDINA, J.R. (2015). "Explicit wave overtopping formula for mound breakwaters with crown walls using CLASH neural network derived-data". *J. Waterw. Port, Coast. Ocean Eng.*, Vol. 143, 04015024. <https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000322>

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

NØRGAARD, J.Q.H.; LYKKE ANDERSEN, T.; BURCHARTH, H.F. (2014). "Distribution of individual wave overtopping volumes in shallow water wave conditions". *Coastal Engineering*, Vol. 83, 15-23. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2013.09.003>

SANDOVAL, C. y BRUCE, T. (2017) "Wave overtopping hazard to pedestrians : video evidence from real accidents". En: *Proc. Of Coasts, Marine Structures and Breakwaters.* Edimburgo (UK): ICE Publishing. 501-512.

SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H. (2002). "Overtopping flow parameters on the inner slope of seadikes". En : *Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering*. Cardiff (UK) : Worlds Scientific. 2116-2127. <https://doi.org/10.1142/9789812791306_0178>

SCHÚTTRUMPF, H. y VAN GENT, M.R.A. (2003). "Wave overtopping at seadikes". En : *Proc. Coastal Structures 2003*. Hamburgo (Alemania) : ASCE. 431-443.

VAN DER MEER, J.W.; HARDEMAN, B.; STEENDAM, G.; SCHÜTTRUMPF, H.; VERHEIJ, H. (2010). "Flow depths and velocities at crest and landward slope of a dike, in theory and with the wave overtopping simulator". En : *Proc. 32nd International Conference on Coastal Engineering.* Shanghai (China) : Worlds Scientific. 2728. <https://doi.org/10.9753/icce.v32.structures.10>

VAN GENT, M.R.A. (2001). "Wave runup on dikes with shallow foreshores". *J. Waterw. Port, Coast. Ocean Eng.*, Vol. 127, 254-262. < https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2001)127:5(254)>

VAN GENT, M.R.A. (2002). "Wave overtopping events at dikes". En : *Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering*. Cardiff (UK) : Worlds Scientific. 2203-2215. <https://doi.org/10.1142/9789812791306_0185>

VERHAGEN, H.J.; VAN VLEDDER, G.; ESLAMI ARAB, S. (2008). "A practical method for design of coastal structures in shallow water". En : *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering*. Hamburgo (Alemania) :World Scientific. 2912-2922. <https://doi.org/10.1142/9789814277426_0241>

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Simulación del posible origen de vertidos sólidos aparecidos en las playas de San Andrés y Misericordia de Málaga

Rey-Díaz de Rada, J.[a]; Sammartino, S.[b]; García-Lafuente, J.[b]; Palacios-Moreno, C.[c]

[a]ESGEMAR,S.A., Local M5/L2-05. Puerto de Málaga, 29001, Málaga, esgemar@esgemar.com
[b]Grupo de Oceanografía Física de la Universidad de Málaga. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Telecomunicación. Campus de Teatinos s/n, 29071. Málaga. ssammartino@ctima.uma.es / glafuente@ctima.uma.es
[c]Empresa Municipal Aguas de Málaga, S.A. Departamento de Ingeniería, Proyectos y Obras. Plaza general Torrijos, 2. Edif. Hospital Noble. 29016 Málaga. CPM@emasa.es

Resumen

Durante los últimos años se han observado una serie de eventos de aparición de material sólido (toallitas higiénicas y sanitarias) a lo largo del litoral de las playas urbanas de San Andrés y la Misericordia, T.M. Málaga. Durante inspecciones e playa, se han reportado el hallazgo de sólidos, en condiciones meteorológicas que no justifican su presencia en la costa. Se hace necesario por tanto un análisis de los patrones de dispersión de flotantes en la costa de Málaga identificando del posible origen de estos residuos. A fin de determinar la procedencia de dichos desechos, se ha realizado un estudio de dinámica litoral del tramo de costa afectado, y se ha construido un modelo capaz de simular la hidrodinámica y estimar la zona de procedencia de estos residuos sólidos. Los resultados obtenidos, apuntan a que el material eventualmente acumulado en el fondo marino en las inmediaciones de los emisarios submarinos de Órfila y Sacaba es el origen de los residuos sólidos encontrados subsiguientemente en la playa. De ha determinado que el proceso comenzaría por la resuspensión del material de desecho, bajo condiciones propicias de oleaje y viento, para ser transportado a continuación hacia costa.

Palabras clave: *Hidrodinámica, Playa, Residuos, Toallitas, Modelado, Málaga, Lagrangiano, Costa, Transporte*

1. Introducción

Durante los últimos años se han observado una serie de eventos de aparición de material sólido (toallitas higiénicas y sanitarias) a lo largo del litoral de las playas urbanas de San Andrés y la Misericordia, T.M. Málaga. Estos hallazgos parten de las inspecciones que la Empresa Municipal de Agua de Málaga realiza diariamente, frente a los aliviaderos ubicados en las playas que van desde la desembocadura del río Guadalhorce hasta el puerto de la ciudad de Málaga. En alguna ocasión estas inspecciones han reportado el hallazgo de sólidos, en condiciones meteorológicas que no justifican su presencia en la costa, en el caso de que procedieran de las plantas de depuración de la ciudad o de los aliviaderos repartidos por la costa.

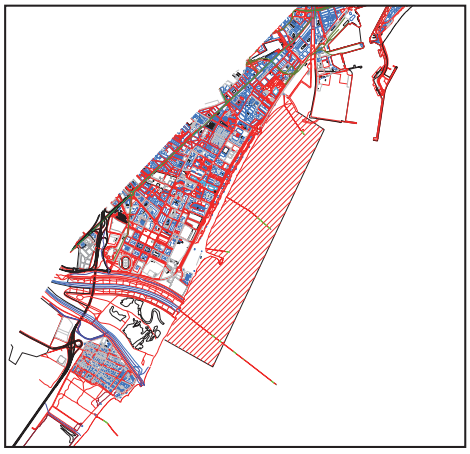


Fig. 1. Localización de la zona de estudio. Se muestran las trazas de los emisarios submarinos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Se hace necesario por tanto un análisis de los patrones de dispersión de flotantes en la costa de Málaga finalizado a la identificación del posible origen de estos residuos.

A fin de determinar la procedencia de dichos desechos, EMASA ha encargado a ESGEMAR S.A. la realización de un estudio de dinámica litoral del tramo de costa ubicado entre la desembocadura del río Guadalhorce hasta el río Guadalmedina. A partir de dicho estudio se ha construido un modelo capaz de simular las características de contorno de la zona que permite estimar la zona de procedencia de estos residuos sólidos.

Este estudio se ha llevado a cabo en conjunto por ESGEMAR y el Grupo de Oceanografía Física de la Universidad de Málaga. (GOFIMA). A este respecto GOFIMA ha desarrollado un modelo numérico hidrodinámico cuyo objetivo es reproducir el régimen de corriente en la zona y simular las trayectorias de partículas virtuales flotantes y así estimar el posible origen de estos sólidos flotantes que acaban depositados en las playas.

En el presente informe se describen los resultados obtenidos así como las metodologías y datos empleados para la elaboración de este modelo. Un anexo técnico proporciona una descripción detallada del diseño, desarrollo y ejecución del modelo hidrodinámico.

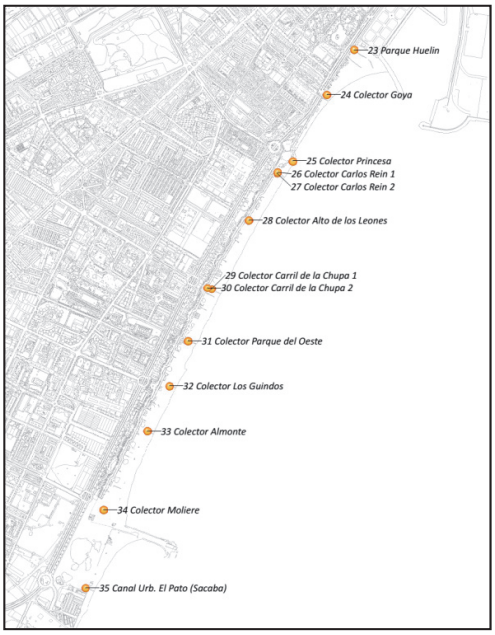


Fig. 2. Situación de los colectores (fuente: EMASA. 2017)

2. Conclusiones

Los resultados obtenidos en las simulaciones realizadas para investigar los hallazgos ocurridos durante el mes de abril de 2017 apuntan a que el material eventualmente acumulado en el fondo marino en las inmediaciones de los emisarios submarinos de Órfila y Sacaba es el origen de los residuos sólidos encontrados subsiguientemente en la playa. El proceso comenzaría por la resuspensión de ese material bajo condiciones propicias de oleaje y viento, para ser transportado a continuación hacia costa. La corriente predominante es longitudinal a la costa (en dirección prevalentemente sur-norte) en la zona sur de la playa de la Misericordia (colectores 29-31) y curva hacia la dirección este-oeste (con sentido hacia costa) en la parte norte (colectores 23-28). De acuerdo con el análisis de trayectorias producidas por el modelo, los residuos encontrados en diferentes lugares de la playa de la Misericordia tendrían un origen distinto, siendo el emisario de Sacaba el más probable para la parte sur de la playa y el de Órfila para la parte norte.

Es esperable que el oleaje afecte y modifique los patrones de circulación predichos por el modelo (al menos en los periodos investigados) aunque las pruebas llevadas a cabo no han resultado del todo concluyentes. Las corrientes simuladas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

(ligeramente subestimadas respecto a las observadas, (*Fig. 7.*) son del orden de pocos centímetros por segundo y la corriente de deriva del oleaje predicha por modelos y teorías estándar, es de magnitud comparable, lo que puede producir consecuencias diversas. Sin embargo, en una zona tan costera como la estudiada en este informe, el arrastre del viento es determinante en las corrientes producidas por el modelo y la dirección de las mismas apunta en la dirección de la que sopla el viento, que sería usualmente la misma hacia la que avanza el oleaje. Ambos efectos tienden a superponerse en una retroalimentación positiva lo que ayudaría a explicar el porqué de la mencionada subestimación de las corrientes producidas por el modelo frente a las observadas. La diferencia entre ambas sería causada por la deriva de Stokes, recogida por las observaciones pero no por el modelo.

3. Metodologia de estudio

El estudio se ha realizado en base a un modelo regional de circulación oceánica desarrollado por GOFIMA que abarca la zona del Mar de Alborán, Estrecho de Gibraltar y Golfo de Cádiz, adaptado a la región de estudio de la Bahía de Málaga.

El estudio se ha realizado en varias fases:

1. Identificación del dominio local e implementación detallada de su batimetría para ser anidado en el modelo regional.
2. “Downscaling” de las condiciones de contorno proporcionadas por el modelo regional, cuya resolución espacial ronda los 1500 m (tamaño de malla) a ese dominio local cuya resolución es 25 veces mayor. Ejercicios de validación del anidamiento/”downscaling”.
3. Levantamiento batimétrico Multihaz de toda la zona para poder generar el modelo de la manera más fiel posible a las condiciones reales.
4. Recogida de información sobre las condiciones de contorno, fundamentalmente las meteorológicas, reinantes en las fechas de las simulaciones a realizar para forzar el modelo anidado de mayor resolución.
5. Medición puntual de corrientes mediante un perfilador doppler para calibrar los resultados del modelo y comprobar su ajuste a la realidad.
6. Ejecución del modelo durante un periodo de tiempo que abarca sobradamente las fechas de los eventos a simular. Validación de las salidas del modelo con las observaciones que pudiera proporcionar EMASA y re-calibración del modelo en su caso.
7. Realización *ad hoc* de un modelo lagrangiano de partículas (deriva de trazadores pasivos) para poder seguir las trayectorias de las partículas. A este modelo se acoplaran los resultados de modelos semiempíricos de oleaje y arrastre directo de viento para la posible mejora de los resultados.
8. Ejecución del modelo lagrangiano hacia atrás en el tiempo, comenzando en el momento en el que fueron observados los residuos en la playa, con el fin de investigar su procedencia.
9. Realización del presente informe con los resultados obtenidos. El informe está acompañado de material visual adicional consistente en animaciones de trayectorias con las que visualizar rápida y efectivamente los resultados.

4. Recopilacion de datos

4.1. Batimetría

La realización del estudio batimétrico de detalle en la zona propuesta se ha llevado a cabo con las medidas recogidas mediante una sonda electrónica NORBIT iWBMSe.

Para la corrección de mareas se utilizó el registro del mareógrafo del puerto de Málaga (Puertos del Estado) con nivel vertical referido al cero REDMAR y al NMMA.

Con los datos batimétricos tomados el día 20 de septiembre de 2017, tras el procesado de datos, aplicando las correcciones pertinentes, se obtuvo una batimetría de la zona de estudio designada (desde la desembocadura del río Guadalmedina hasta la desembocadura del río Guadalhorce).

Por otro lado, se recopilaron batimetrías existentes en la zona para completar el dominio espacial necesario para la ejecución del modelo numérico de la simulación objeto de este informe.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

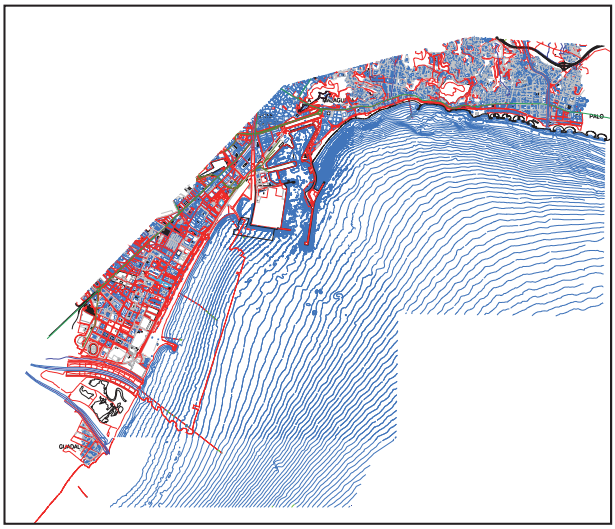


Fig. 3. Batimetría obtenida de la Ecocartografía de Málaga (Ministerio de Medio Ambiente) unida la batimetría y línea de costa obtenida en septiembre de 2017(ESGEMAR)

La batimetría se ha convertido en un 'grid' de 1x1m para su introducción en el modelo.

4.2. Medicion de corrientes

El equipo empleado para la medición de corrientes ha sido un perfilador Doppler Nortek AWAC. Este equipo es tanto un perfilador de corrientes como un medidor de oleaje direccional. Puede medir las velocidades y direcciones de las corrientes en capas de 1 m desde el fondo hasta la superficie. Puede medir también olas de todo tipo, incluyendo ondas largas, temporales, olas de viento e incluso estelas de barcos que pasen por encima del instrumento.

El correntímetro se ha situado en una estructura piramidal estable junto al fondo, en un fondeo posicionado en coordenadas 36º 41' 52"N - 4º 25' 13"W en una profundidad de 17 m.

Fig. 4. Correntímetro en su estructura, antes del fondeo

Fig. 5. Comprobación del correntímetro instalado en el punto de fondeo. Filmación mediante Vehículo operado de forma remota (ROV)

Se ha obtenido la magnitud y dirección de corriente a diferentes profundidades, desde el sensor hasta la superficie del mar en celdas de 1m de alto. También se ha medido la temperatura, nivel del mar, con un intervalo entre medidas de 10 minutos. El régimen de oleaje se ha registrado con una periodicidad horaria.

La validación del modelo numérico utilizado para el cálculo de las trayectorias Lagrangianas se ha llevado a cabo comparando los datos simulados con las observaciones recogidas por ESGEMAR., durante los meses de octubre y noviembre de 2017. Las observaciones se han comparado con las salidas proporcionadas por el dominio MAH, por ser el de mayor resolución y determinar principalmente el campo de corriente en el área de estudio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Antes de comparar observaciones y datos simulados es oportuno remarcar un hecho ocurrido durante el periodo de medidas. En la mañana del 2 de noviembre se realizó un intento de recuperación del aparato desde la superficie que finalmente no prosperó: el instrumento fue enganchado, pero no se pudo llevar a superficie y volvió a depositarse en el fondo. En el registro de profundidad ofrecido por el instrumento, se pudo observar como la diferencia entre la profundidad media antes y después del intento de recuperación supera los 20 cm, a la vez que se detecta un cambio notable en el cabeceo (pitch) que es una de las referencias angulares para definir la orientación del aparato en un espacio tridimensional. El pitch pasa de ser prácticamente nulo, indicando una muy buena nivelación del aparato, a presentar un valor constante de más de 12° en valor absoluto, posteriormente. Un análisis visual de los datos y los resultados del análisis armónico apoyan la fiabilidad de estas medidas de corriente.

La *Fig. 6.* muestra los perfiles verticales de valores promedios de las dos componentes horizontales de la corriente: la componente zonal, orientada en el eje Oeste-Este con sentido positivo hacia Este, y la componente meridional, orientada en el eje Sur-Norte con sentido positivo hacia Norte. Los diagramas de caja (box-plot) presentan una información completa de las distribuciones discretas de las series temporales para cada nivel de profundidad, proporcionando tanto medidas de centralidad (la mediana, la línea vertical dentro de las cajas), como de dispersión (el rango intercuartil o la horquilla de extremos).

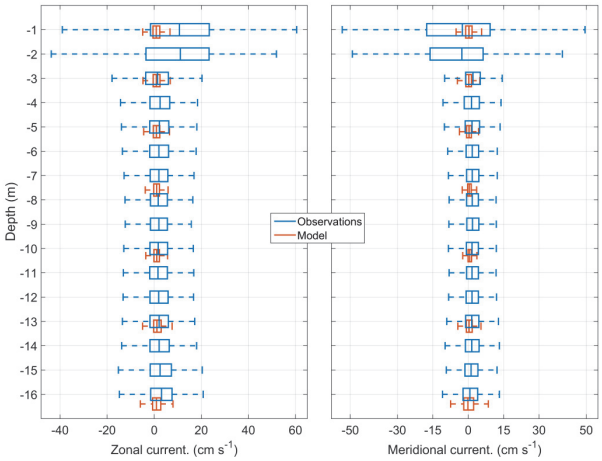


Fig. 6. Boxplot de los perfiles de corriente observados y simulados de la componente zonal (Este-Oeste) y meridional (Norte-Sur). La línea central dentro del rectángulo indica el valor de la mediana. Los lados verticales de los rectángulos definen los límites del 25º y del 75º percentil (rango intercuartil). La longitud de las líneas horizontales discontinuas indica la horquilla de mediana ± 1.5 veces el rango intercuartil

Los datos medidos por el ADCP tienen mayor dispersión que los simulados por el modelo. Las observaciones presentan más variabilidad debido en parte a una mayor fluctuación de la corriente (mayor ancho de las cajas) y en parte a un mayor ruido (mayor longitud de las líneas discontinuas), típico en los datos experimentales. También se observa un repentino incremento de la dispersión de las dos celdas más superficiales del ADCP respecto al resto del perfil. Esto se debe a la interferencia con la superficie del mar que es un reflector mucho más potente que los de la propia columna de agua, lo que reduce notablemente la relación señal/ruido en las capas superficiales. Este fenómeno tiene un rango de influencia directamente proporcional al tamaño de las celdas, y en este caso está limitado a los dos primeros metros de profundidad, que no se pueden tener en cuenta a la hora de validar los datos del modelo. Por otro lado la escasa profundidad del punto de fondeo determina un gradiente vertical (baroclinicidad) de la corriente muy reducido, y se espera con buen criterio que ésta siga presentando el mismo patrón observado a lo largo de la columna de agua hasta la superficie, lo que también argumenta a favor de prescindir de esas dos celdas en los ejercicios de validación.

El acuerdo de los datos simulados con las observaciones es altamente satisfactorio, presentando los valores medianos de unos y otros una diferencia máxima inferior a 1 cm/s y 2 cm/s para las corrientes zonal y meridional, respectivamente, encontrándose dentro de los intervalos de confianza recíprocos en la mayoría de las celdas de los distintos niveles de profundidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

A pesar de la reducida amplitud de la corriente en esta zona de la Bahía de Málaga, la marea, aunque débil, es detectable tanto en las observaciones como en los datos que genera el modelo y juega un papel relativamente importante en los patrones de circulación costera. A este respecto procede una comparación de ambos tipos de datos en la banda de frecuencia mareal y el análisis armónico es la herramienta apropiada para validar los datos del modelo en este contexto. La *Fig. 7.* muestra las constantes armónicas de la constituyente semidiurna lunar M_2 que predomina claramente en la señal mareal para los datos medidos y simulados.

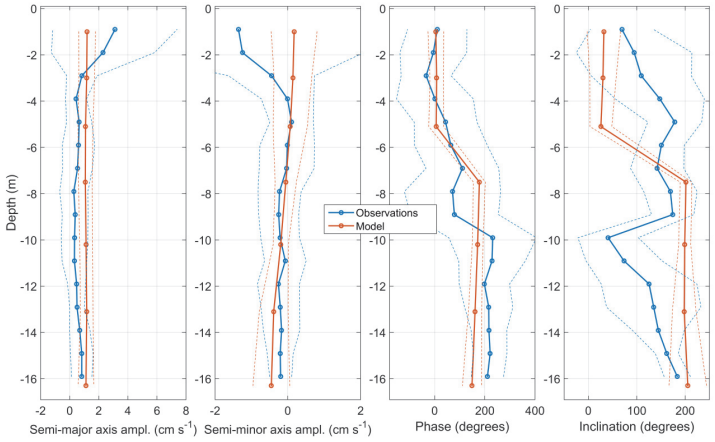


Fig. 7. Constantes armónicas de la constituyente M2 para datos medidos (en azul) y simulados (en naranja). Las amplitudes de los dos semiejes de las elipses de marea se expresan en cm/s siendo el signo del semieje menor indicativo del giro (negativo para un giro horario), la fase está referida al tránsito de la luna por el meridiano de Greenwich, y la inclinación indica la orientación de las elipses referidas al Este (0° Este; 90° Norte; -90° Sur). Las líneas discontinuas indican los intervalos de confianza del 95% de las constantes estimadas

La concordancia entre ellos es notable, con una ligera sobrestima de la amplitud del semieje mayor por parte del modelo, que nunca excede el centímetro por segundo. Es oportuno notar que los intervalos de confianza son generalmente muy anchos, especialmente los de las observaciones que presentan un elevado nivel de ruido que tiende a enmascarar la señal de marea. Las mayores discrepancias se observan en las dos celdas más someras que no deben tenerse en cuenta a la hora de validar por la contaminación producida por el eco de la superficie explicada anteriormente. De las cuatro constantes, la inclinación de la elipse es la que más discrepancias muestra, lo cual no es de extrañar en señales tan débiles. El modelo proporciona para ella, una confianza estadística notablemente mejor que la ofrecen las observaciones.

La *Fig. 8.* muestra el nivel del mar simulado por el modelo frente a la anomalía del registro de presión del ADCP, corregida por el desajuste de 20 cm causado por el intento fallido de recuperación ya comentado anteriormente.

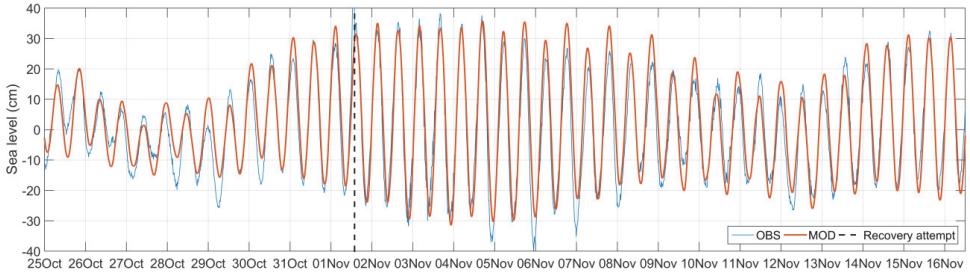


Fig. 8. Comparación entre el nivel del mar simulado por el modelo y la anomalía del registro de presión medido por el ADCP

El acuerdo de los dos conjuntos de datos es muy bueno, con el modelo que reproduce correctamente tanto la variabilidad semidiurna y diurna como la modulación quincenal correspondiente al ciclo de marea viva – marea muerta.
Tanto el modelo como el instrumento proporcionan valores de temperatura. Sobre ambos registros hay que hacer ciertas consideraciones:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

a) El sensor del ADCP tiene una precisión relativamente baja y sufre de cierta latencia
b) La temperatura medida por el instrumento muestra un sesgo importante de 8.5 °C que alerta sobre la fiabilidad del dato registrado
c) Las constante armónicas calculadas en las dos series (no mostradas), si bien muy coherentes entre sí, revelan una modulación mareal de la temperatura muy débil, con intervalos de confianza del mismo orden que las amplitudes de las propias constantes. Por todo ello y teniendo en cuenta además que el campo de temperatura no se usa para el análisis de los patrones de dispersión, no se ha considerado en los ejercicios de validación realizados

4.3. Clima

Se han recopilado datos de clima de dos ubicaciones diferentes.

1. **Estación meteorológica del Puerto de Málaga**, perteneciente a la Autoridad portuaria de Málaga, con coordenadas: 36°42'33.94"N - 4°25'35.37"O. La Autoridad portuaria de Málaga ha cedido los datos para este proyecto.
2. **Estación Meteorológica de Málaga** perteneciente al Instituto de Investigación y Formación Agraria y Pesquera, de la Consejería de Agricultura, Pesca y Desarrollo Rural de la Junta de Andalucía, con coordenadas: 36º 45' 23"N - 4º 32' 15" W.

El periodo de datos recopilados incluye el año 2016 y el año 2017 desde enero hasta octubre.

Como entrada de datos del modelo se han utilizado los datos proporcionados por la Autoridad Portuaria de Málaga, debido a su cercanía y correspondencia con el emplazamiento del correntímetro instalado.

Los datos de la Junta de Andalucía tan sólo se han usado como validación de los del puerto. También se ha recopilado la rosa de vientos en el mismo periodo, del punto Simar 2031080, cercano a la zona modelada.

5. Modelo numérico

El presente Capítulo describe los resultados de las simulaciones numéricas realizadas por GOFIMA.

Consta de dos partes principales que atañen a la validación de las salidas del modelo numérico empleado en el estudio y a los propios resultados de las simulaciones llevadas a cabo, incluyendo el análisis del posible origen de los vertidos.

5.1. Patrones de dispersión y origen de los vertidos

Los hallazgos de residuos sólidos flotantes realizados por EMASA corresponden a dos eventos centrados en la segunda y la última semana de abril de 2017, durante los cuales se ha encontrado una cierta cantidad de toallitas en los aliviaderos de las playas de la Misericordia y San Andrés. Como ya se ha mencionado, el objetivo del estudio es modelar las trayectorias de esos residuos para proporcionar información que pudiera conducir a averiguar el origen de los mismos y a tal fin se han seleccionado estos dos eventos que están bien documentados por EMASA para constatar la potencialidad del modelo como herramienta de diagnóstico en este tipo de análisis.

Para poder realizar la simulación de las trayectorias de flotantes virtuales correspondientes a estos eventos, GOFIMA ha realizado una simulación del modelo numérico en el periodo febrero - mayo 2017 en los tres dominios diseñados para este proyecto. Generalmente las inspecciones de los aliviaderos de los que procede la información empleada en este estudio se realizan en torno a las 8 de la mañana (horario de verano en Europa central, las 6 de la mañana hora de Greenwich, GMT). En el modelo se emplea la hora GMT, por lo cual se deberán añadir dos horas al horario simulado para referenciarlo al horario de las inspecciones. Las simulaciones de las trayectorias se realizan atrás en el tiempo, siendo la hora de comienzo de la simulación la hora referida de llegada de flotantes a la playa.

Dado el intervalo de 24 horas entre una inspección y otra, no existe una referencia temporal unívoca para definir la hora de comienzo de tales simulaciones, y el estudio de los patrones de advección de flotantes se ha llevado a cabo por medio de intentos iterativos. A continuación se presentan los resultados de una parte de los numerosos experimentos realizados (un total de más de 50) que proporcionan los patrones de advección más significativos; Como ejemplo del estudio realizado, se muestra la simulación del 7 al 12 de abril.Las simulaciones de los demás eventos se han realizado, pero no se muestran por motivos de espacio.

5.2. Evento 1: del 7 al 12 de abril de 2017

Los hallazgos relativos al evento 1, concentrados en la segunda semana de abril, afectan a los aliviaderos ubicados desde el centro de la playa de la Misericordia hasta su límite norte con el puerto de Málaga.

Las dos simulaciones relativas al hallazgo del 7 de abril en el aliviadero 24 muestran un patrón muy similar, con trayectorias que indican una convergencia hacia el emisario Órfila. En ambos casos las partículas virtuales transitan en las cercanías del emisario durante un periodo aproximado de 12 horas (desde las 03h hasta las 15h del día 5 de abril) y durante el cual la advección de flotantes hacia la costa acelera (frena) en la fase de marea vaciante (llenante). Es interesante observar como en las dos simulaciones, a pesar del desfase de 5 horas en el tiempo de llegada a la playa (tiempo de comienzo de la simulación),

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

las partículas transitan por primera vez por el emisario en el mismo momento (~15h del 5 de abril), demostrando una elevada coherencia en los patrones de advección que responden a las pulsaciones de la marea. Las partículas habrían llegado a la playa con la última marea vaciante del 6 de abril (alrededor de las 18h) y quedado estancadas en la orilla (ayudadas por el oleaje favorable del este-sudeste), hasta ser detectadas en la mañana siguiente del día 7.

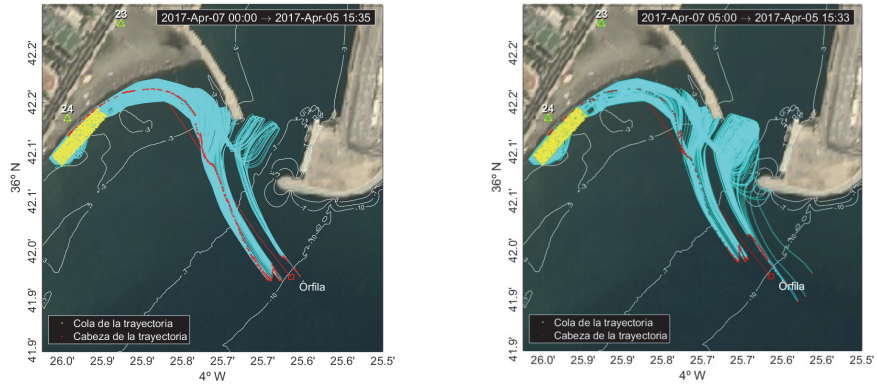


Fig. 9. Trayectorias simuladas para el aliviadero 24 el 7 de Abril a las 00h (izquierda) y a las 05h (derecha)

Las dos simulaciones relativas a los hallazgos de los días 8 y 9 en el aliviadero 23 presentan patrones de advección muy similares y coherente con los anteriores. De nuevo, las trayectorias convergen en las inmediaciones del emisario Órfila, aunque esta vez transitan unos 80 metros más al norte. A diferencia del caso anterior del aliviadero 24, las partículas habrían viajado sujetas a una menor dispersión, y tardado unas 30 horas en alcanzar la playa, llegando a ella la noche del día anterior al hallazgo. En las trayectorias dibujadas en la simulación de las 05h del 8 de abril (panel de la izquierda en la *Fig. 9.*) se puede apreciar claramente el efecto pulsante de la marea sobre el patrón de advección de las partículas, que desaceleran bruscamente y viran hacia oeste delante de la entrada del puerto en torno a las 00h del día 7.

Las dos simulaciones relativas a los hallazgos del 9 y 10 de abril en los aliviaderos 28 y 24, respectivamente, confirman el patrón de advección procedente de Órfila (*Fig. 10.*). En el caso del aliviadero 24 (panel de la derecha), las partículas transitan unos 100 metros al norte de la posición del emisario. Llama la atención no haber encontrado toallitas en los aliviaderos 25, 26 y 27, ubicados entre el 24 y el 28. Como se puede apreciar en el panel izquierdo de la *Fig. 10.* , las trayectorias de las partículas virtuales procedentes del emisario de Órfila llegan a la costa en las inmediaciones del aliviadero 25 y luego la recorren transitando delante de los 26 y 27 (la curva que realizan las trayectorias frente a estos es un artificio matemático causado por la discretización del mallado del modelo a la largo de la costa).

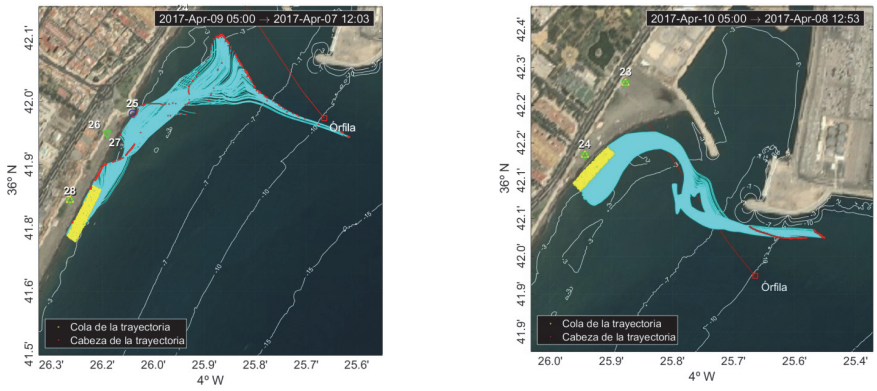


Fig. 10. Trayectorias simuladas para el aliviadero 28 el 9 de Abril a las 05h (izquierda) y el aliviadero 24 el 10 de abril a las 05h (derecha)

Los hallazgos realizados en el aliviadero 31 parecen no responder al patrón común de los casos analizados hasta ahora. El aliviadero se encuentra a más de 600 metros del más cercano de todos los restantes involucrados en el evento 1 y en un lugar que presenta un régimen de corrientes muy débil. Cada una de las simulaciones realizadas para los hallazgos del día 8, 11 y 12 (no mostradas) reportan un estancamiento de las partículas en la cercanía del aliviadero y un muy débil transporte de las mismas que las desplaza unos 300 metros hacia el norte en un intervalo de 3 días. Este patrón, de ser

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

realista, apuntaría de nuevo a un posible origen en el emisario de Órfila, aunque ello sería poco compatible con el régimen observado en los aliviaderos ubicados más al norte.

Para el resto de los aliviaderos involucrados en los hallazgos del día 24 los experimentos (no mostrados) sugieren que las partículas advectadas hacia costa en el día 23 habrían permanecido recirculando cerca de ella durante el mismo día (cuando el oleaje ya había bajado notablemente) y habrían terminado por volver a varar a la playa a lo largo de ese día, para ser detectadas de nuevo en las inspecciones del día 24.

Referencias

CARRÈRE, L., AND F. LYARD. (2003). "Modeling the barotropic response of the global ocean to atmospheric wind and pressure forcing - comparisons with observations". *Geophys. Res. Lett. 30: 1275*. doi:10.1029/2002GL016473

CATS, G., AND L. WOLTERS. (1996). "The Hirlam project [meteorology]". *IEEE Comput. Sci. Eng. 3: 4–7*. doi:10.1109/99.556505

FANJUL, E. Á., B. P. GÓMEZ, AND I. R. S. ARÉVALO. (2001). "Nivmar: a storm surge forecasting system for Spanish waters". *Sci. Mar. 65: 145–154*. doi:http://dx.doi.org/10.3989/scimar.2001.65s1145

MARSHALL, J., A. ADCROFT, C. HILL, L. PERELMAN, AND C. HEISEY. (1997). "A finite-volume, incompressible Navier Stokes model for studies of the ocean on parallel computers. *J. Geophys. Res. Ocean. 102: 5753–5766*. doi:10.1029/96JC02775

NAVASCUÉS, B., J. CALVO, G. MORALES, AND OTHERS. (2013). "Long-term verification of HIRLAM and ECMWF forecasts over Southern Europe: History and perspectives of Numerical Weather Prediction at AEMET". *Atmos. Res. 125–126: 20–33.* doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2013.01.010

SAMMARTINO, S., J. GARCÍA LAFUENTE, J. C. SÁNCHEZ GARRIDO, F. J. DE LOS SANTOS, E. ÁLVAREZ FANJUL, C. NARANJO, M. BRUNO, AND C. CALERO. (2014). "A numerical model analysis of the tidal flows in the Bay of Algeciras, Strait of Gibraltar". *Cont. Shelf Res. 72: 34–46*. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.csr.2013.11.002

SAMMARTINO, S., J. C. SÁNCHEZ-GARRIDO, C. NARANJO, J. GARCÍA-LAFUENTE, P. RODRÍGUEZ-RUBIO, AND M. SOTILLO. (2017). "Water renewal in semi-enclosed basins: A high resolution Lagrangian approach with application to the Bay of Algeciras, Strait of Gibraltar". *Limnol. Oceanogr. Methods In press.*

SÁNCHEZ GARRIDO, J. C., J. GARCÍA LAFUENTE, E. ÁLVAREZ FANJUL, M. G. SOTILLO, AND F. J. DE LOS SANTOS. (2013). "What does cause the collapse of the Western Alboran Gyre? Results of an operational ocean model". *Prog. Oceanogr. 116: 142–153*. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.pocean.2013.07.002

SÁNCHEZ GARRIDO, J. C., J. GARCÍA LAFUENTE, S. SAMMARTINO, C. NARANJO, F. J. DE LOS SANTOS, AND E. ÁLVAREZ FANJUL. (2014). "Meteorologically-driven circulation and flushing times of the Bay of Algeciras, Strait of Gibraltar*". Mar. Pollut. Bull. 80: 97–106*.

SÁNCHEZ GARRIDO, J. C., C. NARANJO, D. MACÍAS, J. GARCÍA-LAFUENTE, AND T. OGUZ. (2015). "Modeling the impact of tidal flows on the biological productivity of the Alboran Sea". J. Geophys. Res. Ocean. 120: 7329–7345. doi:10.1002/2015JC010885

SMITH, J. A. (2006). "Observed Variability of Ocean Wave Stokes Drift, and the Eulerian Response to Passing Groups". *J. Phys. Oceanogr. 36: 1381–1402*. doi:10.1175/JPO2910.1

SOTILLO, M. G., S. CAILLEAU, P. LORENTE, AND OTHERS. (2015). "The MyOcean IBI Ocean Forecast and Reanalysis Systems: operational products and roadmap to the future Copernicus Service". *J. Oper. Oceanogr. 8: 63–79*. doi:10.1080/1755876X.2015.1014663

WEBB, A., AND B. FOX-KEMPER. (2011). "Wave spectral moments and Stokes drift estimation". *Ocean Model. 40: 273–288*. doi:https://doi.org/10.1016/j.ocemod.2011.08.007

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Proyecto SAMOA-2: módulos de agitación, ondas largas y rebase, descripción general

Díaz-Hernández, Gabriel[a]; Rodríguez, Beatríz[a]; Lara, Javier L.[a]; Tomás, Antonio[a]; Álvarez de Eulate, María F.[a]; Medina, Raúl[a]; Álvarez Fanjul, Enrique[b]; Pérez Gómez, Begoña[b], García-Valdecasas, José María[b]

[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. diazg@unican.es, beatriz.rodriguez@unican.es, jav.lopez@unican.es, antonio.tomas@unican.es, maria.fuentes@unican.es, raul.medina@unican.es, [b]Puertos del Estado, Madrid, España. enrique@puertos.es, bego@puertos.es, jgvaldecasas@puertos.es

Resumen

En la segunda mitad del año 2018 y tras la finalización del proyecto SAMOA, Puertos del Estado publicó distintas licitaciones de proyecto denominados "SAMOA-2", con la finalidad de dar continuidad y mantenimiento a los módulos pre-existentes y también abrir nuevos módulos hasta la fecha, inéditos tanto en el ámbito nacional, como en el internacional. Dentro de esta nueva oferta de contratación pública, IHCantabria fue seleccionado para llevar a cabo tres nuevos módulos, a desarrollar en los próximos tres años: "PREDICCIÓN DE AGITACIÓN EN EL INTERIOR DE LOS PUERTOS EN EL MARCO DEL PROYECTO SAMOA2 (REF. EXPEDIENTE 41/17)", "PREDICCIÓN DE ONDA LARGA EN EL MARCO DEL PROYECTO SAMOA2, (REF. EXPEDIENTE 37/17)" y "SERVICIOS PARA EL DESARROLLO Y PUESTA EN MARCHA DE UN SISTEMA OPERACIONAL DE REBASES EN EL MARCO DEL PROYECTO SAMOA2 (REF. EXPEDIENTE 06/18)". El desarrollo de estos módulos supone todo un hito para IHCantabria, debido al impacto científico/técnico que tienen en la realidad portuaria española. Permitiendo además, a través de los mismos, continuar con la implementación y mejora de nuevas herramientas, métodos matemáticos y numéricos, así como la preparación de nuevas publicaciones científicas (gracias al plan de explotación científica contemplado en los proyectos), quedando todo ello al servicio del sistema portuario español.

Palabras clave: *predicción, alerta temprana, agitación, ondas infragravitatorias, rebase, operatividad, gestión portuaria.*

1. Introducción

En el Ámbito de la iniciativa SAMOA (Sistemas de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico a las Autoridades Portuarias), Puertos del Estado desarrolló una serie de sistemas operacionales durante los años 2015 a 2017, repartidos en cuatro temas generales: i) modelo atmosférico; ii) modelos de circulación, iii) modelo de agitación portuaria; y iv) instrumentación. El Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IHCantabria) fue seleccionado para poner en marcha una metodología numérica innovadora y enfocada a la predicción operacional de la agitación en 11 puertos a lo largo del litoral Español. Este sistema operacional se encuentra instalado actualmente en las oficinas de Puertos del Estado y funciona de manera automática en el CMA (Cuadro de Mando Ambiental) que gestiona Puertos del Estado, dando así servicio a las distintas Autoridades Portuarias y sus correspondientes puertos: Barcelona, Gijón, Málaga, Almería, Carboneras, S.C. de La Palma, S.S. de La Gomera, S.C. de Tenerife, Las Palmas, Arrecife y Puerto del Rosario.

El proyecto SAMOA-2-Agitación es una continuación del proyecto SAMOA-1 y el hecho de que en esta nueva versión (SAMOA-2) se repita la convocatoria de proyecto por parte de Puertos del Estado, es un indicador de la calidad y éxito alcanzado por el sistema hasta ahora desarrollado. En esta nueva versión del sistema de agitación, se extenderán los puertos de análisis (9 puertos) y el uso de la herramienta operativa. Las nuevas Autoridades Portuarias involucradas, por lo tanto, se podrán beneficiar enormemente de este novedoso producto que, a nivel mundial, es único por su calidad y alcance obtenidos. Gracias a las predicciones de agitación aportadas por el sistema en los puertos objetivo, cada Autoridad Portuaria podrá optimizar las labores de gestión en la zona de amarre, entender mejor las condiciones del oleaje en muelle y prever con suficiente antelación cualquier maniobra necesaria para optimizar las labores de carga y descarga.

Por otro lado, en el marco del proyecto SAMOA-2-Onda Larga, se va a poner en marcha un sistema operacional capaz de hacer predicciones de agitación portuaria por la acción de las ondas largas (asociadas a las oscilaciones entre 30 y 600 s vinculadas al agrupamiento del oleaje, también denominadas ondas infragravitatorias). Este sistema, pionero en España,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

será implantado en las Autoridades Portuarias de Santa Cruz de Tenerife (en los puertos de Santa Cruz de Tenerife, Granadilla, Santa Cruz de la Palma y San Sebastián de la Gomera), Huelva y Ferrol-San Cibrao (en el puerto de Ferrol). El objetivo es ampliar el conocimiento de la respuesta de cada uno de estos puertos ante la acción y penetración de las ondas infragravitatorias, cuantificar los efectos resonantes que derivan en sobre-amplificaciones en superficie libre y corrientes extraordinarias, todo ello con carácter predictivo (forecast) y basado en un exhaustivo conocimiento del medio con carácter histórico (hindcast) y validado con datos instrumentales medidos in situ. Este fenómeno hasta ahora ha sido poco estudiado y menos aún aplicado a un producto de explotación portuaria. Por lo tanto, el impacto económico, social y de gestión portuaria que aporta este proyecto es enorme, debido a que se podrá evaluar de forma rápida y fiable los efectos inducidos por la penetración de las ondas infragravitatorias en los puertos objeto de estudio. De este modo, cada Autoridad Portuaria contará con una herramienta de fácil consulta, que le aporte las posibles paradas operativas debidas a los efectos de sobre-amplificación resonante dentro de los puertos, la sobre-agitación y el efecto de las corrientes extraordinarias dentro de las dársenas y muelles, y su efecto en las embarcaciones amarradas.

Finalmente, Puertos del Estado desea ofrecer un nuevo módulo de predicción basado en el fenómeno de rebase del oleaje sobre estructuras de abrigo portuario, destacando la importancia de este fenómeno en relación a la seguridad, parada operativa y gestión de las infraestructuras portuarias en general. Por ello, la iniciativa SAMOA-2-Rebase promueve el desarrollo de este innovador sistema operacional de rebase para las Autoridades Portuarias de Almería, Barcelona, Ferrol-San Cibrao y Huelva, pensando en su inmediata integración en el CMA. El sistema partirá de las predicciones del oleaje aportado por el sistema SAPO de Puertos del Estado, para después propagar dicho oleaje desde el punto SAPO hasta pie de estructura, incluyendo efectos tridimensionales de propagación de oleaje y la interacción de éste con las obras de protección portuaria. Todo ello a través del uso de herramientas numéricas de última generación, tanto para la propagación de oleaje en el ámbito 2DH, su interacción de detalle 2DV y su validación con datos instrumentales no intrusivos a través de video-imagen.

La figura 1 muestra el mapa de sistemas a ser implementados tras la finalización de los 3 proyectos dentro de la estrategia SAMOA-2.

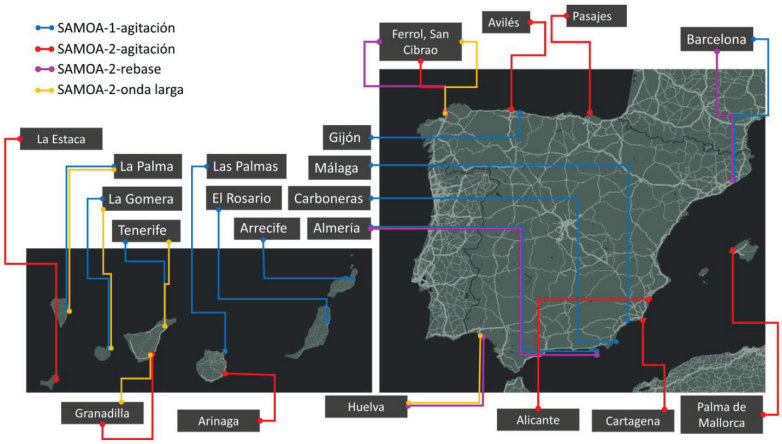


Fig. 1. Mapa de localización de los desarrollos SAMOA-agitación y futuros desarrollos SAMOA-2 para agitación, rebase y ondas largas

El presente artículo presenta las ideas generales, método y organización de cada uno de los tres proyectos que actualmente se encuentran en fase de desarrollo, así como los resultados esperados.

2. Módulo SAMOA-2-Agitación

El oleaje, con periodos de oscilación entre 1 y 30 s, que se propaga desde aguas profundas hasta la costa, experimenta diferentes procesos de transformación debidos a la influencia de los contornos batimétricos y topográficos que condicionan su energía, disipación, dirección, giro y reflexión. Cuando estas oscilaciones asociadas al oleaje penetran hacia las instalaciones portuarias, dársenas y muelles, el proceso de reflexión parcial desde los contornos se hace más

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

evidente y cobra gran importancia. Este complejo proceso físico se puede traducir en el concepto de agitación portuaria por oleaje, que en otras palabras, se trata de la resultante energética de la acción del oleaje que penetra en la nstalación portuatia y se refleja desde sus contornos naturales y artificiales.

El concepto de operatividad portuaria y la consecuente parada operativa (dificultad o imposibilidad de realizar las labores de atraque, amarre, carga y descarga de personas y/o mercancía) se encuentra altamente condicionado por la respuesta de agitación portuaria. Es por ello que un sistema predictivo que aporte de manera fiable esta respuesta, se traduce en una interesante herramienta de apoyo a la explotación portuaria.

Es por ello que a lo largo de los últimos 15 años, el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IHCantabria) ha venido trabajando íntimamente en el desarrollo de un método integral de análisis de la agitación portuaria, aplicado en distintos puertos a nivel mundial y particularizado a puertos del ámbito geográfico español, bajo dos prismas claramente diferenciados: a) el análisis histórico de la respuesta de agitación (también denominado hindcast) y b) el enfoque operacional/predictivo de la agitación (también denominado forecast).

Tal y como se mencionó en el apartado anterior y concretamente desde el año 2014, IHCantabria fue adjudicataria, dentro del proyecto SAMOA original, para el desarrollo del "módulo de predicción de la agitación" para las Autoridades Portuarias de: Barcelona, Almería (2 puertos); Gijón; Las Palmas (3 puertos); Málaga y Santa Cruz de Tenerife (3 puertos), enmarcado por la iniciativa SAMOA (Sistemas de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico a las Autoridades portuarias), del Organismo Público Puertos del Estado (OPPE).

La conceptualización de dicho módulo (realizada conjuntamente con el Área de Medio Físico del OPPE), ha permitido materializar los objetivos planteados en 2014 y elevarlos a una herramienta operacional práctica, validada y robusta. A la fecha, dicha herramienta es absolutamente funcional y está integrada en el Cuadro de Mando Ambiental (CMA), siendo de uso libre para las Autoridades Portuarias.

El proyecto SAMOA ha supuesto un verdadero reto conceptual para todos los implicados en su desarrollo y particularmente para el módulo de agitación portuaria. Se ha evolucionado el modelo numérico usado para adecuarlo a las especificidades y requerimientos de los productos del SAMOA. Además, se ha logrado implementar nuevas formulaciones científicas al ámbito de la ingeniería portuaria y oceanográfica, posicionando al OPPE en la vanguardia de la operativa de agitación portuaria a nivel mundial, proporcionando un incontestable servicio público que fomenta la mejora de las operaciones portuarias y la optimización de recursos por parte de las Autoridades Portuarias.

Por lo tanto y siguiendo la estela del proyecto SAMOA original, este nuevo proyecto pretende continuar el desarrollo y ampliar el producto SAMOA-Agitación a nuevas Autoridades Portuarias. La ampliación se realizará a los siguientes puertos: Alicante, Avilés, Palma de Mallorca, Cartagena, Arinaga, Granadilla, La Estaca, Pasajes y San Cibrao.

El objetivo es ampliar la actual operativa de respuesta de cada uno de estos puertos ante la acción y penetración del oleaje, y obtener los parámetros de agitación del oleaje con carácter predictivo (forecast), mediante un sistema validado con datos instrumentales medidos in situ.

El proyecto se ha dividido en las siguientes tareas o partidas (A, B, C, D, E, F, G).

2.1 Partida A. Establecimiento de un plan de explotación científica

Esta primera partida abre las tareas a desarrollar y aporta el marco científico de los productos que se desarrollen en el marco del presente proyecto. Es muy importante, por lo tanto, delimitar la visibilidad científica del proyecto, optimizando los recursos del equipo de trabajo y dar una importante ventana temporal para conceptualizar, madurar y materializar los productos de publicación científica y de difusión de resultados hacia la comunidad científica y técnica exterior.

2.2 Partida B. Pre-proceso del modelo de oleaje

Esta partida se encargará de coordinar al equipo de trabajo con el OPPE para la preparación de las ejecuciones del modelo de agitación, considerando la lista de trabajos sugerida en el pliego técnico: a) selección del modelo de agitación más adecuado; b) obtención de la batimetría y contorno del puerto; c) selección de los diferentes coeficientes de reflexión (en función de la tipología de las obras y las características del oleaje); d) selección de los puntosde forzamiento (SAPO) de entrada; e) selección de las frecuencias y direcciones que se van a procesar; y f) selección de los distintos niveles del mar que se van a procesar.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2.3 Partida C. Ejecuciones del modelo

La tercera partida se encargará de ejecutar todos y cada uno de los paquetes de oleaje monocromático identificados en la partida B, apartados e) y f). Considerando las repeticiones de los 3 niveles del mar.

La versión actualizada el modelo MSP v2.0 permite ser ejecutada en sistema Linux y por lo tanto, la carga computacional del proyecto puede ser aliviada a través del uso del Laboratorio e Supercomputación y Tecnologías de la Información de IHCantabria. Concretamente se empleará el nodo denominado NEPTUNO que forma parte del nodo ALTAMIRA de la Universidad de Cantabria dentro de la Red Española de Supercomputación. Consta de 1296 núcleos con una memoria de almacenamiento de 100TB y 5TB de memoria RAM.Gracias a este sistema de supercomputación, las ejecuciones de cada oleaje monocromático se agilizan de manera significativa debido a que se pueden compartimentar en distintos procesadores y por lo tanto se paralelizan las ejecuciones. Por ejemplo, para un puerto de grandes dimensiones como el Puerto de Gijón, con un catálogo de 528 oleajes monocromáticos a ser ejecutado (x 3 repeticiones con base en el nivel del mar = 1584 oleajes monocromáticos), el tiempo de ejecución final se puede reducir a un total de 3 días como máximo.

Esta capacidad aportada por la infraestructura de IHCantabria, es muy favorable a la hora de plantear cualquier repetición de los catálogos (cambio en la geometría, trabajo de validación, mejora del catálogo, etc.) y que es habitual realizar en la fase de pre-montaje numérico de cada puerto, donde las iteraciones (repeticiones) son fundamentales para aportar la fiabilidad final al sistema operacional de agitación. Finalmente, es importante indicar que cada catálogo de agitación pre-ejecutado será proporcionado al OPPE en formato NetCDF para su directa aplicación a la operativa actual.

2.4 Partida D. Validación pre-operacional y calibración

Una vez obtenidas todos y cada uno de los catálogos de oleaje monocromático pre-ejecutados para todos los puertos de estudio, se establecerá el protocolo de reconstrucción del espectro de oleaje con base en el algoritmo de suma energética de componentes monocromáticas y considerando las amplitudes reales que cada componente presenta en el exterior del puerto (explicado en el la partida B, e)).

Es importante destacar que la programación, adaptación, traducción (de MATLAB® a Python 3), e implementación de la operativa del OPPE constituyó una de las tareas más complejas dentro del proyecto SAMOA original y que, actualmente se encuentra incorporada en la operativa diaria de ejecución del módulo de agitación de dicho proyecto, estando completamente testada su robustez y eficiencia.

Una vez adaptado el código de reconstrucción espectral se procederá a la simulación de los espectros históricos que el OPPE ha ido guardando desde el inicio del proyecto hasta la fecha de validación (se estima que esta fase se alcanzará tras 6 meses del inicio del proyecto, por lo que al menos se tendrán 6 meses de datos para proceder al trabajo de validación).

Una vez que se han realizado la totalidad de los meses (al menos 6) disponibles, se llevará a cabo el procedimiento de validación con la finalidad de aportar una predicción fiable y realista. En esta etapa de avance del proyecto a este trabajo se le denomina “validación pre-operacional”. Por lo tanto, el sistema deberá validarse con información instrumental. Este trabajo de validación es fundamental para poder entender la generalidad del trabajo de la herramienta predictiva, identificar sus posibles carencias y/o tendencias de error y al mismo tiempo, contar con una información cuantitativa sobre la fiabilidad de sus predicciones. Para ello es necesario contar con distintas fuentes de información que, en una misma ventana temporal, sincronicen sus valores y al mismo tiempo sean representativas de la geometría final del puerto, para poder realizar una comparación justa y realista de una posible situación real futura operativa (para su uso en forecast).

Por ese motivo se optará por trabajar con las series horarias de mediciones de mareógrafos o instrumento MIROS el cual, con un post-tratamiento adecuado, también puede aportar información sobre la agitación en la banda frecuencial del oleaje (entre 1 y 30 s).

El OPPE aporta dicha información instrumental (en caso de existir) ya post-procesada, para la identificación del oleaje agitado en los distintos mareógrafos MIROS dentro de los puertos de interés del proyecto SAMOA-2.

Con la información instrumental, el sistema se validará en forma de parámetros estadísticos clásicos (BIAS, CORR, R2, etc.) que se generan al comparar dos series similares de distintas fuentes de datos (gráficos de dispersión o scatter plots mostrando la comparación instrumental vs. predicción numérica), así como los gráficos comparativos de evolución temporal (horaria) de las variables de agitación de altura de ola significante Hs y periodo de pico Tp. Es importante

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

destacar que las herramientas de post-proceso y comparación numérica vs. instrumental serán programas en lenguaje Python 3 y se proporcionarán al OPPE para su futura exportación operativa.

El trabajo de validación que se desarrollará en la presente partida permitirá cuantificar la bondad del modelo predictivo de agitaciones debidas al oleaje y al mismo tiempo, identificar aquellas debilidades que fomenten la divergencia en las predicciones, posibles errores en el montaje numérico o discrepancias en la información batimétrica y geométrica de cada puerto, con base en la realidad física del problema. Por todo ello, el siguiente paso dentro de esta partida se encargará de cuantificar estas diferencias y establecer la estrategia iterativa de mejora de cada una de ellas, realizando en primer lugar un análisis/diagnóstico de cada sub-parte del sistema, para posteriormente poder actuar en consecuencia y ultimar las mejoras necesarias para llegar a una versión definitiva del sistema operacional.

2.5 Partida E. Desarrollo de software operacional

Se trata de una tarea de integración de distintas partes ya desarrolladas. El punto de partida de esta tarea es, por lo tanto, el producto finalista obtenido en la partida D, una vez validado, calibrado y testado su adecuado funcionamiento, tanto operativo como predictivo.

El sistema numérico en este estado de madurez predictiva se instalará en la operativa existente en las oficinas del OPPE y seguirá el protocolo de tareas establecido en el módulo del sistema SAMOA-Agitación original. Éstas se presentan a continuación: a) lectura de la predicción de oleaje frente a cada puerto de estudio (espectros aportados por el sistema SAPO del OPPE con un formato estándar tipo SWAN-ASCII); b) aplicación del algoritmo de obtención de integración del "espectro equivalente" con base en cada espectro de oleaje del SAPO localizado en la zona exterior al puerto (y co-lineales al perímetro exterior del dominio numérico), obteniendo para cada hora de predicción sendos espectros de oleaje, a ser empleados como forzamientos horarios de esta nueva operativa de agitación; c) reconstrucción de todas y cada una de las componentes del espectro equivalente empleando la estrategia para cada puerto de estudio; d) obtención de los mapas de altura de ola significante para cada hora de predicción; e) extracción de las variables del oleaje (altura de ola significante y periodo de pico) para cada hora de predicción en puntos de control de especial interés operativo pre-establecidos por cada Autoridad Portuaria.

El proceso se automatiza con un flujo de programas en lenguaje Python 3 sobre un entorno LINUX/UNIX (actualmente usado por la operativa del OPPE). Los resultados de mapas y puntos de altura de oleaje se grabarán automáticamente en formato NetCDF para su directa integración en el repositorio del OPPE (FTP, OPENDAP, etc.), siguiendo la guía de estilo que el OPPE recomienda (similar a la empleada en el proyecto SAMOA-1).

Con respecto a los resultados en mapas, y con base en la experiencia pasada con el sistema de agitación del proyecto SAMOA-Agitación original, los mapas obtenidos que se encuentran originalmente proyectados en mallas no estructuradas de elementos triangulares se proyectarán en mallas estructuradas con la finalidad de poder ser leídos por el protocolo THREDDS1 (NetCDF-Java/CMD library, OpenGIS Consortium (OGC), Web Map Service (WMS), Godiva, etc.), con el cual el OPPE ha venido trabajando con éxito.

2.6 Partida F. Validación y calibración operacional

Esta partida comienza una vez que se ha logrado alojar con éxito el sistema operacional de agitación en la operativa del OPPE. A esta fase se la denomina "fase pre-operacional", la cual será probada en tiempo real con base en la comparación diaria de los datos instrumentales que los sistemas MIROS (en caso de contar con ellos) vayan aportando.

IHCantabria empleará los programas confeccionados en la partida E para darles un carácter operacional de uso diario con suficiente robustez para aportar información post-procesada en tiempo real por parte de los instrumentos MIROS, a la vez que recogerá las últimas predicciones (las últimas 24 horas).

Tras 6 meses de uso del sistema en su fase pre-operacional y tras haber realizado los últimos ajustes con base en los datos instrumentales, el sistema se elevará a su "fase operacional", en donde ya se considera que ha alcanzado un estadio definitivo y de explotación operacional diaria por parte del OPPE. Por ello, se deberá establecer un protocolo de intercomunicación entre IHCantabria y la oficina de Medio Físico del OPPE para la oportuna implementación y adecuado

[1] https://www.unidata.ucar.edu/software/thredds/current/tds/TDS.html

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

uso de las nuevas herramientas desarrolladas. En caso que la validación operacional no fuera satisfactoria, se repetirá el proceso de calibración del sistema (ver partida D). Adicionalmente se entregará un informe final al OPPE el cual integrará los últimos trabajos alcanzados tras la finalización de todas las partidas.

2.7 Partida G. Generación de la documentación requerida

Además de la documentación intermedia y final, IHCantabria aportará un informe mensual de avances para que el OPPE pueda controlar la adecuada evolución de las tareas. Los contenidos de cada informe mensual serán fijados por Puertos del Estado.

Al igual que el en proyecto SAMOA-Agitación original se confeccionará un documento técnico de desarrollo del sistema de agitación para cada uno de los puertos de estudio considerados en el proyecto SAMOA-2.

3. Módulo SAMOA-2-Onda Larga

Este proyecto se puede concebir como una continuación natural del sistema de agitación donde, en esta ocasión, el fenómeno a estudiar son las oscilaciones infragravitatorias de onda larga (con periodos entre 30 y 600 s), asociadas al agrupamiento y propagación del oleaje desde aguas profundas hasta el interior de los puertos. Por lo tanto, a lo largo de la presente descripción técnica se invocan algunos de los trabajos realizados durante el proyecto SAMOA original, los cuales darán pie a la descripción de las distintas partidas.

La respuesta de las dársenas portuarias ante la acción de este nuevo forzamiento son poco intuitivas (propio de su carácter no lineal), poco estudiadas por la literatura actual, complejas en su predicción y modestamente validadas con datos instrumentales. No obstante, los efectos que el barco amarrado en muelle puede experimentar son muy importantes, pudiendo verse sometido a sobre-elevaciones amplificadas del nivel medio del mar (mayores a las experimentadas por el oleaje agitado) y la generación de flujos de corriente que pueden reducir drásticamente las operaciones diarias (aumento de las paradas operativas) e incluso poner en riesgo la integridad de las embarcaciones, sus amarres y defensas.

En este proyecto se plantea desarrollar, implementar y poner en marcha una serie de sistemas operacionales capaces de hacer predicciones de agitación por la acción de las ondas largas (asociadas a las oscilaciones entre 30 y 600 s vinculadas al agrupamiento del oleaje, también denominadas ondas infragravitatorias) en las Autoridades Portuarias de Santa Cruz de Tenerife (4 puertos: Santa Cruz de Tenerife, Granadilla, Santa Cruz de la Palma y San Sebastián de la Gomera), Huelva y Ferrol-San Cibrao (Puerto de Ferrol).

El objetivo es ampliar el conocimiento de la respuesta de cada uno de estos puertos ante la acción y penetración de las ondas infragravitatorias, cuantificar los efectos resonantes que derivan en sobre-amplificaciones en superficie libre y corrientes extraordinarias, todo ello con carácter predictivo (forecast) y basado en un exhaustivo conocimiento del medio con carácter histórico (hindcast) y validado con datos instrumentales medidos in situ.

A continuación se describe el alcance de los trabajos a desarrollar por IHCantabria para poner en marcha los sistemas numéricos que predigan operacionalmente la agitación por ondas infragravitatorias en los seis puertos anteriormente mencionados.

El proyecto se desglosa en las siguientes tareas o partidas (más 2 partidas análogas a las A y B del proyecto SAMOA-2-Agitación anteriormente mencionadas).

3.1. Partida C. Generación de una metodología y de un software para la obtención del espectro de onda larga a partir de espectros del oleaje. Aplicación del mismo a resultados del modelo de oleaje SWAN y a los datos de las boyas en aguas profundas de Puertos del Estado

Esta partida se puede considerar el núcleo del presente desarrollo operacional, ya que obedece a las rutinas y algoritmos que permiten inferir la energía espectral infragravitatoria con base en el espectro de oleaje. Se propone esta novedosa estrategia ya que en la actualidad se considera inviable seguir un método generalizado y operacional para la generación de las componentes infragravitatorias con otro tipo de modelo numérico avanzado (p. Ej. Modelos de propagación basados en las ecuaciones de Boussinesq), ya que este tipo de herramientas tienen un alto coste computacional, lo que las aleja rápidamente del carácter práctico, eficiente y operativo que requiere la herramienta predictiva a desarrollar. Además, este tipo de herramientas se ven limitadas especialmente por las grandes profundidades batimétricas (h) en la zona de incidencia del oleaje frente a los puertos, en especial para los localizados en las islas canarias, con ondas infragravitatorias

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

límite de kh>5 para este tipo de modelos (k= número de onda). Esta conclusión se conceptualiza en el método actual que se presenta en Diaz-Hernandez et al. (2015) y que dio pie a la programación de los algoritmos necesarios para inferir las componentes infragravitatorias de forma ágil, computacionalmente manejable, realista y eficiente, adaptando la estrategia general a los requerimientos de la operativa predictiva o forecast. Con este método es posible estimar analíticamente el aporte energético de baja frecuencia (ondas infragravitatorias) relacionado al agrupamiento del oleaje, en función de sus características espectrales y de propio agrupamiento. Para ello, se emplean las técnicas clásicas planteadas por Munk (1949), Longuet-Higgins y Stewart (1964), y Tucker (1950), que demostraron que las ondas de baja frecuencia vinculadas al agrupamiento del oleaje son resultado del balance energético representado por el tensor de radiación, proporcional al cuadrado de la altura de las olas que componen los grupos, encontrando que los periodos de baja frecuencia generados adoptan las dimensiones y celeridades de los grupos de olas.

Esta técnica permite conocer, obtener y trabajar con la información espectral real, proveniente de modelos oceánicos y regionales de oleaje (P. EJ. WAM, WWIIII, SWAN, etc.), para modificar directamente los paquetes de energía del espectro (de oleaje) discretizados espacial y direccionalmente, e inferir de esta forma las componentes infragravitatorias empleando una salida espectral del modelo SWAN de Booij et al. (1999), necesarias para forzar el subsecuente modelo de agitación en puertos.

El algoritmo empleado es suficientemente robusto para poder leer cualquier espectro direccional, ya sea generado de forma teórica con n parámetros espectrales SWELL y SEA (JONSWAP, TMA, etc.), numérica (modelos de tercera generación WAM, WWIII, SWAN, etc.), o directamente tomados de mediciones de boyas direccionales. Es importante mencionar que el algoritmo, actualmente programado en lenguaje MATLAB®, será traducido en lenguaje Python 3 y se pondrá a disposición del OPPE para su libre uso.

3.2. Partida D. Selección de casos a ejecutar

Una vez inferidos los espectros infragravitatorios con base en 1 año de espectros SAPO en aguas profundas, el estudio estará en condiciones de identificar los rangos direccionales y frecuenciales (periodos) que abarcan la casuística de oscilaciones infragravitatorias con base en la localización en el exterior de cada puerto de estudio.

Esta cuarta partida se encargará, por lo tanto, de establecer los criterios de selección del catálogo de ondas regulares con periodos entre 30 y 600 s a simular (componentes monocromáticas asociadas a las frecuencias infragravitatorias), para su posterior aprovechamiento en la reconstrucción de los espectros procedentes de la predicción del SAPO del OPPE, de forma análoga a la estrategia de reconstrucción empleada en el módulo de agitación del proyecto SAMOA original.

El objetivo fundamental de esta partida, es poder contar con un catálogo de ondas largas monocromáticas pre-ejecutados y suficientemente extensas, para poder reconstruir y evaluar adecuadamente las características de propagación del espectro en la banda infragravitatoria inferida dentro de las dársenas portuarias.

3.3. Partida E. Implementación de un modelo numérico de agitación y ejecución del catálogo de casos de onda larga. Desarrollo de un Atlas de resonancia en el puerto ante onda larga

Una vez identificados los rangos de periodos y direcciones de ondas infragravitatorias frente a cada puerto de estudio, se llevarán a cabo las simulaciones numéricas mediante el modelo MSP.

Cabe destacar que estas ejecuciones de oleajes monocromáticos representativos de toda la casuística de periodos y direcciones en la zona de estudio, se realizará con una altura de onda infragravitatoria de 0.1 m. Esta estrategia permite transformar el resultado de agitación por onda infragravitatoria en la zona portuaria correspondiente a esta amplitud de referencia y finalmente, hallar el resultado correspondiente a la amplitud dada por el paquete de energía correspondiente del espectro de oleaje infragravitatorio considerado en cada estado de mar, teniendo en cuenta que la energía espectral es proporcional al cuadrado de la altura de ola.

Como resultado de las ejecuciones monocromáticas con el modelo numérico, se obtienen igual número de archivos de salida de altura de onda larga y corrientes asociadas en cada nodo de la malla de propagación correspondiente al caso propagado. Estos resultados serán almacenados en formato hipermatriz con dimensiones [N x M x K], donde N=número de TLW x Número de DirLW, M = número de nodos de la malla y K = nivel del mar de referencia (1=bajamar, 2=media marea, y 3=pleamar).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Estas matrices (para altura de onda infragravitatoria monocromática y para corrientes asociadas a estas), se guardarán en formato NetCDF para cada puerto y podrán ser directamente leídos por la herramienta de reconstrucción espectral, descrita en la partida F.

Adicionalmente estas matrices se post-procesarán en un gráfico que integra la respuesta resonante en términos de amplificación de la onda larga incidente y la amplificación de las corrientes asociadas para distintas zonas en el interior de los puertos (áreas o puntos de control pre-establecidos y consensuados con el OPPE). Este gráfico deberá de ser capaz de integrar y relacionar de manera coherente toda la información de periodos, direcciones, amplificaciones de onda larga y corrientes para todos los puntos de control, para que de un solo vistazo, el usuario pueda reconocer de manera sencilla la respuesta de cada dársena en cada puerto de estudio.

Esta representación puede ser interpretada como un "Atlas de resonancia asociado a la onda larga" para cada puerto, el cual se integrará en la documentación a entregar a cada uno de puertos. Éste incluirá además una breve descripción del diagnóstico de respuesta de las oscilaciones resonantes más relevantes de cada dársena y en cualquier punto de control pre-establecido, con base en la estadística del oleaje y ondas infragravitatorias del año simulado en la partida D.

3.4. Partida F. Propagación de la onda larga. Validación del sistema

Una vez obtenidas todas y cada una de las matrices de ondas largas monocromáticas y corrientes asociadas en la partida E, para todos los puertos de estudio, se establecerá el protocolo de reconstrucción del espectro de la banda infragravitatoria con base en el algoritmo de suma energética de componentes monocromáticas y considerando las amplitudes reales que cada componente presenta en el exterior del puerto. Esta estrategia plantea la modificación del actual algoritmo de reconstrucción anteriormente mencionado y empleado en el proyecto SAMOA original. Las modificaciones al programa se prevén sutiles y enfocadas a la ampliación de los límites frecuenciales y direccionales de reconstrucción, y a la optimización de algunas rutinas de lectura de las matrices que recogen el catálogo pre-ejecutado.

Es importante destacar que la programación, adaptación, traducción (de MATLAB® a Python 3), e implementación de la operativa del OPPE constituyó una de las tareas más complejas dentro del proyecto SAMOA original y que, actualmente se encuentra más que superada y testada diariamente por el módulo de agitación de dicho proyecto.

Una vez que se han realizado la totalidad de reconstrucciones para el año seleccionado en la partida C, se llevará a cabo el procedimiento de validación con la finalidad de aportar una predicción fiable y realista. Por lo tanto el sistema deberá validarse con información instrumental. Este trabajo de validación es fundamental para poder entender la generalidad del trabajo de la herramienta predictiva, identificar sus posibles carencias y/o tendencias de error y al mismo tiempo, contar con una información cuantitativa sobre la fiabilidad de sus predicciones.

Para ello es necesario contar con distintas fuentes de información que, en una misma ventana temporal, sincronicen sus valores y al mismo tiempo sean representativas de la geometría final del puerto, para poder realizar una comparación justa y realista de una posible situación real futura operativa (para su uso en forecast).

Por ese motivo se optará por trabajar con las series horarias de mediciones de mareógrafos o instrumento MIROS el cual, con un post-tratamiento adecuado, también puede aportar información sobre la agitación infragravitatoria en la misma localización (p. Ej. Empleando algoritmos de filtrado, estrategias wavelet y/o métodos tipo espectrogramas o FFT).

3.5. Partida G. Calibración y ajuste de los resultados con base en el trabajo de validación

El trabajo de validación que se desarrollará en la partida F permitirá cuantificar la bondad del modelo predictivo de agitaciones infragravitatorias y al mismo tiempo, identificar aquellas debilidades que fomenten la divergencia en las predicciones, posibles errores en el montaje numérico o discrepancias en la información batimétrica y geométrica de cada puerto con base en la realidad física del problema.

Por todo ello, la presente partida G se encargará de cuantificar estas diferencias y establecer la estrategia iterativa de mejora de cada una de ellas, realizando en primer lugar un análisis/diagnóstico de cada sub-parte del sistema, para posteriormente poder actuar en consecuencia y ultimar las mejoras necesarias para llegar a una versión definitiva del sistema operacional.

IHCantabria cuenta con una amplia experiencia en el desarrollo de este tipo de sistemas operacionales, y ya tiene identificados aquellos condicionantes en el montaje numérico que pueden dar lugar a algún tipo de error o discrepancia

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

en las predicciones y que a la hora de contrastarlas con información instrumental, serán fácilmente identificadas. En general los sistemas de predicción numérica de agitación infragravitatoria suelen presentar importantes incertidumbres, en la cuantificación adecuada del forzamiento (a diferencia de los clásicos sistemas de agitación por oleaje, donde gran parte de la incertidumbre recae en el adecuado uso de los coeficientes de reflexión). Esto se debe a que este tipo de sistemas de agitación infragravitatoria suelen considerar 100% reflexión en todos el perímetro portuario. Por lo tanto, se intuye que el esfuerzo de calibración que recoge esta partida G, se basará en la modificación del porcentaje de paquetes de energía en la banda de oleaje que considera el algoritmo de inferencia de las componentes infragravitatorias, que de hecho ese trata de un parámetro libre que debe ser ajustado con datos instrumentales.

Por estos motivos y en concreto el producto C.1 será susceptible de ser revisado y modificado con el fin de obtener una mejor predicción numérica. Esta modificación redundará en recomendaciones para el uso adecuado de la herramienta de generación de paquetes infragravitatorios dentro del espectro de oleaje (producto G.1).

3.6. Partida H. Adaptación de los resultados obtenidos al sistema operacional de Puertos del Estado

Se trata de una tarea de integración de distintas partes ya desarrolladas y específicamente sobre la configuración general del flujo de tareas que componen la metodología operativa del sistema general. El punto de partida de esta tarea es, por lo tanto, el producto finalista obtenido en la partida G, una vez validado, calibrado y testado su adecuado funcionamiento tanto operativo como predictivo. El sistema numérico en este estado de madurez predictiva se instalará en la operativa existente en las oficinas del OPPE y seguirá el protocolo de tareas establecido en el módulo del sistema SAMOA original.

3.7. Partida I. Seguimiento del sistema instalado para el puerto seleccionado (agitación + onda larga)

Etsa partida comienza una vez se ha logrado alojar con éxito el sistema operacional de agitación por ondas infragravitatorias en la operativa del OPPE. A esta fase se la denomina “fase pre-operacional”, la cual será probada en tiempo real con base en la comparación diaria de los datos instrumentales que los sistemas MIROS (en caso de contar con ellos) vayan aportando. IHCantabria re-elaborará los programas confeccionados en la partida F para darles un carácter operacional de uso diario con suficiente robustez para aportar información post-procesada en tiempo real por parte de los instrumentos MIROS, a la vez que recogerá las últimas predicciones (las últimas 24 horas). Esta segunda fase de validación, en fase pre-operacional, permitirá ahondar en el diagnóstico de la bondad predictiva del sistema y por lo tanto podrá marcar nuevas pautas de mejora adicionales no identificadas con suficiente precisión en las partidas F y G. Tras 6 meses de uso del sistema en su fase pre-operacional y tras haber realizado los últimos ajustes con base en los datos instrumentales, el sistema se elevará a su “fase operacional”, en donde ya se considera que ha alcanzado un estadio definitivo y de explotación operacional diaria por parte del OPPE.

3.8. Partida J. Creación de un retro-análisis de onda larga en el interior de los puertos

El sistema deberá ser adaptado para poder trabajar con información histórica proveniente de bases de datos de retro-análisis de oleaje y viento.

Este análisis complementario se considera muy importante debido a que permitirá conocer y cuantificar el comportamiento histórico de la respuesta de agitación y resonancia por ondas infragravitatorias penetrando hacia las dársenas de los puertos objeto de estudio. La información resultante de este análisis histórico se traduce en la confección de un análisis estadístico pormenorizado para cada zona de interés, punto de control o línea de amarre de los barcos en muelle, y en la capacidad de interpretar el comportamiento decadal, anual, estacional, mensual y semanal de cada uno de ellos.

3.9. Partida K. Confección de un Atlas histórico de operatividad asociado a onda larga

Esta partida se dedicará la explotación del dato de respuesta de agitación infragravitatoria reconstruida de forma horaria para toda la serie multidecadal. De este post-proceso se deriva la redacción de un documento de diagnóstico de la estadística de respuesta infragravitatoria para cada puerto y la confección de regímenes medios de altura de onda resonante y corrientes extraordinarias asociadas a estos eventos.

4. Módulo SAMOA-2-Rebase

Se define el caudal medio de rebase como el volumen de agua (m^3) que supera la cota de coronación de una estructura, promediada en una unidad de tiempo (s) y unidad de longitud de dique (m). Tiene dimensión de caudal ($m^3/s/m$) y generalmente se promedia en un estado de mar horario. El caudal de rebase sobre una estructura se produce de forma

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

intermitente y aleatoria en tiempo y espacio, en función de las características y distribución estadística de las olas individuales dentro del estado de mar (horario) incidente.

El rebase sobre una estructura puede producir daños o tener consecuencias negativas para los elementos situados al abrigo de ésta (personas, embarcaciones, estructuras, edificaciones, etc.), y es responsable de parte de la energía transmitida a través de las estructuras marítimas. Es por este motivo, que en la etapa de diseño de estas estructuras, se debe garantizar el cumplimiento de un cierto número anual de paradas operativas por rebase, con una cierta duración límite y asociadas a un caudal funcional pre-establecido (p. Ej. Definido por el programa Recomendaciones de Obras Marítimas, ROM y por el manual de cálculo de run-up y rebase EurOtop).

El estudio del rebase sobre una estructura de protección costera/portuaria, es un parámetro fundamental para su diseño, construcción y explotación. Esta variable tradicionalmente se cuantifica con base en el uso de formulaciones semi-empíricas que, en función de las características horarias del oleaje a pie de estructura (altura de ola significante Hs, periodo de pico Tp, Dirección media de propagación θ, y nivel del mar) y de las características de la sección de la obra de abrigo (talud exterior, presencia de berma intermedia, anchura de berma superior, tipo de piezas del manto principal, presencia de super-estructura, etc.), permiten obtener los parámetros de caudal de rebase promedio q ($m^3/s/m$) para el estado de mar (horario) analizado.

La ventaja evidente en el uso de este tipo de formulaciones radica en la sencillez de su implementación y la agilidad asociada a su cálculo, permitiendo realizar con facilidad la reconstrucción de la estadística horaria de rebase para series históricas multidecadales (p. Ej. Con base en el hindcast de oleaje y nivel del mar). No obstante, estas formulaciones pueden verse rápidamente limitadas en su aplicación debido a que han sido confeccionadas con un número finito de experimentos en laboratorio con características geométricas limitadas y no extrapolables a cualquier tipo de sección de la obra de abrigo a analizar. Es por este motivo que un estudio de rebase sobre cualquier estructura de abrigo costera y portuaria requiere apoyarse de herramientas alternativas para su adecuada evaluación, especialmente cuando se trata de obras de especial interés o relevancia. Una alternativa tradicional es someter a la estructura a un tratamiento experimental en laboratorio, a través del escalado de la sección y forzamientos (en canal y/o tanque de oleaje) y de la medición directa de los fenómenos de run-up y rebase del oleaje sobre la estructura. Esta práctica, aunque se pre-supone óptima para mejorar el entendimiento de la interacción del oleaje con la estructura, suele ser de difícil montaje y ejecución, costosa y muchas veces limitada por el rango de escalado impuesto por la infraestructura experimental, lo cual limita el número de ensayos en cuanto a forzamientos y extensión geométrica. Una segunda alternativa, que en los últimos años ha tenido una especial predominancia, es el uso de herramientas numéricas que resuelven la interacción del oleaje con estructuras, asimilando los procesos físicos más importantes que experimenta el flujo al remontar y rebasar sobre la estructura, incluyendo la porosidad en los mantos, la geometría real de la estructura y la estadística de olas individuales dentro del estado de mar (generalmente horario) que incide sobre estas. Esta segunda alternativa abre un abanico de posibilidades prácticamente ilimitado en el análisis del rebase del oleaje sobre estructuras costeras y portuarias, ya que permite extender el montaje geométrico a prácticamente cualquier escala y longitud, así como iterar con distintos forzamientos, distintas distribuciones de olas individuales, y distintas repeticiones del experimento para aportar un carácter estadístico al comportamiento del fenómeno a analizar.

Particularmente, IHCantabria cuenta con una amplia experiencia en el uso de este tipo de herramientas numéricas, tanto en el ámbito 3D como en el 2D, habiendo sido aplicadas en diversos proyectos de investigación y consultoría (pre-diseño, diseño y explotación costera y portuaria). Las herramientas disponibles en el catálogo de soluciones de IHCantabria han sido extensamente validadas con información instrumental proveniente de campo y laboratorio, de fuentes clásicas de la literatura y de datos generados ex profeso en sus propios laboratorios para la calibración de los parámetros libres más importantes involucrados en el fenómeno de rebase, tales como la rotura del oleaje, turbulencia, capa límite, porosidad de los mantos, generación/absorción del oleaje tanto lineal como no lineal y medición numérica de series de olas individuales y caudales de rebase instantáneos.

El proyecto promueve el desarrollo de este innovador sistema operacional de rebase para las Autoridades Portuarias de Almería, Barcelona, Ferrol, y Huelva, pensando en su inmediata integración en el CMA. El objetivo es ampliar la actual operativa de respuesta de cada uno de estos puertos ante la propagación, llegada e interacción del oleaje sobre las estructuras de abrigo pre-seleccionadas, todo ello con carácter predictivo (forecast), mediante un sistema validado con datos instrumentales medidos in situ.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El sistema deberá emplear las predicciones (a 3 días vista) del oleaje aportado por el sistema SAPO del OPPE, teniendo en cuenta la propagación del oleaje desde el punto SAPO hasta pie de estructura (en distintos tramos de estructura pre-definidos), incluyendo el ángulo de ataque del oleaje, y la interacción de éste con las obras de protección portuaria, para cualquier tipología de sección.

La figura 2 muestra un esquema general que engloba la hoja de ruta de implementación de la metodología propuesta por IHCantabria y su relación directa con cada una de las 9 partidas que se definen en el proyecto.

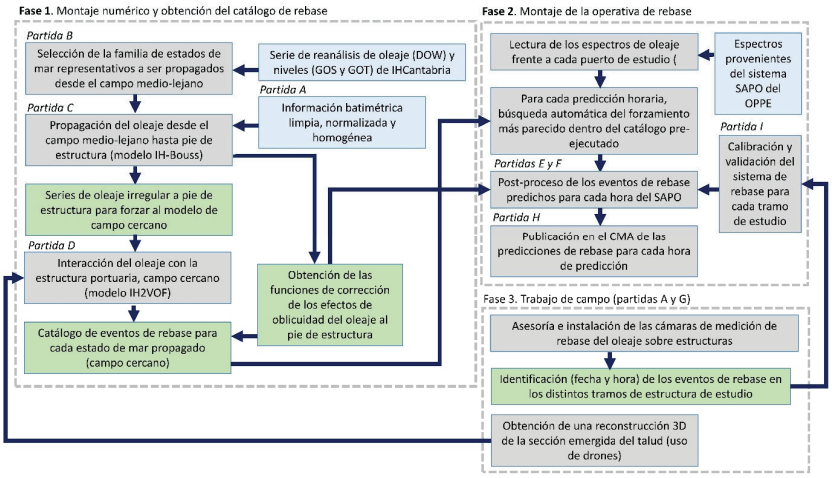


Fig. 2 Esquema de la metodología para el montaje del sistema operacional de rebase y su relación con las partidas de trabajo

Como se puede ver en la figura 2, el método se divide en tres fases: la fase 1 referente al montaje numérico y obtención de los catálogos de rebase, la fase 2 referente al montaje de la operativa incluyendo el trabajo iterativo de validación calibración, y la fase 3 en relación a la obtención de los datos instrumentales de rebase (con el uso de video-imagen) y configuración geométrica de las estructuras en talud a través del uso de tecnología dron. Adicionalmente, cada una de estas fases incluye tareas a desarrollar (cajas grises), bases de datos fuente a ser pre-tratadas para alimentar a algunas tareas (cajas azules) y productos derivados (nuevas bases de datos, catálogo pre-ejecutado de eventos de rebase, algoritmos de corrección de oblicuidad, etc.), que son obtenidos con cada una de las tareas propuestas (cajas verdes). Es importante mencionar que el orden y planificación en el calendario de las 3 fases propuestas puede realizarse en paralelo, ya que cada una de ellas responde a desarrollos independientes en su ejecución y solo necesitan ser coordinadas en sus estados más maduros para poderse interconectar entre sí. Con respecto a la fase 1, el montaje numérico se fundamenta en dos aproximaciones conceptuales bien diferenciadas (asociadas a la física inherente de propagación e interacción del oleaje con estructuras): a) el campo medio-lejano de propagación del oleaje hacia el pie de la estructura y b) el campo cercano de interacción del oleaje (remonte y rebase) con la estructura. Ambas etapas deben ser adecuadamente resueltas y una no es valiosa sin la otra, son absolutamente complementarias y suponen el núcleo numérico del método propuesto.

El primer ámbito numérico, relacionado al campo medio-lejano, gestiona la propagación del oleaje desde el punto de forzamiento (generalmente relacionado a la zona de acoplamiento entre el sistema de propagación de oleaje regional), y el modelo de propagación del oleaje hacia la estructura. De igual manera para la fase 1, pero con respecto al segundo ámbito numérico que establece el método general, se analiza el campo cercano de interacción del oleaje con estructuras de abrigo reales, empleando el modelo IH2VOF . El objetivo de esta sub-tarea es obtener los parámetros de rebase para un conjunto de estados de mar previamente seleccionados y propagados desde el campo medio-lejano con el modelo IH-Bouss. El uso del modelo IH2VOF permitirá, por lo tanto, obtener los resultados base para confeccionar el catálogo de eventos de rebase pre-ejecutados en relación a cada estado de mar analizado para cada tramo portuario, necesario para implantar la fase 2 del estudio: el sistema operacional de rebases en su estado inicial pre-operacional y estado final operacional.

Un punto innovador de la metodología respecto al uso del modelo IH2VOF es la integración del perfil real de las estructuras en talud de materiales sueltos a través de la asimilación de la reconstitución tridimensional del perfil emergido

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de la sección a través de la tecnología Dron. Dentro de la fase 2 del proyecto y una vez realizado el montaje numérico del campo medio-lejano (partidas A y C) acoplado con el campo cercano (partidas D), e identificadas las familias de estados de mar a ser empleadas como forzamientos (partida B), el siguiente paso dentro de la metodología operacional es integrar el sistema de predicción de rebase para cada tramo de estructura identificado en cada uno de los puertos de estudio (partidas E y F). En esta fase 2 de desarrollo del proyecto, el sistema de rebase habrá alcanzado su etapa pre-operacional en la que será sometido a un exhaustivo proceso de validación con base en datos instrumentales medidos in situ a través de una novedosa tecnología de video-imagen, obtenidas en la fase 3 del proyecto. El proceso de calibración y validación del sistema elevará el montaje a su estado operacional en formato integrado dentro del CMA del OPPE.

Agradecimientos

Se agradece a Rafael Molina Sánchez por el apoyo en la conceptualización y diseño de las campañas de campo de medición del rebase a través de medios no intrusivos (mediante el uso de drones) y cuantificación de los mapas de elevación del terreno para los cuerpos en talud de las estructuras de abrigo.

Referencias

BOOIJ, N., RIS, R. C. AND HOLTHUIJSEN, L. H. (1999), « A third-generation wave model for coastal regions, Part I: Model description and validation », *J. Geophys. Res*. Vol. 104, C4, pp.7649-7666.

CAMUS, P., MENDEZ, F., MEDINA, R. « A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas ». *Coastal Engineering* (2011), (851-861).

CAMUS, P.; MENDEZ, F.J.; MEDINA, R.; TOMAS, A.; IZAGUIRRE, C.; 2013. « High resolution Downscaled Ocean Waves (DOW) reanálisis in coastal areas », *Coastal Engineering*, 72, 56-68. doi:10.1016/j.coastaleng.2012.09.002.

DIAZ-HERNANDEZ, G., MENDEZ, F.J., LOSADA, I.J., CAMUS, P. MEDINA, R. (2015). "A nearshore long-term infragravity wave analysis for open harbours". *Coastal Engineering* 97:78-90 · March 2015. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2014.12.009.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Nuevas herramientas para la predicción del riesgo océano-meteorológico en Áreas Operativas de Interés

Campos, Álvaro[a], Molina, Rafael[a,b], Rodríguez, David[a], García-Valdecasas, Javier[c], Rodríguez, Alberto[c], Terrés-Nícoli, José María[c], de Alfonso, Marta[d], Álvarez-Fanjul, Enrique[d]

[a]Dpto. Ingeniería Civil. Transportes y Territorio. Universidad Politécnica de Madrid, Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. España. Emails: alvaro.campos@upm.es, rafael.molina@upm.es, david.rodriguez@upm.es

[b]CEHINAV-HRL-UPM. Canal de Experiencias Hidrodinámicas de Navales. ETSIN. Universidad Politécnica de Madrid. Ciudad Universitaria. 28040. Madrid. España.

[c]Oritia & Boreas S.L. C/ Ojos del Salado, 100, CP 18008 Granada. Emails: garciavaldecasas@oritiayboreas.es, rodriguezmoreno@oritiayboreas.com, terresnicoli@oritiayboreas.com

[d]Organismo Público Puertos del Estado. Avda. del Partenón, 10, CP 28042 Madrid. Emails: mar@puertos.es, enrique@puertos.es

Resumen

El sector marítimo y portuario está liderando en los últimos años un gran desarrollo, siendo referencia en investigación e innovación y dotándose de una profunda cultura de cambio, de adaptación. El Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE) ha contribuido en gran parte a este avance, participando activamente en el desarrollo de sistemas avanzados de medida y predicción de variables del medio físico con aplicaciones portuarias. En la actualidad el Área de Medio Físico, dentro del proyecto SAMOA2, está llevando a cabo un salto generacional en el esquema de predicción de variables océano-meteorológicas, apostando por un incremento de su resolución espacial a escala portuaria. Apoyada en estas predicciones de alta resolución, con marcos temporales de hasta 72 horas, se está desarrollando paralelamente una herramienta de gestión del riesgo operativo, descrita en el presente trabajo. Esta herramienta considera el carácter altamente espacial de los entornos portuarios mediante la caracterización previa de lo que se denominan Áreas Operativas de Interés (AOIs) y permite al usuario personalizar los umbrales operativos en líneas de atraque, fondeaderos, áreas de almacenamiento terrestre, etc., obteniendo así un atlas cualitativo "add-hoc" de riesgo operativo del puerto a través de un visor Web-GIS integrado en el Cuadro de Mando Ambiental (CMA) del OPPE. Con este proyecto se inicia el camino de la gestión del riesgo mediante la evaluación de la vulnerabilidad de las actividades que desarrolla la comunidad portuaria en un puerto.

Palabras clave: *SAMOA2, Áreas Operativas de Interés, AOIs, riesgo operativo, sistema operacional, vulnerabilidad, gestión, herramientas de apoyo a la toma de decisiones, OPPE, CMA.*

1. Introducción

Hoy en día nos encontramos en un contexto en el que se están realizando grandes avances en la gestión del riesgo operativo, en gran medida gracias al aumento en la resolución y la fiabilidad de las predicciones océano-meteorológicas y a una paulatina mejora en el propio conocimiento y limitaciones de las operaciones en mar y tierra, ligado a la estandarización de procesos, a su parametrización, modelización y monitorización. El Área de Medio Físico del Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE) ha liderado en nuestro país un salto generacional en el esquema de predicción gracias al proyecto SAMOA (Sistemas de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico a las Autoridades Portuarias), haciendo posible el aumento de la resolución espacial en la medida y el modelado de las principales variables océano-meteorológicas susceptibles de afectar a las infraestructuras y operaciones portuarias. Dada la experiencia positiva de este proyecto (Álvarez-Fanjul et al., 2019), se ha comenzado una segunda fase de implementación: el proyecto SAMOA2 (2018-2021), que situará a la mayor parte de las Autoridades Portuarias del litoral español en una posición excepcional a nivel mundial en lo que a predicciones océano-meteorológicas se refiere, llegando a resoluciones sub-métricas dentro de los puertos para oleaje (Rodríguez et al., 2019), viento (Terrés-Nicoli et al., 2019) y corrientes (Espino et al., 2019), con horizontes temporales de hasta 72h.

El fin último de este esfuerzo de desarrollo e implementación es conocer con alta resolución la interacción de estos agentes con el buque, la infraestructura y los medios de manipulación de la mercancía y, por tanto, su influencia en la operativa portuaria. Se trata de un paso importante hacia la gestión del riesgo operativo, que viene acompañado además del desarrollo de una herramienta de apoyo a la toma de decisiones planteada con un formato de atlas de predicción de riesgo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

operativo, en el que la importante componente espacial de los subsistemas portuarios se introduce a través de la aplicación del concepto de las Áreas Operativas de Interés (AOIs, ver Fig. 1) a los puertos de Barcelona, Tarragona, Cartagena, Málaga, Huelva, Santa Cruz de Tenerife y Granadilla. Este concepto fue desarrollado en el proyecto I+D+i Algeciras SafePort o SAMPA II (BOE núm. 19, de 22 de enero de 2015) e implantado por primera vez con éxito en la Autoridad Portuaria de Bahía de Algeciras.

Fig. 1. Ejemplo de AOIs en el Puerto Bahía de Algeciras. Fuente: Molina et al. (2017a)

Esta herramienta y sus fundamentos se describen en el Apartado 3, no sin antes realizar una revisión sobre el estado del arte en la gestión del riesgo operativo en el Apartado 2. Finalmente, el Apartado 4 recoge las principales conclusiones del presente trabajo.

2. Visión de futuro: hacia la gestión del riesgo operativo

En la actualidad estamos siendo testigos de una revolución tecnológica y, sobre todo, digital en la mayor parte de las áreas de conocimiento, así como en muchos aspectos de la vida cotidiana. Este desarrollo es evidente también a nivel portuario, en el que poco a poco se va caminando hacia un puerto 4.0, o puerto del futuro, tal y como se describe en Molina, 2018. Y es que efectivamente el sector marítimo y portuario ha avanzado en los últimos 40 años desde un modelo de diseño y explotación del siglo XIX a ser una referencia en investigación, desarrollo e innovación, donde se han ido sentando las bases para que los puertos no constituyan una costura en la cadena logística, sino que estén totalmente integrados y al servicio de la eficiencia y sostenibilidad de la cadena de transporte en su conjunto. Si bien el foco del sector en estos momentos está en la digitalización de procesos y en la automatización, es previsible que en un futuro la conectividad, sensorización, monitorización, el Internet de las Cosas (IoT), etc., permita, mediante técnicas de minería de datos, Inteligencia Artificial o Aprendizaje Automático, adaptar los distintos procesos y operaciones portuarias a los requerimientos de un modelo Lead Logistic Provider (LLP) que tenga en cuenta la cadena de suministro completa.

En este contexto, la gestión del riesgo operativo toma especial relevancia, ya que exige de un profundo conocimiento del comportamiento de cada subsistema portuario y de su respuesta frente a los agentes océano-meteorológicos (Gómez & Molina et al., 2018). Requiere, por tanto, de un alto nivel de sensorización y monitorización, manejada en tiempo real junto con herramientas de predicción y de apoyo a la toma de decisiones. Se trata de un reto que combina la componente espacial y temporal con las características infraestructurales, medios de manipulación y tipología de buques, de manera que, en una visión de futuro, podríamos estar hablando, dentro de la gestión portuaria, de términos como geo-probabilidad, evolución espacio-temporal de paradas operativas o del daño infraestructural, *Weather Routing 2.0*... Pero ¿en qué punto nos encontramos en estos momentos? Vamos a realizar una sucinta revisión del estado de cada uno de los pilares en los que puede fundamentarse la gestión del riesgo operativo: el medio físico, las infraestructuras, el buque - las operaciones y la gestión y explotación (ver Fig. 2)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

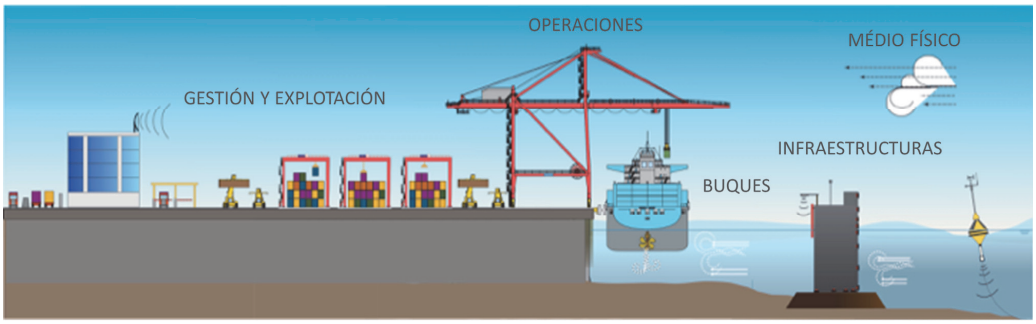


Fig. 2. Principales pilares en los que puede fundamentarse la conceptualización del riesgo operativo. Fuente: Molina et al., 2015

2.1 El medio físico

La caracterización del medio físico ha evolucionado desde las grandes profundidades, modelos lineales, gran escala numérica, baja densidad instrumental y baja frecuencia de adquisición hacia los entornos costeros, modelos dinámicos con alta no-linealidad, alta resolución numérica, alta densidad instrumental y alta frecuencia de adquisición a medida que la experiencia, la técnica y los medios han ido evolucionando. Las operaciones portuarias se asocian precisamente con esta segunda aproximación. Por ejemplo, la manipulación en tierra de contenedores mediante grúa se verá afectada por la velocidad y dirección de viento instantánea y por la persistencia de las ráfagas, considerando la interacción con todos los contornos presentes y el punto concreto del perfil vertical de viento donde se encuentre el contenedor en cada instante.

El medio físico es probablemente uno de los aspectos en los que más se ha trabajado hasta la fecha, por lo que el grado de desarrollo es alto. El proyecto SAMOA2 es un ejemplo de las grandes mejoras en la medida, modelización y predicción de las variables océano-meteorológicas, llevando la alta resolución al entorno portuario. Futuros desarrollos probablemente tendrán que ver con seguir aumentando la fiabilidad en las predicciones, modelizando el paso de buques (Diaz-Hernandez et al., 2018) y densificando la red de calibración instrumental. Para este último aspecto, es recomendable abogar por sistemas de monitorización autónomos, no intrusivos y de bajo coste, tres principios básicos en las líneas de desarrollo instrumental (Cabrerizo et al., 2012a y 2018a).

2.2 Las infraestructuras

Las infraestructuras también han sido ampliamente estudiadas, principalmente en la concepción y el diseño y, en menor medida, en su conservación y mantenimiento. Su exposición a los agentes océano-meteorológicos puede producir cambios en su geometría, por ejemplo, en el caso de los diques en talud, modificando a su vez su respuesta ante futuros eventos y pudiendo alterar su funcionalidad. Es por ello que una de las claves de futuro es posiblemente la monitorización en prototipo: monitorización periódica para actualizar el estado de las infraestructuras, monitorización después de temporales (pudiendo alimentar con ello modelos de evolución de daño como el de Castillo et al., 2012) y monitorización durante temporales para caracterizar fenómenos como el rebase, con potencial afección a la operativa portuaria y a sus instalaciones. Hasta la fecha la monitorización en prototipo no es extensiva debido a su alto coste; sin embargo, la aplicación de técnicas de visión artificial (Molina et al., 2008) y la combinación de vehículos no tripulados y técnicas de reconstrucción 3D basadas en imágenes, abren las puertas a disponer, por parte de las Autoridades Portuarias, de modelos actualizados del estado de la infraestructura portuaria al seguir las premisas de autonomía, no intrusividad y bajo coste mencionadas anteriormente.

2.3 El buque y las operaciones

El buque es, sin lugar a dudas, uno de los principales protagonistas de las operaciones portuarias: si bien hasta la fecha el foco ha estado puesto en los forzamientos del medio físico, en estos momentos caracterizar la interacción multiparamétrica de estos forzamientos con los seis grados de libertad del buque empieza ya a ser una de las prioridades, con proyectos punteros como el reciente sistema avanzado de predicción de la operatividad buque-infraestructura dentro del programa Algeciras Brainport 2020 (BOE núm. 59, de 8 marzo de 2018). Al igual que para el caso de los forzamientos del medio físico, es necesario combinar la modelización física y numérica con la monitorización en campo para alcanzar este objetivo, en el que el factor humano también puede llegar a ser una variable clave a tener en cuenta. En este sentido, cabe

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

destacar la metodología de Simulación Global Operativa (SiGO) desarrollada en el marco de colaboración de la Universidad Politécnica de Madrid con Puertos del Estado y que introduce al operador como variable aleatoria en la toma de decisiones de las operaciones portuarias (Cabrerizo et al., 2015).

Las operaciones son todas aquellas actividades en las que se fundamenta el término operatividad, que se define en la ROM 0.0-01 como "*el valor complementario de la probabilidad de parada en la fase de proyecto frente a todos los modos de parada principales adscritos a todos los estados límite de parada*". La probabilidad de que se pueda operar es, por tanto, un problema multi-dimensional para el cual es necesario caracterizar los modos de parada operativa (y sus posibles interrelaciones), que se definen en la ROM 0.0-01 como la "*causa, razón o motivo geométrico, físico, mecánico, químico o biológico por el cual, la obra o alguno de sus elementos estructurales*[1]*, deben dejar de operar o deben reducir su nivel funcional*". Si nos centráramos, por ejemplo, en el buque, podríamos caracterizar los modos de parada en tres estadios principales: la accesibilidad, la permanencia y la carga/descarga. Este último incluiría, no solo al buque, sino también a los medios de manipulación, y la operación en sí podría verse afectada por los distintos agentes océano-meteorológicos, por los movimientos que inducen en el buque, por la configuración de amarras y por las cargas de atraque y manipulación entre otros (ver Fig. 3).

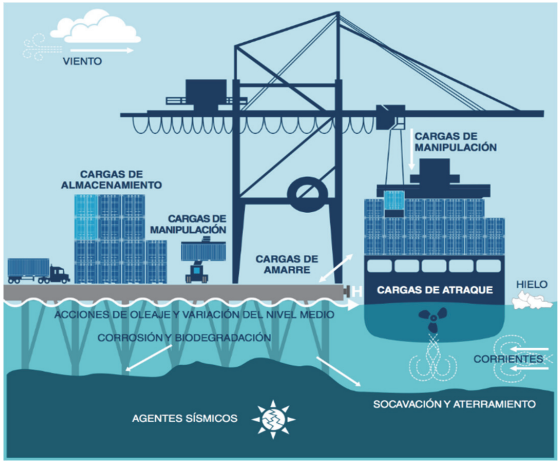


Fig. 3. Factores climáticos y de explotación que intervienen en la funcionalidad y operatividad de las líneas de atraque. Fuente: Molina et al. (2015)

El enfoque tradicional de la operatividad relaciona el rendimiento, seguridad y funcionalidad con valores umbrales de los forzadores del medio físico, de forma mono-paramétrica. La ROM 0.0-01 define el umbral operativo o valor umbral como la "*magnitud de un factor de proyecto cuya excedencia es significativa para la seguridad, el servicio y la explotación de la obra, de sus elementos o del entorno*". El umbral sigue siendo hoy en día uno de los ejes del diseño, gestión y explotación portuaria, pero presenta, tal y como se expone en Molina et al. (2015), una serie de limitaciones asociadas a la simplificación mono-paramétrica de un problema multi-dimensional, a no considerar explícitamente los movimientos del buque y a la variabilidad de las condiciones límite en relación a los medios de manipulación particulares y al propio factor humano. Algunos ejemplos de identificación de umbrales para operaciones navales singulares pueden encontrarse en Cabrerizo et al. (2012b y 2018b).

Debido al gran reto que supone su caracterización, al contar con una gran variedad de equipos y operaciones en los entornos portuarios y con un gran número de factores a considerar en cada caso, generalmente es en las operaciones portuarias donde hay una mayor incertidumbre a la hora de plantear modelos de gestión de riesgo operativo. La parametrización y predicción operativa de los subsistemas portuarios es posiblemente la vía más indicada para tomar

[1] Aquí añadiríamos, además de la obra y sus elementos estructurales, los medios de manipulación de mercancías, el buque, los medios auxiliares, el suministro eléctrico, etc.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

decisiones en tiempo real que permitan cumplir con los indicadores de nivel de servicio e incluso posibiliten una gestión integral de la cadena logística, tal y como se comentó anteriormente. Estos indicadores empiezan a estar cada vez más integrados en plataformas digitales como los Port Management Systems (PMS) y los Terminal Operating Systems (TOS). Además, la tendencia hacia la automatización o semi-automatización en la manipulación de las cargas, favorecidos por el proceso de normalización de estas, simplifican la sistematización de procesos y el conocimiento preciso del flujo de tareas (Gómez et al., 2014).

2.4 La gestión y explotación

Tal y como se ha expuesto, la digitalización de procesos, la sensorización, la monitorización, las salidas de modelos numéricos, etc. son elementos claves en el camino hacia la gestión del riesgo operativo. Sin embargo, al tratarse de un gran volumen de datos procedentes de distintas fuentes, introduce un reto de gestión y procesamiento del *Big Data*, en donde la trazabilidad y la normalización del dato resultan procesos claves. Algunos ejemplos donde ya se han planteado metodologías de gestión y procesamiento de *Big Data* océano-meteorológico son el sistema de predicción de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), el sistema de visualización Portus del OPPE, los modelos globales de reanálisis de oleaje (Reguero et al., 2012) del Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IHCantabria) o el proyecto *Global Analysis Platform for mETOcean Networks* (García-Valdecasas et al., 2017 y Rodríguez et al., 2018) de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). A partir de este gran volumen de información y empleando técnicas como el análisis multidimensional, la inteligencia artificial o la multi-umbralización, es posible desarrollar herramientas de apoyo a la toma de decisiones en base a modelos predictivos de alta fiabilidad que consideren el riesgo operativo (Gómez et al., 2015).

3. El presente: SAMOA2, Atlas de Riesgo Operativo

Si bien la gestión del riesgo operativo precisa aún, en términos generales, de ahondar sobre los modos de parada desde un punto de vista multi-dimensional con el buque como principal protagonista, iniciativas de caracterización en alta resolución del medio físico en entornos portuarios, como el proyecto SAMOA, abren las puertas a trabajar en esta línea, al mismo tiempo que permiten apoyar la toma de decisiones. De hecho, tal y como se comentó en la introducción, uno de los objetivos del proyecto SAMOA2 es precisamente el programar una herramienta de apoyo a la toma de decisiones para las Autoridades Portuarias de Barcelona, Tarragona, Cartagena, Málaga, Huelva, Santa Cruz de Tenerife y Granadilla. Para ello se ha desarrollado un Atlas de Riesgo Operativo para cada uno de los puertos planteando una versión simplificada del concepto de geo-probabilidad descrito en el apartado anterior, que fue aplicado con éxito en la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras en 2016 dentro del proyecto I+D+i Algeciras SafePort o SAMPA II (ver Fig. 4). Dicho concepto se basa a su vez en los dos pilares que se detallan a continuación: la alta espacialidad inherente a los espacios portuarios y la naturaleza probabilista del riesgo:

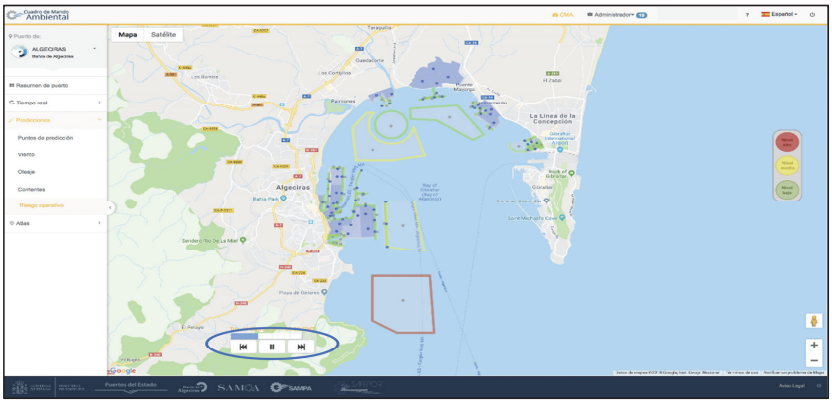


Fig. 4. Ejemplo de visualización en el CMA del Atlas de Riesgo Operativo para el Puerto de Algeciras. Nótese que la barra situada en la parte inferior está asociada con el instante temporal representado en el visor Web-GIS (hasta un límite de predicción de 72h). Fuente: https://cma.puertos.es

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- Los espacios portuarios son típicamente heterogéneos, con distintos usos, tipologías, medios de manipulación, buques tipo, calados, etc. Además, estos dominios espaciales están altamente sometidos a efectos de interacción local de los agentes océano-meteorológicos, las infraestructuras y los buques (Diaz-Hernández et al., 2012 y 2018). Por todo ello, estudiar la vulnerabilidad de un puerto y sus actividades frente a los agentes océano-meteorológicos es analizar pormenorizadamente cada uno de sus elementos y subsistemas, así como la interacción entre ellos. Dentro de la heterogeneidad manifestada anteriormente, Monfort et al. (2001) identifica y propone seis subsistemas principales dentro de un puerto: atraque/amarre, carga/descarga, almacenamiento, manipulación, transporte interno y entrega/recepción. Por otro lado, la ROM 0.0-01 introduce la importancia de la componente espacial en el diseño y construcción mediante la identificación de los tramos de obra. Extrapolando esta aproximación estructural hacia una visión operacional, Molina et al. (2017a) y Gómez & Molina et al. (2018) proponen el término Áreas Operativa de Interés (AOI) para referirse al "*espacio portuario con una misma actividad funcional, que comparte tipologías infraestructurales, medios de manipulación, usos del suelo, etc., y están sometidos de un modo homogéneo a los agentes del medio físico*". La definición de las AOIs, bien sean terrestres o marítimas, ofrece la posibilidad de identificar y caracterizar, no solo cada subsistema portuario, sino también los modos de parada e interconexiones entre ellos. Ante la posible falta de información, permite también poner de manifiesto potenciales necesidades de modelización o monitorización, con el fin de mejorar la gestión del riesgo operativo a través del conocimiento preciso de los procesos y umbrales que puedan provocar las paradas. Finalmente, discretizar un puerto en AOIs ofrece una estructura espacial en la que fundamentar la toma de decisiones y en la que sistematizar los análisis de riesgos, donde es posible ir acumulando experiencia y conocimiento y, por ende, ir aumentando la fiabilidad de los modelos predictivos en lo que a vulnerabilidad y coste se refiere.
- Por otro lado, el término "riesgo" tiene un amplio número de definiciones. Para el desarrollo de proyectos, Välilä (2005) identifica hasta 10 tipos distintos de riesgos: de diseño, de construcción, de calidad del servicio, de demanda, operativo, de pagos, financiero, político, medioambiental y de fuerza mayor. Su formulación depende del tipo de riesgo, pero también del sector económico y del área de conocimiento concreta. En Molina et al. (2018) se hace una revisión del concepto del riesgo, identificando fundamentalmente dos tipos en el sector portuario: el riesgo infraestructural y el operativo. El segundo tipo, que es en el cual se engloba la presente publicación, se define como "*un indicador que cuantifica la desviación sobre los objetivos económicos o de calidad de prestación de servicio de una actividad, derivada de la ocurrencia de modos de fallo o de parada en un área operativa de interés*". Se propone asimismo la siguiente formulación del riesgo:

  $$R = [P|V|C], \quad (1)$$

  que depende de tres conceptos relacionados entre sí: la probabilidad (P), la vulnerabilidad (V) y las consecuencias (C). Esta definición sigue la línea probabilista introducida en la ROM 0.0-01 y comienza por la caracterización de la aleatoriedad de todos los elementos que forman parte de la evaluación de la probabilidad de fallo y parada operativa, principalmente parámetros y agentes o amenazas. La vulnerabilidad hace referencia a cómo interaccionan las amenazas con el sistema y puede definirse como "*el grado de afección al que se ve sometido un elemento o grupo de elementos en riesgo como resultado de la ocurrencia de un suceso (agente, forzamiento o amenaza) que interfiere con el normal funcionamiento de la actividad para la que fueron diseñados, expresada en una escala de 0 a 1, donde 0 corresponde a la inexistencia de daño, y 1 a una pérdida total*" (Molina et al., 2017). Exige, por tanto, de un profundo conocimiento de los mecanismos asociados a los modos de fallo o de parada y a las posibles relaciones entre los distintos modos, típicamente caracterizadas a partir de árboles de fallo (Gómez et al., 2009 y Campos et al., 2010). Una visión simplificada de la vulnerabilidad es la definición de umbrales: en un enfoque booleano la vulnerabilidad sería 0 cuando las amenazas no superaran un determinado valor y 1 cuando superaran este valor. Finalmente hablar de riesgo es hablar también de consecuencias, normalmente cuantificadas a nivel económico a través de los costes asociados a la respuesta del sistema frente a las amenazas. Es decir, en el ejemplo anterior, esto se traduciría en cuantificar el coste asociado a la superación de ese determinado umbral.

Para llevar a cabo módulo de riesgo operativo del proyecto SAMOA2 se ha desarrollado la estructura funcional que se presenta en la Fig. 5. En primer lugar, se caracterizan las AOIs de cada puerto, tanto marítimas como terrestres,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

almacenando los metadatos de cada una de ellas, tales como su identificador, tipología, actividad, aspectos cuantitativos (área, longitud de muelle, calado...) y características del buque tipo que opera. En función de estos metadatos, se asignan por defecto umbrales operativos de agitación, corrientes y viento a cada AOI en base a los valores orientativos que ofrece la ROM 3.1-99 en su Tabla 8.1, consensuados posteriormente con las Autoridades Portuarias. Nótese que estos valores están edificados principalmente sobre estudios genéricos de modelización numérica y física, con una limitada experiencia de monitorización en campo. Además, tal y como se muestra en la Fig. 6, no solo debería considerarse adicionalmente los condicionantes particulares de los procesos y medios de manipulación en campo, sino que el propio operador, es decir, el factor humano, es en sí mismo una variable fundamental en la propia definición de los umbrales. Es por ello que se ofrecerá a cada usuario la posibilidad de personalizar dichos umbrales, para flexibilizar así el uso de la herramienta y que pueda dar servicio *add-hoc* a los requerimientos y necesidades de sus potenciales beneficiarios: gestores, concesionarios, prácticos, estibadores... Estos valores umbrales se compararán, para cada usuario y AOI, con las predicciones de alta resolución generadas a partir de los desarrollos del resto de módulos del proyecto SAMOA2. Aplicando un código semafórico a cada AOI (ver Tabla 1) se ofrece al usuario, a través de un visor Web-GIS, un mapa con una representación cualitativa de la vulnerabilidad operativa del puerto, personalizada para cada usuario y con la posibilidad de generar alertas y avisos por superación de umbrales. La dimensión temporal de esta evaluación, de hasta 72h de predicción, se ofrecerá a través de una barra de tiempo que irá caracterizando, de forma cíclica y a razón de 0.5s/h, el horizonte temporal en el que se producen las posibles variaciones de color del sombreado de las AOIs como consecuencia de la superación de umbrales. De este modo se conectan las condiciones de contorno océano-meteorológicas de alta resolución con los criterios de explotación y gestión del concesionario, usuario u operador.

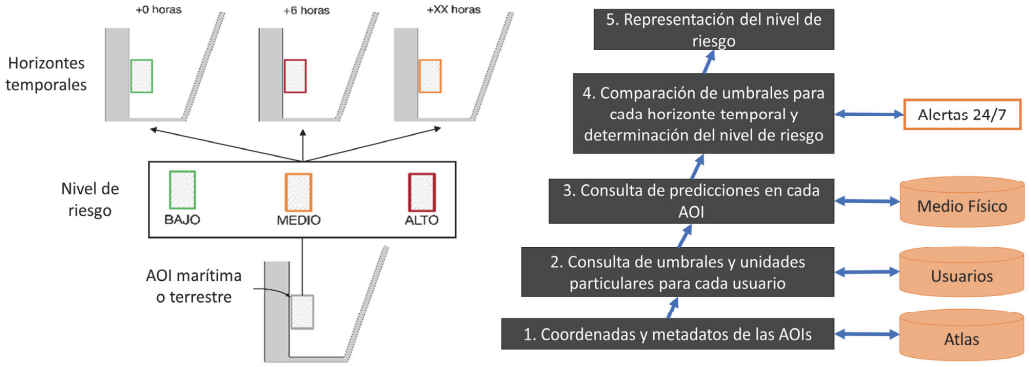


Fig. 5. Esquema conceptual para el desarrollo del módulo de Riesgo Operativo del proyecto SAMOA2. Fuente: Elaboración propia

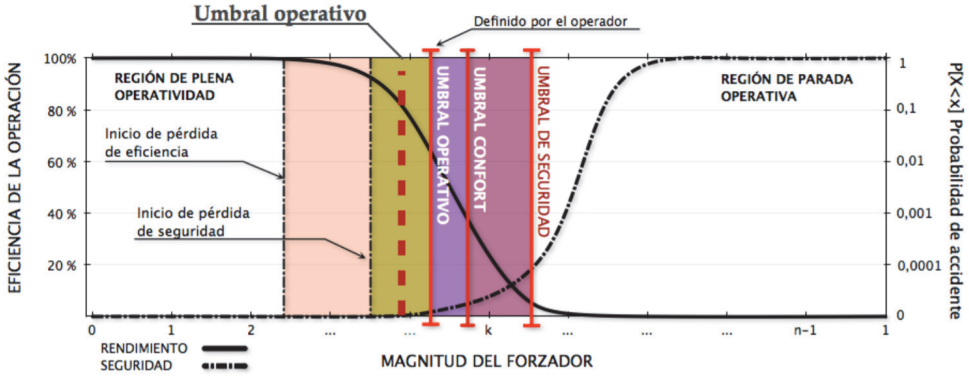


Fig. 6. Relación entre la pérdida de eficiencia de una operación de carga y descarga y la magnitud de un forzador del medio físico. Fuente: Molina et al. (2015)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Nivel de Riesgo	Código de Color	Valor
Alto		Superación de umbral
Moderado		~P100, P75
Bajo		Inferior a valores anteriores

Tabla 1. Codificación cualitativa del nivel de riesgo empleado en el módulo de Riesgo Operativo del proyecto SAMOA2. Fuente: Elaboración propia

La herramienta de predicción del riesgo operativo se integra en el Cuadro de Mando Ambiental (CMA) del OPPE (https://cma.puertos.es/), mediante una pestaña lateral, siguiendo la misma estética e iconos que el resto de las aplicaciones principales del CMA. Tal y como se esquematiza en la Fig. 7, permitirá una navegación interactiva, simple e intuitiva a través de un visor Web-GIS, facilitando el acceso a los distintos contenidos a través del despliegue de pop-ups.

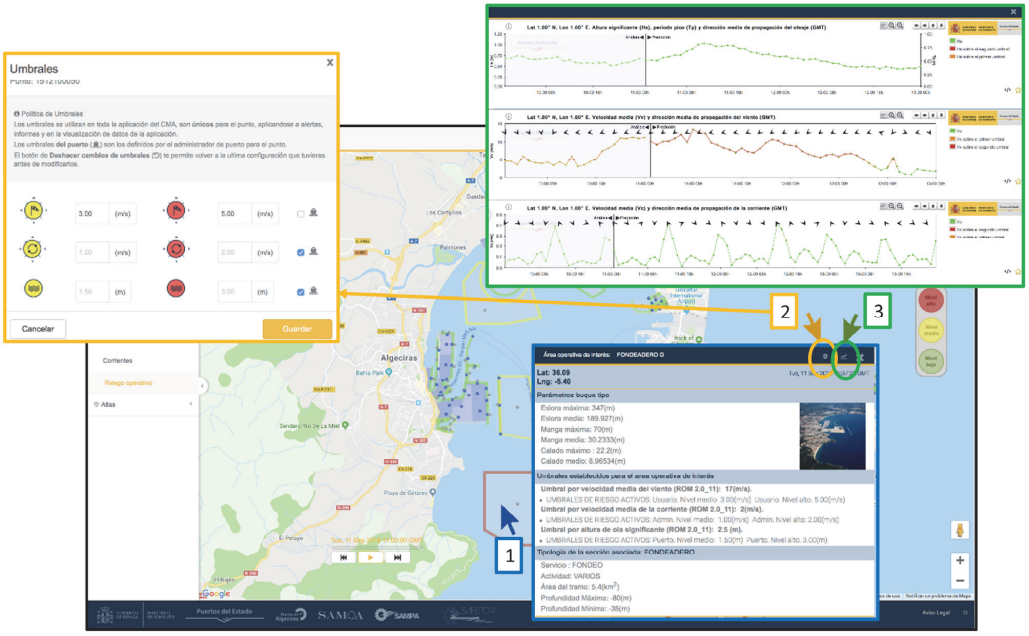


Fig. 7. Mock-up del módulo de Riesgo Operativo del proyecto SAMOA2. ***(1)*** *Al seleccionar una AOI se despliega un pop-up con los metadatos de ese AOI (identificador, tipología, actividad, aspectos cuantitativos y características del buque tipo), una imagen de esta y la información sobre los umbrales por defecto o los personalizados por el usuario.* ***(2)*** *Al seleccionar el icono correspondiente dentro del pop-up 1, se despliega un nuevo pop-up que permite personalizar fácilmente los umbrales y unidades asociados a ese AOI.* ***(3)*** *Al seleccionar el icono correspondiente dentro del pop-up 1, se muestran las series temporales de predicción de los agentes océano-meteorológicos susceptibles de afectar a ese AOI (viento para el caso de las AOIs terrestres y viento, agitación y corrientes para las AOIs marítimas), con las unidades y el código de colores personalizados para el usuario. Fuente: Elaboración propia a partir del CMA (https://cma.puertos.es/)*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Conclusiones

En el presente trabajo se hace un breve repaso por los principales avances y limitaciones en la gestión del riesgo operativo y se presenta una herramienta de apoyo a la toma de decisiones desarrollada en el marco del proyecto SAMOA2 (2018-2021). En este proyecto el OPPE y los distintos desarrolladores de cada módulo están trabajando para caracterizar el medio físico (oleaje, viento y corrientes) en el interior de los principales puertos españoles, con predicciones de alta resolución en horizontes temporales de hasta 72h. La herramienta de apoyo a la toma de decisiones, alimentada con estas predicciones, se integrará en el CMA (https://cma.puertos.es) del OPPE y estará orientada a satisfacer las necesidades de gestión de la vulnerabilidad en el corto plazo de la comunidad portuaria, ofreciendo la posibilidad de ser particularizada en función de la experiencia y requerimientos de cada contexto de diseño y explotación. Esto permitirá a la comunidad portuaria:

1. Disponer de un atlas portuario que proporcione información de valor añadido sobre las infraestructuras, usos y actividades del puerto a los usuarios, tal y como calados, buques tipo por línea de atraque, tipo de mercancía o tipología infraestructural.
2. Predecir la vulnerabilidad operativa en las AOIs terrestres y marítimas del puerto, en función de los agentes del medio físico, ofreciendo la posibilidad de particularizar los umbrales operativos y generar alarmas de superación.
3. Agregar, en un entorno de consulta espacial, atractivo y de fácil interpretación, la consulta de parámetros ambientales de alta resolución en las AOIs, así como de las condiciones de contorno en las que se realizarán las actividades explotación portuaria.

Todo ello situará a las Autoridades Portuarias españolas y a los potenciales usuarios de la herramienta en una situación de excelencia a nivel mundial en el conocimiento del medio físico en los puertos, reduciendo así la incertidumbre en el diseño, construcción y explotación portuaria e impulsando una gestión más eficaz, segura y sostenible medioambientalmente.

Referencias

ÁLVAREZ-FANJUL, E. et al. (2019). “Impacto del proyecto SAMOA en las AAPP: Hacia un SAMOA 2” en *XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Torremolinos (España)

CABRERIZO, M.A. et al. (2012a). “A non intrusive approach to floating structures simulation: small scale real-time caisson monitoring & control system”. Proceedings of the 4th *International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*. Ghent (Belgium). ISBN-978-9-09-027444-7

CABRERIZO, M.A., MOLINA, R., DE LOS SANTOS, F.J. y CAMAERO, A. (2012b). “Optimization Of Operationality Thresholds Using A Maneuver Simulator. Case Study: Floating Gate At Campamento Shipyard”. *Proceedings of the 33rd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Santander (Spain).

CABRERIZO, M.A. et al. (2015). “Simulación global operativa de operaciones de fondeo de cimentaciones de gravedad offshore (GBFs). Aplicación al fondeo de dos torres meteorológicas on Moray Firth e Inch Cape (Escocia)” en *XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Avilés (España)

CABRERIZO, M.A. et al. (2018b). “Mooring line load thresholds definition based on impulsive load analysis during Wind Turbine + GBF instalation. H2020 - Demogravi3.” Proceedings of the 7th *International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*. Santander (Spain).

CABRERIZO, M.A. et al. (2018a). “Physical scale simulation of heterogeneus multi element floating structures systems”. Proceedings of the 7th *International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*. Santander (Spain).

CAMPOS, A., CASTILLO, C. y MOLINA, R. (2010). “Optimizing breakwater design considering the system of failure modes” en *Proceedings of the 32nd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Shanghai (China).

CASTILLO, C. et al. (2012) “A Stochastic Model for Damage Accumulation in RubbleMound Breakwaters Based on Compatibility Conditions and the Central Limit Theorem” en *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*. 138 (6), pp. 451 - 463. ISSN 0733-950X

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

DIAZ-HERNANDEZ, G., LOMONACO, P., ARMESTO, J. A. y MENDOZA A. P. (2012). "Numerical validation of physical modelling of wave propagation, transformation and dissipation towards a harbour facility: a new benchmark case*". Proceedings of the 33rd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Santander (Spain).

DIAZ-HERNANDEZ, G. et al. (2018). "Numerical ship-wave generation. Propagation and agitation analysis, related with harbor downtime management", en *34th PIANC World Congress*, Panama.

ESPINO, M. et al. (2019). "Predicciones de corrientes marinas de alta resolución anidades en CMEMS para el desarrollo de productos de valor añadido en los puertos españoles" en *XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Torremolinos (España)

GARCÍA-VALDECASAS, J. et al. (2017). "Avances en la estrategia de gestión y procesamiento de bigdata océano-meteorológico. Proyecto GUAPETÓN (global analisys platform for metocean networks)" en *XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Alicante (España)

GÓMEZ, R., MOLINA, R. y CASTILLO, C. (2009) "Propuesta de una metodología para la verificación de la fiabilidad de una estructura marítima mediante la aplicación de la probabilidad condicionada" *en X Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Santander (España)

GÓMEZ, R., MOLINA, R., CAMARERO, A., DE LOS SANTOS, F.J. (2014). "Development of a terminal operability forecasting system: analysis of the effects that wind generates over quay cranes performance" en *Proceedings of the 34th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Seoul (Corea del Sur).

GÓMEZ, R., CAMARERO, A. y MOLINA, R. (2015). "Development Of A Vessel Performance Forecasting System: Methodological Framework And Case Study". *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering*. 142 (2)

GÓMEZ, R., MOLINA, R., CASTILLO, C., RODRÍGUEZ y I. J.D. LÓPEZ (2018). *Conceptos y herramientas probabilísticas para el cálculo del riesgo en el ámbito portuario*. Madrid (España). Ed: Puertos del Estado

MOLINA, R., ORTEGA, M., MOYANO, J., LOSADA, M. (2008). "Analysis of the wave interaction with rubble mound breakwaters using video imagery techniques" en *Mediterranean Days PIANC*, Palermo (Italia)

MOLINA, R. et al. (2015). "Enfoque actual del cálculo del umbral operativo de buques amarrados: Nuevas vías para la monitorización de la agitación y la respuesta del buque" en *XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Avilés (España)

MOLINA, R., RODRÍGUEZ-RUBIO, P., CARMONA, M.A. y DE LOS SANTOS, F.J. (2017a). *Guía para la Aplicación de un Sistema de Gestión de Riesgos Océano-Meteorológicos en el Ámbito Portuario y su Evaluación.* Cádiz (España). Ed: Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. ISBN 978-8461798810

MOLINA, R. et al. (2017b). "Visión de la gestión del riesgo océano-meteorológico en el ámbito portuario" en *XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Alicante (España)

MOLINA, R. (2018) "La revolución digital del mar: los puertos del futuro" en *Revista de Obras Públicas*, vol. 3604, pp. 66–71.

MONFORT, A. et al. (2001) *Terminales marítimas de contenedores: el desarrollo de la automatización*. Valencia (España). Ed: Ministerio de Fomento, Cediport. ISBN: 978-8492395736

PUERTOS DEL ESTADO. (1999), ROM 3.1-99. *Recomendaciones para el Proyecto de la Configuración Marítima d elos Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación*. Ed: Puertos del Estado. ISBN 84-49805-13-9

PUERTOS DEL ESTADO. (2001). ROM 0.0-01 *General procedure and requirements in the design of harbor and maritime structures*. Part I. Ed: Puertos del Estado. ISBN 84-88975-30-9.

REGUERO, B.G. et al. (2012). "A Global Ocean Wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards". *Coastal Engineering*. Doi:10.1016/j.coastaleng. 2012.03.003

RODRIGUEZ, A. et al. (2018). "Data management, control and monitoring strategies in advanced physical modelling systems based on sensor networks and IOT. W2san and Guapeton frameworks". Proceedings of the 7th *International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*. Santander (Spain).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

RODRÍGUEZ, B. et al. (2019). "Proyecto SAMOA-2: módulos de agitación, onlas largas y rebase, descripción general" en *XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Torremolinos (España)

TERRÉS-NICOLI, J.M. et al. (2019). "Predicción de viento de alta resolución en zonas portuarias en el marco del proyecto SAMOA2" en *XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Torremolinos (España)

VÄLILÄ, T. (2005). "How expensive are cost savings? On the economics of public-private partnerships" en *European Investment Bank (EIB) Papers*, vol. 10, no. 1, pp. 95–119.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Optiport: Hacia una óptima planificación portuaria. Aplicación al Puerto de Algeciras

de los Santos, Francisco[a]; Pinillas, Ángel[a], García-Morales, Rafael[b], Rodriguez-Rubio, Pablo[c], Marino-Romero, Javier[d] y Benedicto-Iruiñ, M[a] Izaskun[b]

[a]Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras (Algeciras, Cádiz), fsantos@apba.es, apinillas@apba.es, [b]Departamento de Ingeniería Portuaria y Costera, Proes Consultores (Madrid) rgarcia@proes.engineering, ibenedicto@proes.engineering, [c]Autoridad Portuaria de Huelva (Huelva), pablo.rodriguez@puertohuelva.com y [d] División de Sistemas, FCC Industrial (Madrid), jmarinor@fcc.es.

Resumen

OptiPort es una herramienta de ayuda a la toma de decisiones para la planificación y gestión de un puerto y sus recursos. Se trata de un software fiable, robusto, amigable y ágil, desarrollado por Proes Consultores y FCC Industrial, y con la participación del Puerto de Algeciras como promotor y puerto piloto. OptiPort simula las operaciones marítimas de un puerto y permite, mediante técnicas probabilísticas, predecir la calidad de la operativa portuaria y estimar la incertidumbre asociada a la implementación una determinada política de gestión y planificación en un puerto.

El desarrollo de OptiPort se enmarca dentro de la estrategia de innovación Algeciras BrainPort 2020, como una clara apuesta del Puerto de Algeciras por la innovación y la transformación digital en la gestión del puerto, como herramienta para la optimización de la actividad portuaria. Como puerto piloto, OptiPort ha sido validado mediante la simulación de un escenario real del puerto de Algeciras, además de haber sido objeto múltiples casos de aplicación.

En este trabajo se realiza una justificación de la necesidad de una herramienta como OptiPort y los pasos previos que se han dado en su desarrollo, además de una descripción del software y de casos de validación y aplicación.

Palabras clave: *planificación portuaria, gestión portuaria, simulación de operaciones, innovación, técnicas probabilísticas, simulación Monte Carlo.*

1. Introducción

La correcta planificación de instalaciones y recursos portuarios para dar servicio a la demanda generada por los incrementos de tráfico a futuro se ha convertido en una tarea esencial y compleja. La crisis económica y financiera de la última década y los objetivos de desarrollo sostenible obligan a optimizar los recursos e instalaciones existentes, limitando la construcción de nuevas infraestructuras que supongan elevados costes económicos y medioambientales. Por otro lado, el incremento del volumen de tráfico portuario y la complejidad del mismo -mayor número de elementos interrelacionados entre sí, algunos de ellos afectados por agentes de carácter aleatorio- obliga a cambiar el enfoque para estudiar de manera integrada la gestión y planificación portuaria.

Si bien las técnicas tradicionales -métodos empíricos y analíticos- son útiles para casos sencillos o estimaciones previas, es necesario dar un paso adelante para integrar todos los elementos que permitan conseguir una planificación optimizada de las instalaciones y recursos portuarios. En este contexto, las técnicas de simulación han resultado ser adecuadas para reproducir el comportamiento de sistemas complejos en los que interaccionan un elevado número de elementos. Esto, unido al avance de las tecnologías y sistemas de información, ha permitido obtener la información y las herramientas necesarias para construir modelos de simulación eficientes y fiables.

Por otro lado, la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras (APBA) está llevando cabo un programa de modernización e innovación, Algeciras BrainPort 2020 (ABP 2020), que apuesta claramente por la innovación como vía para la mejora de la eficiencia en la gestión y planificación portuarias.

En este contexto, y ante la necesidad de la APBA de disponer de una herramienta holística de ayuda a la toma de decisiones en planificación y gestión del puerto, el programa ABP 2020 promovió el desarrollo del software OptiPort. OptiPort es un software de simulación de las operaciones portuarias, desarrollado por Proes y FCC Industrial, para la gestión y planificación de un puerto y sus recursos. OptiPort ha sido desarrollado con el Puerto de Algeciras como puerto piloto, lo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

que ha permitido abordar y modelar un abanico muy amplio de tipos de instalaciones, tráficos y operaciones portuarias, y se ha planteado de forma que sea generalizable y aplicable a cualquier otro puerto.

1.1. Antecedentes

El origen de los trabajos que dieron lugar a OptiPort se remonta al año 2008. Ante la necesidad del Puerto de Algeciras de realizar una estimación del aumento de la demanda de los servicios portuarios que se produciría con la puesta en operación de la primera fase de la ampliación de Isla Verde Exterior (terminal de contenedores TTIA), Proes desarrolló una metodología de simulación basada en técnicas probabilísticas. Esta metodología fue implementada en un modelo de simulación *ad hoc* para la configuración del Puerto de Algeciras y de uso interno en Proes. Los resultados de estos trabajos consistieron en una estimación del número de recursos necesarios -remolcadores, número de prácticos por turno- que fueron utilizados por la APBA para definir su oferta de servicios portuarios.

La potencialidad de la metodología desarrollada y el éxito de los resultados obtenidos empujaron a dar un paso adelante para el desarrollo de una metodología más compleja con más variables implicadas. Estos trabajos se enmarcaron en un proyecto de I+D+i financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación (CIT-460000-2009-021, 2012) en el que participaron PROES, la APBA y la Universidad de Granada. Los resultados de este proyecto están descritos en Benedicto et al. (2013). Tanto la metodología desarrollada como el software de uso interno, fueron empleados en años posteriores para diferentes trabajos en el entorno del Puerto de Algeciras.

Ante la utilidad de la metodología de simulación como herramienta de ayuda a la toma de decisiones en gestión y planificación portuaria, la APBA demandó que esta metodología se integre en un software que sea amigable, robusto y ágil para que sea utilizado por la propia APBA. Es entonces cuando Proes y FCC Industrial comienzan el desarrollo de OptiPort. Además de ser una herramienta de simulación de las operaciones marítimas, OptiPort integró un módulo de análisis multicriterio teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a los resultados proporcionados por las simulaciones (García Morales et al., 2015). En el apartado 2 de este trabajo se realiza una breve descripción de la metodología y estructura del software.

1.2. Algeciras BrainPort 2020

Uno de los objetivos estratégicos de la APBA es la potenciación de la innovación en su ámbito de actividad como elemento clave para aumentar su competitividad y generar riqueza de alto valor añadido.

La iniciativa denominada "Algeciras BrainPort 2020" representa un paso adelante hacia un nuevo modelo de gestión portuaria donde, por un lado se creen/mejoren productos y servicios para ser más eficientes, seguros y respetuosos con el medioambiente y, por otro, sirva para consolidar una cultura/mentalidad de mejora continua en la APBA y en toda su comunidad portuaria.

Algeciras BrainPort 2020 es un conjunto de actuaciones de Innovación enmarcadas en el área de Transporte y Logística, cuyo objetivo general es generar conocimiento y nuevas tecnologías para optimizar un nodo logístico portuario del Estrecho de Gibraltar, y aplicarlo a proyectos piloto en el Puerto Bahía de Algeciras, integrados en el Plan Estratégico de la APBA.

Este conjunto de iniciativas, permitirá que el concepto de Puerto de Última Generación (Puerto "Brain" o Puerto Inteligente) y el Clúster de Tecnología e Innovación en Logística sea una realidad en Algeciras.

El proyecto OptiPort es una de las iniciativas desarrolladas en el contexto de Algeciras BrainPort 2020.

2. OptiPort: una herramienta software para una óptima planificación portuaria

OptiPort es un software de simulación de las operaciones marítimas portuarias que sirve como herramienta de ayuda a la toma de decisiones sobre planificación y gestión de instalaciones portuarias y sus recursos. En este apartado se realiza una breve descripción del software. Una información más detallada del mismo y de su validación a través de un escenario real del Puerto de Algeciras puede encontrarse en los trabajos de Benedicto et al. (2017, 2018, 2019).

Optiport permite evaluar y predecir el comportamiento de una determinada configuración portuaria, por lo que la variabilidad de aplicaciones del software es muy amplia. Por ejemplo, los resultados obtenidos de OptiPort permiten realizar un diagnóstico del comportamiento de un puerto y sus recursos, pudiendo detectar, si existen, cuáles son sus

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

cuellos de botella: sobreocupación de muelles y atraques, esperas excesivas por la no disponibilidad de recursos suficientes para la prestación de servicios portuarios o por los procedimientos de operación fijados, etc.

A partir del diagnóstico del comportamiento del puerto, OptiPort permite diseñar escenarios a futuro y comparar la eficiencia de las estrategias planteadas. Entre las estrategias a diseñar y que pueden ser evaluadas con OptiPort están la planificación de nuevas instalaciones (muelles, atraques, fondeaderos, etc.); el dimensionamiento de los servicios técnico-náuticos (practicaje, remolque, amarre), los procedimientos de operación portuarios (prioridades, utilización de los diferentes destinos portuarios, etc.), etc. Dichas estrategias se definen a través de los factores que determinan la operativa portuaria, yendo desde los más básicos, como son las instalaciones de atraque y amarre disponibles en el puerto -con sus dimensiones y ubicación- y las proyecciones de tráfico futuro -con sus tipologías y demandas-, hasta los más específicos, como son la forma en la que se prestan los servicios portuarios –ubicación de las bases, tiempos de respuesta, etc.-, los recursos disponibles, o los procedimientos de operación implementados en el puerto –prioridades de asignación de recursos, criterios asociados a mercancías peligrosas, etc.

OptiPort está basado en técnicas probabilísticas y permite estimar el comportamiento a través de un conjunto de indicadores que miden el rendimiento de la estrategia a evaluar. OptiPort permite estimar la incertidumbre del rendimiento asociada a la variabilidad de los datos de entrada y el carácter aleatorio de los agentes que fuerzan el comportamiento del sistema en términos de operatividad, ocupación y esperas de buques en el puerto. Además, permite comparar la eficacia de diferentes alternativas o escenarios teniendo en cuenta la incertidumbre de las estimaciones realizadas. La metodología de simulación en la que está basada OptiPort puede consultarse en Benedicto et al. (2019).

OptiPort es una herramienta amigable para el usuario que permite definir escenarios o alternativas de configuración de un puerto para evaluar su comportamiento. El software está organizado en una serie de módulos y submódulos que permiten introducir la información de definición del escenario de manera sencilla y estructurada.

2.1. Definición de escenarios

Para la evaluación de una estrategia de gestión y/o planificación a futuro es necesario introducir la información que define el escenario a simular y reproduzca el comportamiento de esa estrategia. Para ello, OptiPort cuenta con un módulo de definición de escenarios, estructurado a su vez en submódulos, que ofrece las herramientas necesarias para que la introducción de información sea amigable para el usuario.

Zonificación. La configuración del puerto (muelles, fondeaderos, canales de navegación, etc.) es definida por el usuario de forma gráfica en un mapa del área portuaria (ver Fig. 1-a), definiéndose también las propiedades de cada elemento, como su calado o características del buque máximo que puede hacer uso de un elemento de la zonificación.

Clima. La información relativa a los agentes climáticos es definida a través de ficheros (ficheros de datos históricos de oleaje y viento, coeficientes de propagación, componentes armónicas de marea, etc.).

Tráfico de buques. El módulo de tráfico de buques permite introducir toda la información relacionada con los buques que llegan a puerto y su comportamiento durante las operaciones. Patrones de llegada (modelos probabilísticos, llegadas por horario), tamaño de buques (Fig. 1-b), rutas y destinos de los buques, áreas de maniobra (Fig. 1-c) o demanda de recursos de servicios portuarios son ejemplos de datos requeridos en este módulo.

Servicios portuarios. La definición de la prestación de los servicios portuarios técnico-náuticos (practicaje, remolque y amarre) se hace a través de variables como áreas de prestación, ubicación y oferta de las bases o variaciones estacionales o por turno de la oferta de recursos en cada base.

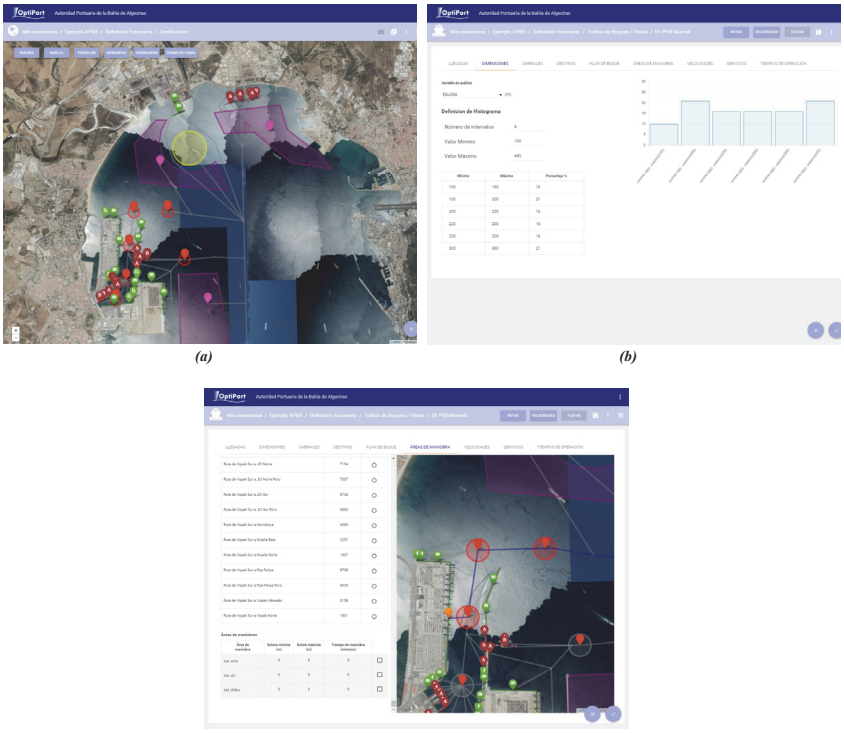
Criterios de operación. El criterio por defecto para la asignación de áreas y recursos es *First in-First out*. Sin embargo, OptiPort permite introducir excepciones a este criterio general o crear diferentes, como asignación de prioridad a determinadas flotas o criterios de seguridad relacionados con eventos climáticos extremos o mercancías peligrosas.

2.2. Simulación de escenarios y visualización de resultados

A partir de la información de definición del escenario, el módulo de simulación genera de forma aleatoria los datos de entrada necesarios para la simulación de las operaciones marítimas: series aleatorias de agentes climáticos y secuencia de llegada de buques con sus características (tamaño, destino, demanda de servicios portuarios, etc.). Una vez terminada la reproducción de las operaciones marítimas para el periodo de simulación, se almacenan los datos que permitirán establecer

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

una caracterización del comportamiento de la estrategia implementada. Este proceso se repite tantas veces como iteraciones defina el usuario.



(a) *(b)*

(c)

Fig. 1. Capturas de OptiPort. (a) Módulo de zonificación; (b) definición de las dimensiones de una flota de buques; (c) Definición de áreas de maniobra

Una vez ejecutadas las simulaciones, OptiPort cuenta con un módulo de visualización de resultados que permite consultar las variables calculadas aplicando diferentes filtros (destino, tipo de buque, motivo de espera, etc.). Las variables calculadas se agrupan en 4 bloques: ocupación de destinos, ocupación de servicios portuarios, esperas y operatividad. En la Fig. 2 se muestra una captura del módulo de visualización de resultados, concretamente la distribución de tiempos de espera debido a no disponibilidad de prácticos.

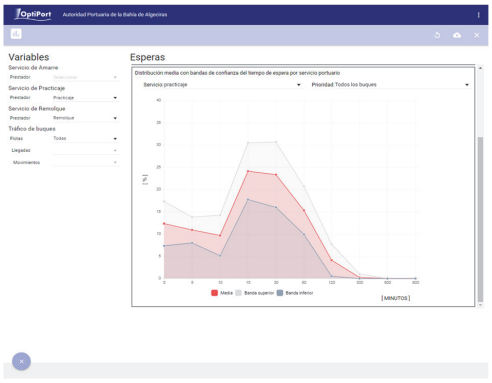


Fig. 2. Captura del módulo de visualización de resultados – distribución de tiempos de espera

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Aplicaciones de OptiPort

3.1. Estudio de demanda de servicios en el Puerto de Algeciras. Horizonte 2022

La APBA ha utilizado el software OptiPort para la realización de un estudio cuyo objetivo ha sido la estimación de la demanda de servicios portuarios y ocupación de fondeaderos con la entrada en explotación de la Fase B del desarrollo de Isla Verde Exterior. Para ello, se ha fijado como año horizonte 2022, realizando simulaciones de las operaciones marítimas considerando los recursos previstos para ese año y recursos infinitos.

La definición del escenario del año 2022 ha partido de la situación actual del Puerto de Algeciras, realizando las modificaciones previstas para el año horizonte. En cuanto a la zonificación, se prevé la puesta en servicio de la fase B del muelle de Isla Verde Exterior, al sur del actual, lo que supondrá incremente la longitud del muelle en más de 600 metros. También se incluyen los atraques situados en el área de Campamento por el incremento previsto del tráfico de reparación de buques que experimentará esa zona del puerto.

En relación al tráfico de buques, se consideran modificaciones de dos tipos. Por un lado, se han considerado 2 flotas adicionales para el año horizonte: una flota equivalente a la que opera actualmente en TTIA, cuyo destino será la extensión de Isla Verde Exterior, y una flota de buques para reparación que hará uso de las instalaciones de Campamento. Por otro lado, se consideran modificaciones en las flotas actuales, como incremento de dimensiones en los buques portacontenedores, incremento del tráfico de hidrocarburos que utiliza las instalaciones de Vopak y CLH, y la introducción de nuevos horarios para los buques RoRo.

Las modificaciones previstas para la prestación de los servicios portuarios van ligadas a cambios en ubicación de bases o creación de nuevas bases, reorganización de las mismas y los destinos asociados, incremento de recursos disponibles o la mejora de la eficiencia en la prestación del servicio para la reducción de los tiempos de prestación.

Una vez definidos los escenarios de definición del año horizonte 2022, se realizaron las simulaciones necesarias para caracterizar el comportamiento del puerto en esos escenarios, realizando una comparación con datos actuales y simulaciones de los escenarios futuros. Algunas de las variables utilizadas para la monitorización del comportamiento del puerto fueron la ocupación de recursos de servicios portuarios o la distribución del número de maniobras y recursos simultáneos.

Los resultados obtenidos, que no pueden ser mostrados por motivos de confidencialidad, han sido utilizados por la APBA para la definición de las estrategias de gestión de la prestación de los servicios portuarios para el año horizonte.

3.2. Otros estudios en el Puerto de Algeciras

Además del estudio de demanda de servicios portuarios realizado por la APBA para la estimación de la demanda con la puesta en servicios de la Fase B de Isla Verde Exterior, la metodología de simulación de OptiPort ha sido empleada de forma satisfactoria por Proes para la elaboración de diferentes estudios en el puerto de Algeciras encargados por la APBA. Entre estos estudios se encuentra un estudio de capacidad de fondeaderos, en el que se testaron diferentes criterios de gestión para la asignación de fondeaderos, así como otros estudios de demanda de servicios portuarios previos al estudio descrito en el apartado 3.1.

3.3. Aplicabilidad de OptiPort a otros puertos

El desarrollo de OptiPort va ligado íntimamente al Puerto de Algeciras, ya que la APBA ha participado en su desarrollo con diferentes roles desde el inicio de los trabajos que han dado lugar al software. Sin embargo, uno de los objetivos que se fijaron para el desarrollo de OptiPort fue su versatilidad y su aplicabilidad a cualquier puerto. Para ello, se hizo especial hincapié en que se incluyera el mayor número de elementos portuarios y características de tráficos que se pueden presentar en un puerto. De este modo, la última versión de OptiPort es apta para que pueda ser utilizada como herramienta de ayuda a la toma de decisiones relacionadas con la gestión y planificación de cualquier puerto y sus recursos.

4. Conclusiones, utilidades y futuras líneas de desarrollo

En este documento se ha presentado el software OptiPort, una herramienta amigable, fiable, ágil y robusta, para que sea usada por los gestores portuarios como herramienta de ayuda a la toma de decisiones relacionadas con la gestión y

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

planificación de un puerto y sus recursos. OptiPort ha sido desarrollado por Proes Consultores y FCC Industrial, con la participación de la APBA como puerto piloto y promotor del proyecto.

OptiPort cuenta con un modelo de simulación que reproduce las operaciones marítimas y permite predecir la calidad de la operativa portuaria y estimar la incertidumbre asociada a la eficacia de una política de gestión y planificación. Entre las diferentes aplicaciones de OptiPort se encuentra la simulación de las operaciones marítimas para la detección de cuellos de botella y replantear estrategias de planificación y gestión para obtener la solución más adecuada en cuanto a planificación de instalaciones de atraque y amarre, prestación de servicios portuarios (número de recursos, áreas de prestación u organización del servicio) o criterios de operación (priorizar buques, impacto en la operativa de reglas de seguridad).

OptiPort ha sido usado por la APBA para la realización de un estudio de demanda de servicios portuarios con la puesta en explotación de la Fase B de Isla Verde Exterior, que supondrá un incremento de la llegada de buques portacontenedores al puerto de Algeciras, además del incremento de los tráficos actuales, en cuanto a número de llegadas y dimensiones de los buques. Los resultados obtenidos de estas simulaciones han permitido al puerto definir las estrategias a futuro relacionadas con la prestación de servicios portuarios: ubicación de las bases y organización de las mismas (destinos asociados, áreas de prestación) así como su dimensionamiento (número de recursos).

El desarrollo de OptiPort no ha finalizado, puesto que están fijadas las líneas futuras de trabajo para mejorar la eficiencia del software y las utilidades del mismo. Para obtener una mejor información y que la toma de decisiones esté fundamentada en más variables, algunas de ellas muy importantes, se prevé incorporar un modelo de costes portuarios, de manera que no solo se evalúe el rendimiento operativo de una estrategia de gestión sino también el rendimiento económico.

Referencias

BENEDICTO, I., BAQUERIZO, A., SANTOS, F., SANCHIDRIÁN I., LOSADA, M.A. (2013). “Software de optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación” en *XII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos (Cartagena 2013)*.

BENEDICTO, I., GARCÍA MORALES, R., NAVARRO, A., BAQUERIZO, A., SANTOS, F. (2017). “Software de simulación de las operaciones portuarias mediante técnicas probabilísticas” en *XI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos (Alicante, 2017)*.

BENEDICTO, I., GARCÍA MORALES, R., MARINO, J., SANTOS, F. (2018). “OptiPort: An innovative harbor decision-making tool” en *PIANC-World Congress (Panama City, Panama, 2018)*.

BENEDICTO, I., GARCÍA MORALES, R., MARINO, J., SANTOS, F. (2019). “A decision support tool for port planning based on Monte Carlo simulation” en *Winter Simulation Conference (Gotemburgo, Suecia, 2018)*. Proceedings - Winter Simulation Conference, 2018-December, art. no. 8632389, pp. 2885-2896.

GARCÍA MORALES, R., A. BAQUERIZO, LOSADA, M.A. (2015). “Port management and multiple-criteria decision making under uncertainty”. *Ocean Engineering*, 104, 31-39

Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación, 2009-2012. CIT-460000-2009-021. Informe Final.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Sistemas operacionales 2.0 de ayuda a la gestión costera y portuaria: arquitectura, métodos, mejoras e historias de éxito

Díaz-Hernández, Gabriel[a]; Tomás, Antonio[a]; Lara, Javier L.[a]; Rodríguez, Beatríz[a]; Álvarez de Eulate, María F.[a]
[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. diazg@unican.es, antonio.tomas@unican.es, jav.lopez@unican.es, beatriz.rodriguez@unican.es, maria.fuentes@unican.es

Resumen

A lo largo de los últimos 10 años, IHCantabria ha venido desarrollando productos para el apoyo operacional, destinados a gestionar actividades costeras y portuarias. Estos sistemas han ido evolucionando en función de los requerimientos y sofisticación de cada estudio/proyecto y por lo tanto, el método general se ha ido enriqueciendo con nuevas experiencias de uso, manejo de datos, asimilación de información y adopción de nuevas herramientas de análisis. Llegando de esta forma a establecer una arquitectura innovadora y generalista para el montaje de este tipo de sistemas.

El objetivo de esta comunicación es mostrar, en primer lugar, la historia de evolución en la metodología para el diseño de sistemas operacionales de ayuda a la gestión costera y portuaria, mostrando el flujo de tareas generales que se recomienda seguir y la filosofía general del concepto de "sistema de alerta temprana" modular, adaptable, relocalizable, eficiente, fiable y realista. En segundo lugar, se presenta una discusión sobre el tipo de pre y post-proceso que requiere cada sistema, en relación directa con las fuentes de datos disponibles y las herramientas matemáticas, numéricas y estadísticas que se han ido desarrollando, heredando, validando y adaptando. Y en tercer lugar se muestran algunas de las historias de éxito que se han desarrollado desde el Grupo de Hidrodinámica e Infraestructuras Costeras de IHCantabria, materializadas en sendos sistemas de ayuda a la gestión costera, navegación y apoyo en las labores de construcción de infraestructuras portuarias principalmente. Adicionalmente, se presenta un listado de los sub-productos innovadores que IHCantabria ha venido generando en los últimos años, mostrando ejemplos de aplicación, localizaciones y aquellas problemáticas singulares que ha logrado resolver para, de esta forma, ejemplificar cómo los sistemas operacionales tradicionales han logrado evolucionar hasta una fase más moderna, denominada v2.0.

Palabras clave: *forecast, hindcast, operacionales, agitación, alerta temprana, regionalización, clima*

1. Nuevos retos, procesos y soluciones

En la actualidad, las necesidades de gestión de estudios y proyectos en costas y puertos han evolucionado de forma exponencial. Partiendo de soluciones básicas para aportar la sencilla predicción de variables básicas, denominadas de nivel 1, en ventanas de respuesta diarias y horarias, y creciendo hacia soluciones más complejas que involucran las variables derivadas (de nivel 2 y 3), cuya solución no es trivial y que requieren del uso de herramientas avanzadas cuyos tiempos computacionales de solución se contraponen a los tiempos requeridos por la operación o alerta temprana.

La figura 1 muestra una relación de las variables generales a ser evaluadas en cada nivel de sofisticación, de 1 a 3.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

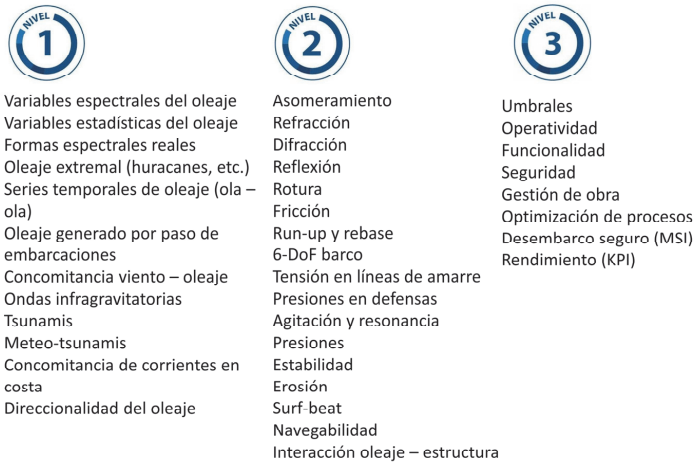


Fig. 1. Variables involucradas en los sistemas operacionales v2.0, niveles 1 a 3.

Esta relación de variables, que co-habitan en la solución final de carácter operacional o forecast, requieren de un esquema metodológico para poder encadenar sus efectos, comportamiento físico y predicción final, a través de un montaje generalista que permita el futuro intercambio/ sustitución de variables y métodos de forma transparente.

A manera de ejemplo, la figura 2 muestra una variación de la figura 1, en donde se han remarcado en rojo aquellas variables que se pueden requerir para un estudio (hipotético) titulado: "Sistema de predicción de la parada operativa en la línea de amarre en una terminal de contenedores". Así como las interrelaciones y dependencias entre ellas (flechas verdes).

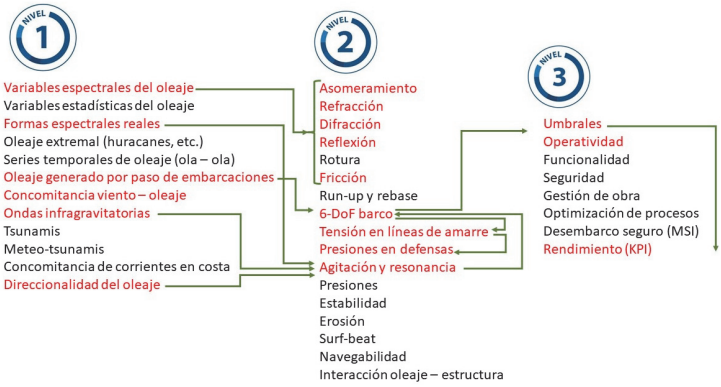


Fig. 2. Ejemplo de las variables a seleccionar (en rojo) y sus interrelaciones (en verde) para el ejemplo (hipotético) planteado.

A continuación, en el apartado siguiente, se presenta el esquema general que se propone, denominado arquitectura v2.0 para el adecuado montaje de sistemas operacionales predictivos, basados en la solución de la historia de los procesos a través de una técnica de hibridación del reanálisis o hindcast.

2. Arquitectura general del sistema 2.0

Los sistemas operacionales 2.0 necesitan cumplir ciertas características de calidad, manejabilidad, explotación y fiabilidad que, en su conjunto, condicionan su arquitectura general.

Tradicionalmente, los sistemas operacionales (v1.0) han planteado una aproximación lineal y limitada a la obtención de variables de nivel 1 y 2 (en el menor de los casos), debido principalmente a la limitación computacional requerida para aportar soluciones (diariamente y en pocas horas). La figura 3 muestra el esquema general de este método tradicional 1.0.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

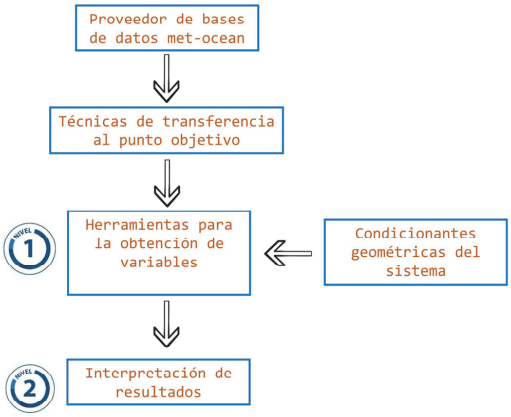


Fig. 3. Esquema general de los sistemas tradicionales v1.0.

Esta forma de diseñar los sistemas operacionales, presenta ciertas e importantes desventajas que alejan el uso extendido del método y que pueden llegar a suponer graves desventajas operativas tales como: resultados sin control de calidad, solución obtenida de forma dinámica (real-time soluciones), limitación en herramientas debido al tiempo computacional, sin aprendizaje (*feedback*), discretas en el espacio, geométricamente inertes, incertidumbres desconocidas, no-comunicación entre módulos y generalmente de carácter determinista.

Por ello se cree necesaria la conceptualización de una nueva arquitectura v2.0 que subsane estas carencias. La línea argumental de estos sistemas, obedece a las siguientes directrices de calidad/diseño que se describen brevemente a continuación:

a) Eficiencia y rapidez en las predicciones. Se refiere a la necesidad de crear un sistema suficientemente ágil y eficiente que pueda aportar resultados dentro de la ventana temporal pre-establecida por el cliente. Generalmente dicha ventana se reduce a tiempos muy competitivos de alrededor a 1 hora, disponible para desencadenar todos los procesos, obtener resultados y publicarlos. Por ello el método general de montaje se fundamenta en una arquitectura híbrida que combina métodos de auto-selección de familias de forzamientos (*clustering*), métodos de asimilación dinámica de datos, herramientas numéricas pre-ejecutadas y estrategias de reconstrucción estadística.

b) Robustez (24/7). El flujo de tareas debe ser ligero y computacionalmente ordenado, para garantizar un adecuado desencadenamiento de los procesos y obtención de resultados. Gracias a la eficiencia en el método general (explicado anteriormente), la robustez se alcanza fácilmente, ya que el proceso solo se basa en la ejecución de cada sub-parte y en el post-proceso de rutinas computacionales básicas.

c) Diseño modular. Se refiere a la capacidad que debe contar el sistema para intercambiar métodos y herramientas de forma directa, sin realizar mayores modificaciones en la arquitectura troncal del sistema (*plug & play*). Esta forma de trabajo requiere una adecuada normalización de los formatos de intercomunicación entre módulos (*I/O*) para que la conexión de cada parte sea compatible con la codificación del sistema general. Esta caraterística permite crear sistemas a medida de las necesidades físicas del estudio, permitiendo la libre conexión o desconexión de herramientas, modelos y algoritmos, con el fin de adecuar la solución de cada proceso de interés en su particular ámbito espacio-temporal.

d) Fiable y realista en los resultados. Posiblemente una de las características más importantes para este tipo de desarrollos, ya que aporta fiabilidad a la herramienta, credibilidad en el método general y satisfacción del cliente final. Para ello se proponen métodos de validación de las herramientas y resultados con información medida *in-situ*. Una práctica habitual dentro del desarrollo del método general, es generar documentos de recomendación para llevar a cabo campañas de campo *ex profeso*, indicando localizaciones, tipos de equipos y variables a medir, calendarios recomendados, algoritmos de post-proceso sugerido y productos finales de validación a general. Es importante destacar que, para sistemas de ayuda en la construcción portuaria, las mediciones recogerán la lógica evolución/crecimiento de la obra, lo cual debe ser adecuadamente representado por el sistema operacional (modificación de batimetrías, elementos de abrigo evolutivos, etc.).

e) Herramientas matemáticas y numéricas ad-hoc. Este concepto se relaciona de forma estrecha al concepto de sistema modular anteriormente comentado y se basa en la precisa integración de aquellas herramientas destinadas a la solución de los procesos físicos de especial interés. Esto se logra a través de un adecuado uso y adaptación de herramientas de desarrollo propio (p: ej. Modelos IH2VOF, IHBouss, SMC, etc.) y/o herramientas de terceros

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

(p. ej. Modelo SWAN, ROMS, Delft3D, etc.), además del acoplamiento espacio-temporal entre ellas y una detallada intercomunicación entre forzamientos y resultados a lo largo de todo el proceso. En la actualidad, IHCantabria cuenta con un amplio catálogo de herramientas preparadas para su adaptación directa al sistema general, de forma 100% modular.

f) Auto-diagnosis de resultados. Esta característica corresponde al uso de los métodos estadísticos que permitan realizar un diagnóstico pormenorizado en los resultados que el sistema va aportando diariamente, para finalmente poder identificar y cuantificar los errores e incertidumbres que se van desencadenando a lo largo de la ejecución del sistema. Este concepto, íntimamente ligado a la teoría de "cascada de incertidumbres", permite optimizar cada método y reducir las incertidumbres/errores.

g) Integración *nowcast*. Se refiere a la capacidad que debe presentar el sistema para poder aprovechar las mediciones in-situ que sigan aportándose de manera operativa y de forma paralela al uso del sistema en su fase de explotación. Para ello se desarrollan algoritmos de acceso, lectura, post-proceso y asimilación de la información medida y su comparación con las predicciones aportadas por el sistema, con la capacidad final de generar re-ajustes en ciertos parámetros de control, mejorando de este modo las predicciones. Esta capacidad de auto-aprendizaje por parte del sistema garantiza que, en pocos meses, el sistema alcance un nivel operacional maduro.

h) Resultados a medida. Radica en la capacidad que presenta el sistema en relación con la correcta confección de los formatos de presentación de los resultados (tablas-resumen, boletines e-mail, páginas web), adaptando los mismos a las necesidades del cliente y mostrando las incertidumbres generales en las predicciones, las cuales ayudarán a la adecuada toma de decisiones.

3. Método propuesto

La arquitectura v2.0 propone un método de aproximación al problema y diseño operativo en dos fases: a) la fase del montaje del estudio de reanálisis o hindcast y b) la fase del producto operacional/predictivo o forecast.

La figura 4 muestra el esquema general de la arquitectura 2.0, el cual se basa íntegramente en la técnica de hibridación para un downscaling en costa, originalmente propuesta por Camus et al. 2013.

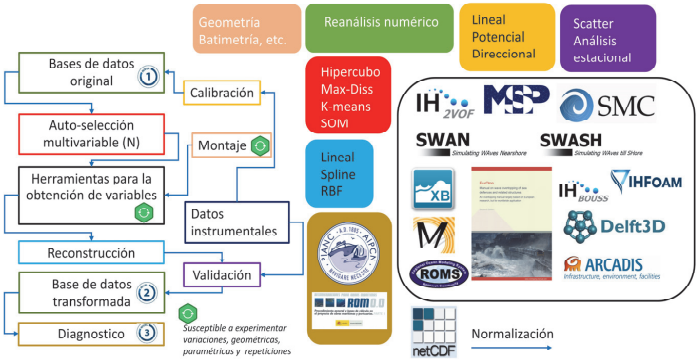


Fig. 4. Esquema general de los sistemas en su arquitectura 2.0.

Dicho método integra distintos módulos que, de forma ordenada, se van sucediendo y permiten la obtención de cualquiera de las variables en cualquiera de los niveles 1 a 3 anteriormente establecidos. La gran ventaja del método es que permite adoptar cualquier proceso de transformación de las variables desde el nivel 1, hacia los niveles 2 y 3, sin importar la sofisticación de la herramienta (matemática o numérica) que lo realice. Ello gracias al concepto de "catálogo pre-ejecutado de casos" o clusters, que se encargan de asimilar la estadística de toda la casuística de procesos involucrados, desde los forzamientos involucrados hasta la respuesta final.

El método híbrido siempre pasa por los mismos módulos: a) lectura de la base de datos original de forzamientos (generalmente en aguas profundas, series de oleaje, viento y nivel del mar); b) la aplicación de un algoritmo de auto-selección de las N familias de casos a ejecutar, que abarcarán toda la física del clima en el punto exterior; c) la transformación de las variables de nivel 1 a los niveles 2 y 3 a través de la ejecución de los N casos con el uso de herramientas numéricas principalmente; d) la reconstrucción de la base de datos original al punto de transferencia tras haber pasado por los procesos de transformación, por ejemplo desde el exterior de un puerto hasta la zona de agitación interior, haciendo uso de un algoritmo que estadísticamente interrelaciona el catálogo pre-ejecutado de N casos con la estadística completa del forzamiento en la zona exterior; y e) el diagnóstico o explotación final del dato para su uso diagnóstico histórico (hindcast).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El método, se repite sin importar los procesos que se quieran resolver, e incluso se puede auto-alimentar/encadenar con un esquema análogo para poder enlazar distintas variables (por ejemplo desde niveles 2 a 3). Esto supone una gran ventaja ya que el diagnóstico resultante de cada paso puede apotrar información sobre la física de los procesos que se resuelven y por lo tanto, permite contar con un catálogo de "funciones de transferencia" multidimensionales que aportarán luz sobre el funcionamiento general de un sistema costero y/o portuario.

Adicionalmente, una de las ventajas más importantes es que los métodos/algoritmos que se embeben en cada módulo del método, permiten ser intercambiados directamente, sin mayor modificación de las llamadas e intercomunicaciones entres estos, por ejemplo, si se desea evaluar el caudal de rebase sobre una estructura, el módulo de "herramientas" puede ser el uso de las formulaciones semi-empíricas recogidas en el manual EurOtop (2016), o bien resultado de ensayos experimentales en laboratorio o incluso de modelos numéricos más sofisticados que resuelvan la mecánica de fluidos tridimensional y su interacción con estructuras reales (Losada et al. 2008).

Una vez resuelta la primera fase del método, la aproximación hindcast, se puede migrar el montaje hacia la solución predictiva o forecast. La figura 5 muestra este esquema de migración en donde se puede visualizar la facilidad de este proceso, donde el catálogo pre-ejecutado migra hacia la solución forecast de forma directa.

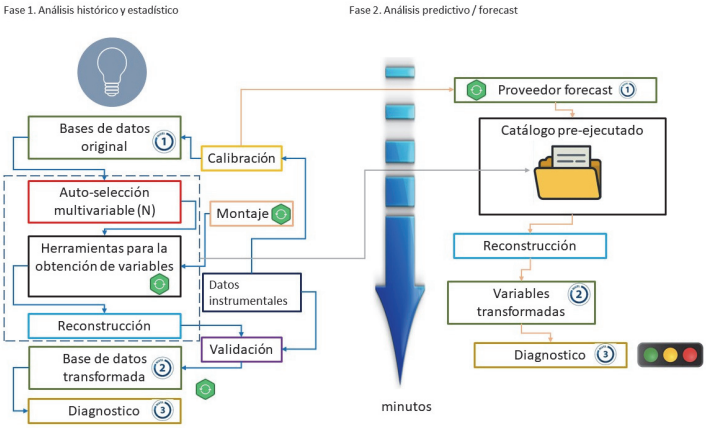


Fig. 5. Migración de la fase 1 hindcast a la fase 2 forecast, arquitectura v2.0.

Una vez confeccionado el esquema forecast, simplemente se debe relacionar la entrada de datos del forzamiento general (oleaje, viento, nivel del mar, etc.), y realizar el diagnóstico final de los datos obtenidos tras la reconstrucción estadística. Todo ello se sucede en un tiempo muy eficiente, de pocos segundos por hora deseada de predicción, ya que los algoritmos de búsqueda, ponderación y reconstrucción del método son de carácter analítico. Esta característica supone una gran ventaja de cara a dar cumplimiento de publicación de los resultados que diariamente son requeridos por el cliente/gestor/usuario final.

A manera de ejemplo, la figura 6 muestra el montaje de la arquitectura v2.0 para la fase 1 (hindcast) de un estudio realizado para el rebase del oleaje sobre estructuras de abrigo costero/portuario.

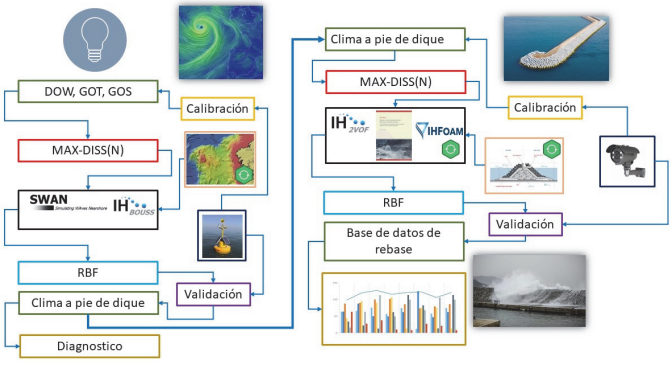


Fig. 6. Ejemplo de un sistema de análisis del rebase del oleaje diseñado con base en la arquitectura v2.0.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

De la figura 6 se pueden destacar dos aspectos de especial importancia. El primero reside en la capacidad del método en el intercambio modular (ejemplificado con los iconos verdes), ya sea para la información batimétrica, de las secciones de las estructuras o incluso en las herramientas que resuelven los procesos físicos de interacción del oleaje con la estructura (EurOtop o aproximación numéricos CFD-3D). La segunda característica que se ilustra de forma clara en el ejemplo expuesto en la figura 6, consiste en el encadenamiento recursivo del propio método, ambas partes iniciando con el clima de oleaje en aguas profundas, y el clima de oleaje reconstruido a pie de estructura.

Adicionalmente, cabe resaltar la importancia que debe tener el trabajo de validación con datos instrumentales dentro del método y la confección adecuada del esquema a seguir, para garantizar la fiabilidad de los resultados parciales y finales y para poder contar con un comparador operativo que permita al gestor final conocer los rangos de error que se pueden cometer.

4. Resultados esperados e historias de éxito

El nuevo método propuesto o arquitectura v2.0, defiende la idea de separar en dos fases bien diferenciadas la aproximación al montaje del sistema o análisis general. El objetivo fundamental de este tipo de estudio es poder diseñar un sistema operacional (forecast) que integre ciertas características de calidad, fiabilidad, eficiencia y ser modular no obstante, la fase 1 se ha determinado como fundamental para poder realizar un montaje competitivo, aprender sobre el fenómeno de interés y poder iterar en la estrategia de diseño hasta encontrar un resultado óptimo.

La figura 7 muestra algunos de los productos intangibles que se pueden derivar de la fase del montaje, productos que más allá de aportar una solución material dentro del sistema final, permiten al técnico que lo monta entender el funcionamiento a detalle de la fenomenología motivo del estudio. En pocas palabras, pasar por la fase 1 permite al desarrollador, técnico, cliente y gestor final, ser expertos en el entendimiento de la zona de estudio, desde un punto de vista de forzamientos, procesos y respuesta.

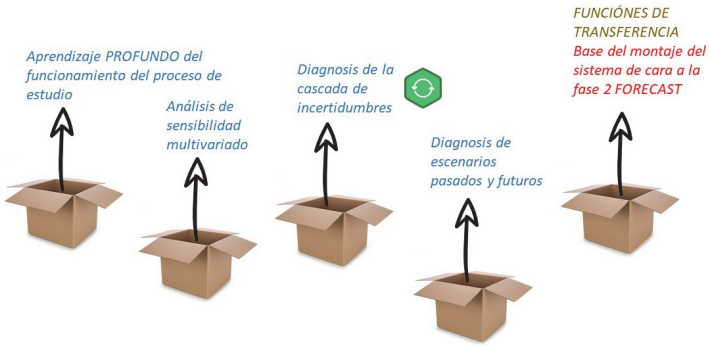


Fig. 7. Réditos intangibles detrás el montaje de la fase 1 dentro de la arquitectura v2.0.

Tras más de 10 años de desarrollo y explotación de la arquitectura v2.0, IHCantabria ha logrado dar respuesta en diferentes temáticas asociadas da diversas soluciones ingenieriles de gran ayuda a los gestores costeros y portuarios. La figura 8 muestra algunos de estos títulos en forma de productos finalistas, así como la figura 9 muestra un mapa de las localizaciones de todos los sistemas hasta ahora desarrollados empleando la arquitectura de sistemas operacionales v2.0, incluyendo las empresas públicas y privadas que han estado involucradas.

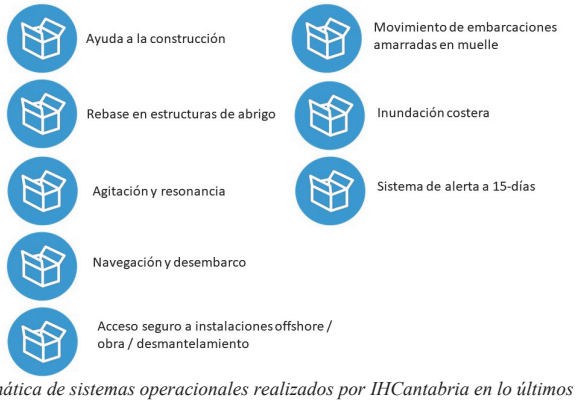


Fig. 8. Título/temática de sistemas operacionales realizados por IHCantabria en lo últimos 10 años, todos empleando la arquitectura v2.0.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 9. Localización de los sistemas operacionales 2.0 desarrollados en los últimos 10 años por IHCantabria.

Agradecimientos

Se agradece a DRAGADOS, FCC, Ministerio de Defensa, Instituto Hidrográfico de la Marina y Puertos del Estado por el apoyo recibido en la realización de los proyectos a ser mostrados.

Referencias

CAMUS, P. MENDEZ, F.J, MEDINA, R., TOMAS, A. IZAGUIRRE, C. (2013). "High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal áreas", *Coastal Engineering*, Volume 72, Pages 56-68, ISSN 0378-3839, https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2012.09.002.

EUROTOP, (2016). "Manual on wave overtopping of sea defences and related structures". *An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. www.overtopping-manual.com

LOSADA, I.J., LARA, J.L., GUANCHE, R., GONZALEZ-ONDINA, J.M. (2008). "Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters". *Coastal Engineering*, ELSEVIER. Vol. 55(1), pp. 47-62. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2007.06.003

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Análisis de riesgos náuticos para buques metaneros en navegación. Evaluación de la frecuencia de accidente (colisión o varada)

Ayuso-Bernaola, Carmen[1]; Redondo-Monte, Raúl[2]; Atienza-Martín, Raúl[3]

[1]Siport21 Ingeniero de proyecto – carmen.ayuso@siport21.com, [2]Siport21 Gerente de proyecto – raul.redondo@siport21.com, [3]Siport21 Director Técnico – raul.atienza@siport21.com

Resumen

Los estudios QRA son típicamente requeridos en áreas de almacenamiento e importación de mercancías peligrosas, incluyendo el gas natural licuado (GNL). Estos estudios sientan las bases para la toma de decisiones, destacando los escenarios de emergencia que contribuyen en mayor medida al riesgo náutico total de una determinada actividad. Centrarse en estos escenarios permite identificar el nivel de riesgo, determinando si es aceptable, tan bajo como sea razonable (ALARP, por sus siglas en inglés) o inaceptable y, por lo tanto, ayuda a determinar la viabilidad de un proyecto.

Hoy en día existe un gran número de teorías y modelos desarrollados para la determinación y el análisis cuantitativo de riesgos. Este trabajo se centra en una metodología específica desarrollada por Siport21 para el análisis de riesgos náuticos en proyectos de GNL basada en el uso de herramientas de simulación, tales como el modelo con autopiloto SHIPMA o el Simulador de Maniobras en Tiempo Real. En particular, se presenta el análisis de la frecuencia de ocurrencia de situaciones de peligro tales como la varada o la colisión de buques metaneros durante su navegación en áreas de especial interés (canales de navegación o puertos), basado en una metodología y herramienta desarrolladas por Siport21.

***Palabras clave**: riesgos náuticos, QRA, metaneros, GNL, accidente, colisión, varada, simulación, SHIPMA, precisión.*

1. Introducción

Todo análisis de riesgos incluye las siguientes **fases**: **identificación de peligros** (**HAZID**, por sus siglas en inglés); **análisis de riesgos** de los peligros identificados (en función de su **frecuencia de ocurrencia y consecuencias**); aplicación de **medidas para reducir el riesgo**, en caso de ser necesario, y, por último, monitorización de la **eficacia de las medidas** de mitigación y contingencia.

El **análisis de riesgos**, comprendido desde un **punto de vista genérico,** de aquellas situaciones de emergencia identificadas es de gran complejidad, dado que en él influyen un gran número de variables tales como la densidad de tráfico, tipo de buque y mercancía o las condiciones locales (agentes hidro-meteorológicos, áreas navegables, topología, etc.). Para realizar este análisis existen **métodos cualitativos** (**QualRA**) o **cuantitativos** (**QRA**, por sus siglas en inglés).

- **Análisis cualitativo**: se basa en matrices de riesgos que asignan un índice numérico cualitativo a las consecuencias y frecuencias de un determinado peligro potencial. Si bien requiere una información menos detallada que el análisis cuantitativo, arroja también resultados menos precisos. Este tipo de análisis permite analizar comparativamente los niveles de riesgo de distintos peligros potenciales y descartar aquellos cuyo riesgo sean insignificante, siendo un análisis especialmente adecuado para seleccionar los peligros de interés en fases posteriores más detalladas (cuantitativas).

- **Análisis cuantitativo (QRA)**: se basa en métodos matemáticos y probabilísticos y da como resultado un análisis más específico, con resultados cuantificados numéricamente. Es para este tipo de análisis para el cual **Siport21 propone el uso de herramientas de simulación de maniobras** como parte del proceso de análisis y evaluación.

Por otra parte, desde un **punto de vista náutico**, las situaciones que impliquen un riesgo significativo serán aquellas que puedan tener **consecuencias** económicamente relevantes con una cierta **frecuencia** de ocurrencia **sobre el buque o sobre el entorno en que se encuentre**, en función de la fase de navegación del buque. Así, por ejemplo, si un buque se encuentra navegando por un canal dragado, un posible riesgo sería el de varada y podría ser producido por una serie de peligros potenciales tales como un fallo en el sistema de propulsión y gobierno, o un error de posicionamiento. El **riesgo náutico** puede verse **incrementado** por un **gran número de factores**, tales como la apertura de una nueva línea de tráfico en un determinado puerto o la construcción de una nueva instalación portuaria que modifique las vías de navegación, entre otros.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por otra parte, la **importancia** del **análisis de riesgos** en proyectos de GNL, que involucren **el tráfico de buques metaneros**, reside no solo en que el tipo de mercancía que transportan es mercancía peligrosa, sino también en que se trata del tipo de **tráfico más exigente en términos de seguridad**. Es decir, mientras no se cumplan los **estándares de seguridad mínimos** exigidos por autoridades portuarias, capitanía, navieras, operadores, …, el proyecto de apertura de una nueva instalación de gas natural licuado (con el consiguiente tráfico de buques metaneros) no podrá seguir adelante. Uno de los requisitos **típicamente** exigidos en este tipo de proyectos es precisamente un **análisis de riesgos cuantitativo** (QRA).

En el presente artículo se presenta una metodología específica desarrollada por Siport21 para el análisis de riesgos náuticos basada en el uso de herramientas de simulación que aporta precisión y, en general, optimización de los resultados. En concreto, se centra en el cálculo detallado de la **frecuencia de accidente de los buques metaneros en navegación,** que puede conformar un **dato de entrada de gran valor** para los análisis QRA.

2. Análisis de riesgos náuticos

2.1 Identificación de peligros (*HAZID*)

Al hablar del riesgo náutico de un **buque metanero**, el riesgo a analizar es el **vertido o derrame de GNL**, dado que este evento es el que puede llevar a potenciales consecuencias y, en lo referente al **buque en navegación**, vendrá producido por incidentes de **colisión o varada**. Los escenarios de peligro a considerar para el análisis del riesgo de colisión o varada durante la navegación de un buque, resultantes de aplicar un análisis HAZID, se pueden agrupar en dos grandes bloques:

- **Colisión o varada del buque propulsado**: el buque navega con rumbo de colisión o varada y no se realiza ninguna maniobra evasiva. Se trata de un incidente causado por error humano, técnico y/o de vigilancia. La frecuencia con que este evento sucede puede ser obtenida mediante formulaciones genéricas, o extraída de forma más precisa realizando un análisis estadístico mediante el uso de un **Simulador de Maniobras en Tiempo Real**, **herramienta especialmente adecuada** en este caso teniendo en cuenta la importancia del **factor humano** en este tipo de eventos. Este grupo cubre escenarios de peligro tales como error de asignación de ruta, de posicionamiento del barco, fallos de comunicación con tiempos de reacción prolongado, fallos relacionados con la salud del Capitán/Práctico que impiden su participación normal en la maniobra, etc.

- **Colisión o varada del buque a la deriva**: el buque navega a la deriva con rumbo de colisión o varada. Se trata de un incidente causado por fallos relativos al buque como la pérdida de propulsión y gobierno, por ejemplo. En este caso y dado que en este tipo de eventos el factor humano no se considera relevante, se propone como herramienta de análisis el **modelo numérico de simulación de maniobras con autopiloto, SHIPMA**, que permite la realización de un gran número de maniobras con un bajo coste de tiempo.

Estos escenarios pueden dar lugar a accidentes tales como colisión o varada los cuales, en ocasiones, pueden derivar en derrames o vertidos de GNL debido a daños estructurales que afecten a los tanques.

2.2 Análisis del riesgo náutico

El **valor de riesgo** viene definido por el sumatorio del **producto de consecuencias y frecuencias**, **para cada peligro** (*i*) identificado.

$$R = \sum_i F_i \times C_i \qquad (1)$$

En base al nivel de riesgo obtenido y a los criterios de aceptabilidad del proyecto (previamente establecidos), se puede clasificar el riesgo del proyecto en tolerable, intolerable o ALARP (*As Low As Reasonably Practicable*), que quiere decir que se han de aplicar medidas de mitigación y contingencia para reducir los riesgos en la medida en que resulte económicamente viable.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

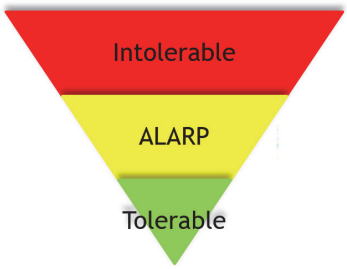


Fig. 1. Clasificación del riesgo

Cuanto más detallado sea el análisis de riesgos realizado, mayor será la precisión de los resultados, minimizando el carácter conservador propio del uso de herramientas menos precisas y optimizando así los resultados, llevando, en ocasiones a disminuir la inversión económica en medidas de mitigación y/o contención que deban aplicarse para reducir el riesgo.

2.3 Condiciones de proyecto

Antes de acometer las **maniobras** empleando herramientas de simulación, es necesario **analizar, seleccionar y modelizar las condiciones específicas del proyecto**: tráfico marítimo, condiciones climáticas, estrategia de maniobra, unidades de remolque disponibles en puerto, etc. De esta forma, los resultados derivados del estudio estarán ligados a cada proyecto, minimizando el número de hipótesis y suposiciones conservadoras que suelen ser necesarias cuando no se emplean este tipo de herramientas, y dando lugar, por tanto, a niveles de riesgo más reducidos y realistas.

2.3.1 Tráfico

Con el fin de determinar la frecuencia anual de colisión o varada de un determinado tráfico de GNL, es preciso identificar el **número de operaciones previstas**, así como la previsión de crecimiento de las mismas, si la hubiera. De esta forma, se pueden establecer **varios niveles de riesgo en función de la densidad de tráfico considerada: actual, a corto plazo y a largo plazo**, por ejemplo.

Otro factor de gran importancia es **caracterizar el tipo de tráfico** que accederá: dimensiones del buque, características de maniobra y gobierno, comportamiento hidrodinámico, etc. En función de esto, se seleccionarán **uno o varios buques de diseño** para la ejecución de las maniobras, que **se comportarán de un modo específico** ante los distintos agentes externos.

Por último, la **condición de carga** del buque para las maniobras de **entrada/salida** también es un parámetro fundamental. Su definición dependerá del tipo de operaciones a realizar en la terminal de GNL: **importación o exportación**. En este tipo de buques se trata de un factor importante, pues existen diferencias significativas en su comportamiento hidrodinámico entre situaciones de plena carga y lastre.

La siguiente expresión muestra la frecuencia como sumatorio del producto de colisión o varada para cada buque (*n*), por el número de operaciones anuales que llevará a cabo dicho buque. La frecuencia de colisión o varada de todos los buques metaneros, por acceso (entradas y salidas), será la suma de las frecuencias tanto para maniobras de entrada como para maniobras de salida.

$$F = \left(\sum_{n} N_n \times P_{\text{colisión o varada, n}} \right)_{entradas} + \left(\sum_{n} N_n \times P_{\text{colisión o varada, n}} \right)_{salidas} \quad (2)$$

2.3.2 Estrategia de maniobra

La estrategia de maniobra es un parámetro fundamental a la hora de calibrar y ejecutar las maniobras con herramientas de simulación. Los principales aspectos a tener en cuenta son los siguientes:

- **Velocidad y rumbo a lo largo de la navegación**. Vienen definidos por la práctica común en un puerto y condicionados las condiciones meteorológicas. El buque ha de tener velocidad suficiente para contar con una adecuada capacidad de gobierno.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- **Trayectoria del buque y geometría del canal de navegación:** dimensiones del canal de navegación (ancho y largo de cada tramo) y tipo de tramos (curvos o rectos)**.**
- **Uso de remolcadores**: en caso de emplearse, cuántas unidades de remolque se utilizan, en qué posición se conectan, cómo asisten al buque (tirando o empujando), qué tipo de propulsión utilizan (ASD, Voith Schneider, convencional, …), qué potencia de tiro a punto fijo tienen y en qué momento de la maniobra se conectan. Además, la eficacia de trabajo de los remolcadores dependerá de agentes externos tales como la velocidad del buque y el oleaje incidente.
- **Señalización** (pares de boyas, balizas, faros, enfilaciones). Un mejor sistema de ayuda a la navegación permitirá minimizar los errores de posicionamiento y mejorar el mantenimiento de posición y rumbo sobre la trayectoria deseada.
- **Zonas de parada y reviro**. Contemplar zonas de parada y reviro condiciona la estrategia de maniobra en gran medida (velocidad, uso de remolcadores y uso de los medios propios del buque).

Esta información se puede obtener mediante **estimaciones basadas** en **experiencia** acumulada en proyectos similares. Sin embargo, en caso de existir la posibilidad, es recomendable mantener una **entrevista con Prácticos locales** para tomar en consideración la práctica habitual en puerto. Por último, existe la posibilidad de partir de las recomendaciones obtenidas de un **estudio en simulador** realizado específicamente para un proyecto, pues los resultados serán orientados a las condiciones locales y, por tanto, con un alto nivel de realismo.

2.3.3 Disposición general del puerto y batimetría

Otro factor importante a tener en cuenta es la disposición general del puerto y la batimetría.

Por una parte, modelar adecuadamente la **disposición general** del puerto permitirá conocer y **distinguir** entre distintas **zonas de colisión** (línea de costa, escollera, pantalán, terminal de pasajeros, terminal de GNL, etc.) y, por tanto, evaluar de forma **cualitativa** las **consecuencias** derivadas de una colisión en función de con qué elemento se produzca el evento.

Para relacionar los resultados obtenidos con las distintas zonas de maniobra, es preciso **discretizar las áreas navegables en secciones**. De este modo, se podrá conocer cuál es la probabilidad de que un buque, a lo largo de una determinada maniobra (entrada o salida), se encuentre navegando en una determinada sección. Este valor estará, también, íntimamente relacionado con la estrategia de maniobra definida (velocidad, zonas de parada, etc.).

Por su parte, modelar adecuadamente la **batimetría** permite determinar las **zonas de varada** de forma detallada. Además, los distintos niveles de profundidad también influyen en el **comportamiento hidrodinámico** de un buque, por lo que la importancia de representar correctamente este factor es aún mayor.

2.3.4 Clima

Las maniobras, empleando **tanto el Simulador de Maniobras en Tiempo Real como el modelo numérico SHIPMA**, son realizadas bajo las **condiciones hidro-meteorológicas locales**. Para relacionar los resultados obtenidos (bajo qué condiciones climáticas se produce colisión o varada) con la probabilidad de ocurrencia de un determinado evento (probabilidad de colisionar o varar), resulta preciso asociar una **probabilidad de presentación a cada condición hidro-meteorológica analizada**, presentada como combinación de viento, corriente y oleaje.

Para ello, resulta necesario disponer de datos realistas y detallados, tales como mediciones de boyas, mareógrafos o anemómetros instalados en las proximidades del emplazamiento. Además, contar con estudios que permitan definir las condiciones de propagación y agitación de los distintos oleajes característicos de una región aporta mayor nivel de precisión a los resultados.

En primer lugar, viento y corriente se discretizarían en distintos grupos en función de la dirección y la intensidad de los mismos. El oleaje se discretizaría de forma similar, tomando en consideración en este caso la altura, el periodo y la dirección. Por último, resulta conveniente analizar todo el clima de forma conjunta (viento, corriente y oleaje) con el fin de identificar correlaciones de los diferentes agentes y, de esta manera, simular bajo condiciones hidro-meteorológicas realistas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

De este modo, se obtiene finalmente la probabilidad de ocurrencia de las distintas combinaciones de viento, corriente y oleaje, representando el **100% del clima local** en las simulaciones.

2.4 Riesgo de colisión o varada del buque propulsado

La colisión o varada del buque propulsado viene dada cuando el buque, por error humano, mantiene rumbo efectivo que, mantenido en el tiempo y sin ejecutar ninguna acción correctiva, lleve al buque a colisionar o varar. Para que esto suceda, han de cumplirse las siguientes premisas:

- El buque ha de alcanzar un rumbo efectivo de colisión (probabilidad de alcanzar un rumbo efectivo de colisión, P_{CC})
- Este rumbo efectivo de colisión ha de mantenerse invariable (probabilidad de error humano, P_{HE}) sin aplicarse acciones evasivas (probabilidad de no reaccionar, $P_{no\ reac}$)

Con esto, la frecuencia anual de colisión o varada del buque propulsado vendrá dada por la siguiente expresión,

$$F_{propulsado} = \left(\sum_{n} N_n \times P_{propulsado,n} \right)_{entradas} + \left(\sum_{n} N_n \times P_{propulsado,n} \right)_{salidas} \quad (3)$$

Y la probabilidad de que se produzca colisión o varada del buque propulsado, en un determinado tramo de navegación (x),

$$P_{propulsado,x} = P_x(x) \times P_{CC}(x) \times P_{HE} \times P_{no\ reac}(x) \quad (4)$$

Donde $P_x(x)$ es la probabilidad de encontrarse, a lo largo de toda la maniobra, en un determinado tramo de navegación. La probabilidad total será la suma de las probabilidades de colisión o varada del buque propulsado en cada tramo de navegación considerado.

Aplicando el uso del Simulador de maniobras en Tiempo Real, se pueden obtener de forma detallada las los valores P_x y P_{CC}. El resto de valores pueden ser obtenidos o estimados a partir de recomendaciones internacionales.

2.4.1 Probabilidad de encontrarse en un tramo de navegación (x), P_x

Una vez definida la estrategia de maniobra y las vías de navegación, como resultado del estudio en simulador se puede conocer cuánto tiempo tarda un buque determinado en navegar o transitar por cada tramo de navegación considerado.

En función de los agentes externos, un buque habrá de navegar a una velocidad mínima que le permita un adecuado nivel de gobierno. A su vez, dicha velocidad mínima de navegación, ha de ser tal que fases posteriores como la de parada puedan ser llevadas a cabo de forma segura.

De esta forma,

$$P_x = {tiempo_x} \Big/ {tiempo_{maniobra\ total}} \quad (5)$$

2.4.2 Probabilidad de alcanzar un rumbo efectivo de colisión, P_{CC}

Este valor puede obtenerse mediante formulaciones y estimaciones indicadas en guías y recomendaciones, las cuales se basan en distinguir dos términos: probabilidad de alcanzar una cierta desviación en rumbo y probabilidad de alcanzar una cerita desviación en distancia lateral con respecto a la trayectoria deseada.

$$P_{CC} = P_{\Delta Rumbo} + P_{\Delta Distancia} \quad (6)$$

Para calcular ambos términos se suponen distribuciones gaussianas para las cuales se consideran desviaciones estándar genéricas que únicamente dependen del tipo de tramo de navegación (aproximación a puerto, aguas abiertas, …) y no tienen en cuenta otros factores de gran importancia sobre las maniobras como el tipo de buque, el clima, las ayudas a la navegación, la asistencia o no de remolcadores, etc.

Empleando el Simulador de Maniobras en Tiempo Real, la probabilidad de alcanzar un rumbo efectivo de colisión puede ser calculada representando y considerando con un alto nivel de detalle la realidad del área de navegación de proyecto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Esta metodología se basa en someter a análisis estadístico el conjunto de maniobras representativas de proyecto, previamente definidas.

Dichas maniobras se repiten un número determinado de veces, contando así con una muestra suficiente para realizar el análisis estadístico. Si bien al aumentar el tamaño de la muestra (número de maniobras) se reduce la variabilidad de los resultados, aproximándose la distribución muestral más a la población, el incremento del tamaño de la muestra supone un coste importante en horas de simulación, por lo que se debe buscar un equilibrio entre la precisión de los resultados y el coste de su obtención. Estudios realizados muestran que a partir de las 8 maniobras realizadas existe una convergencia suficiente de los resultados a la realidad.

A partir del análisis estadístico de las maniobras, y conocidos los límites de varada o colisión en las distintas zonas de navegación, se puede extraer la desviación estándar conjunta y, por tanto, la probabilidad de alcanzar un rumbo efectivo de colisión (P_{CC}), en cada tramo de navegación considerado.

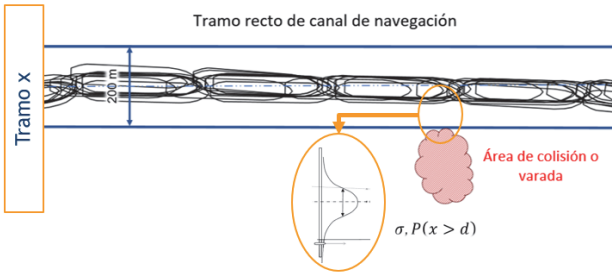


Fig. 2. Obtención de la probabilidad de alcanzar un rumbo efectivo de colisión

La probabilidad de colisión, varada o invasión en cada una de las secciones puede calcularse entonces entrando con los límites laterales de la zona navegable en las sucesivas distribuciones normales. La cola inferior (por babor) o la cola superior (por estribor) darán la probabilidad de navegar, en cada sección considerada, por fuera de la zona segura y constituyen un indicador aproximado de cuáles son las zonas de mayor probabilidad de exceder de los límites de la vía de navegación y, por tanto, de la magnitud del riesgo.

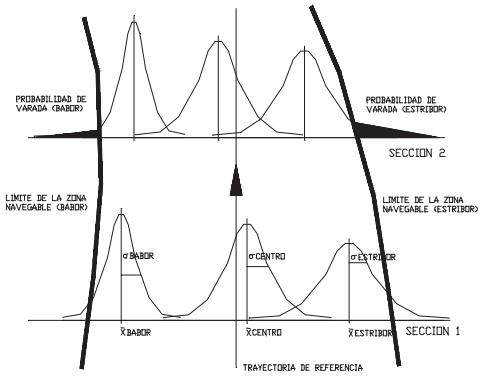


Fig. 3. Distribución normal de la posición del centro y extremos del buque

2.5 Riesgo de colisión o varada del buque a la deriva

La colisión o varada del buque a la deriva viene dada cuando el buque, por un fallo interno o externo, queda a la deriva bajo efecto de los agentes externos sin capacidad de maniobrar ni gobernar. Por tanto, en este caso el factor humano, una vez el buque queda a la deriva, no interviene en los resultados y carece de importancia.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Con esto, la frecuencia anual de colisión o varada del buque propulsado vendrá dada por la siguiente expresión,

$$F_{deriva} = \left(\sum_{n} N_n \times P_{deriva,\, n} \right)_{entradas} + \left(\sum_{n} N_n \times P_{deriva,\, n} \right)_{salidas} \quad (7)$$

Y la probabilidad de que se produzca colisión o varada del buque a la deriva, en un determinado tramo de navegación (x),

$$P_{deriva,\, x} = T_x(x) \times P_{D1}(x) \times P_{D2}(x) \times P_{D3}(x) \times F_{fallo} \quad (8)$$

Donde,

$T_x(x)$ es el tiempo medio que un buque tarda en navegar la sección considerada, x, en el área total considerada para el cálculo de la probabilidad de colisión o varada (horas).

$P_{D1}(x)$ es la probabilidad de varada o colisión del buque a la deriva.

$P_{D2}(x)$ es la probabilidad de no recibir ayuda externa.

$P_{D3}(x)$ es la probabilidad de no evitar la colisión o la varada.

$F_{fallo}(x)$ es la frecuencia de fallo que deje el buque a la deriva (por hora).

La metodología propuesta por Siport21 plantea detectar, una vez el buque queda a la deriva, bajo qué condiciones el buque vararía o colisionaría realizando un seguimiento de la trayectoria descrita. Para ello se emplea como herramienta de simulación el modelo numérico con autopiloto SHIPMA, que permite la ejecución de cientos o miles de maniobras con un consumo de tiempo muy reducido. Esta herramienta es especialmente adecuada tomando en consideración que el factor humano no es relevante en este caso para el cálculo de la probabilidad de colisión o varada del buque a la deriva.

Aplicando el modelo SHIPMA, se pueden obtener de forma detallada los valores **T_x y P_{D1}**. El resto de valores pueden ser obtenidos o estimados a partir de recomendaciones internacionales.

2.5.1 Tiempo en navegar una determinada sección (x), T_x

Uno de los factores a considerar en el cálculo de la probabilidad de varada o colisión del buque a la deriva en una determinada sección es el tiempo que el buque permanece en esa sección. Cuanto mayor es este tiempo, mayor probabilidad de que suceda un fallo en dicha sección que deje el buque a la deriva.

Como resultado de las maniobras llevadas a cabo se puede conocer cuánto tiempo tarda un buque determinado en transitar por cada tramo de navegación considerado, en función de la velocidad local.

2.5.2 Probabilidad de varada o colisión del buque a la deriva, P_{D1}

La probabilidad de que el buque derive hacia una zona de colisión (con buques o estructuras) o varada (salida de la vía navegable), varía en función de la zona de navegación y condiciones topobatimétricas, el tipo de buque y las condiciones hidro-meteorológicas a las que se encuentre expuesto.

De este modo, se simulan en SHIPMA maniobras en las cuales el buque queda a la deriva bajo distintas combinaciones hidro-meteorológicas, en cada sección del área de navegación considerado (previamente discretizado en distintas secciones).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

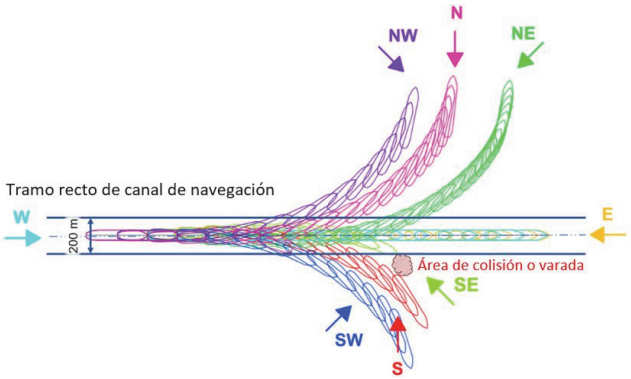


Fig. 4. Muestra de maniobras de deriva bajo efecto del viento (8 direcciones) en una determinada sección

La probabilidad que un determinado buque vare o colisione en una determinada sección de la maniobra (entrada o salida) se determina, entonces, como el sumatorio de probabilidades de las distintas combinaciones climáticas que lleven al mismo a que suceda dicho evento.

$$P_{D1} = \sum_{n} j_n \times P_{clima,\,n} \qquad (9)$$

Donde,

j_n toma el valor 1, en caso de que la combinación climática, *n*, lleve al buque a varar o colisionar y 0 en caso contrario.

$P_{clima,n}$ es la probabilidad de que se produzca una determinada combinación climática, *n* (viento, corriente, oleaje).

De este modo, en cada sección, *x*, se simulan *n* situaciones de deriva (una por cada combinación climática). Este proceso se realiza tanto para maniobras de entrada como para maniobras de salida, para todos los buques de diseño, *i*, considerados.

$$\text{Núm. maniobras} = \left(n_{clima} \times x_{sec.} \times i_{buques}\right)_{entradas} + \left(n_{clima} \times x_{sec.} \times i_{buques}\right)_{salidas} \qquad (10)$$

Cabe destacar que el número de maniobras total a realizar puede ascender fácilmente a cientos o miles, en función del grado de precisión y del nivel de detalle en la discretización de los agentes climáticos, las secciones de canal, y el número de buques de diseño seleccionados.

2.6 Resultados

Una vez obtenidas las frecuencias anuales de colisión o varada del buque propulsado y del buque a la deriva, la frecuencia total es el resultado de la suma directa de ambos términos.

$$F_{colisión\ o\ varada} = F_{propulsado} + F_{deriva} \qquad (11)$$

Los resultados obtenidos no solo incluyen las condiciones locales de proyecto (clima, planta, batimetría, buques próximos atracados, etc.), sino que también dependen de la estrategia de maniobra seleccionada. Es decir, el hecho de que el buque navegue a una determinada velocidad, con un cierto rumbo, comience a reducir velocidad en un determinado tramo, etc., afecta significativamente a los resultados.

Como punto diferenciador, el uso de herramientas de simulación en el cálculo de la frecuencia de colisión o varada de un buque en navegación permite, con respecto a otras metodologías:

- **Distinguir** cuáles son las **zonas** de maniobra **en que la colisión o varada es más probable**. La discretización del área de navegación en secciones permite valorar qué secciones contribuyen en mayor medida a la probabilidad de colisionar o varar y, por tanto, al riesgo final. Esto permite **orientar medidas de mitigación o contención** a una determinada zona, y no a toda la vía de navegación, reforzando las ayudas a la navegación en zonas puntuales, por ejemplo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- **Distinguir** cuáles son las **combinaciones climáticas bajo las cuales se produce colisión o varada con mayor probabilidad**. La discretización de los agentes ambientales (viento, corriente y oleaje) permite valorar qué sectores de viento, qué direcciones de oleaje o qué estados de mar contribuyen en mayor medida a la probabilidad de colisionar o varar y, por tanto, al riesgo final. De nuevo, esto permite **orientar medidas de mitigación o contención** a unas determinadas condiciones hidro-meteorológicas. Por ejemplo, limitar la intensidad de viento de un determinado cuadrante, y no de toda la rosa, puede permitir reducir la frecuencia de colisión o varada a niveles aceptables, optimizando así la seguridad y operatividad de la vía navegable.

- **Evaluar eficacia de medidas de mitigación o contención**. La aplicación de ciertas medidas de mitigación o contención que puedan ser representadas por las herramientas de simulación puede evaluarse para determinar su eficacia. Por ejemplo, se puede valorar la utilidad de modificar las áreas navegables dragando en ciertas zonas, modificar la posición de una cierta terminal que aún no haya sido construida, modificar la estrategia de maniobra, etc. Se destaca entre estas medidas la **asistencia de remolcadores**, pues su eficacia puede ser evaluada con gran precisión incluyendo variables tales como el número de unidades, el punto de conexión, potencia, tipo de propulsión, etc.

- **Distinguir elementos con los que se produce colisión o varada**. Esto permite, así mismo, **evaluar cualitativamente las consecuencias** de accidente. Por ejemplo, las consecuencias de una varada serán mayores en caso de producirse en suelo rocoso a mayor velocidad, o las consecuencias de una colisión serán mayores en caso de contacto con un buque de pasaje a mayor velocidad.

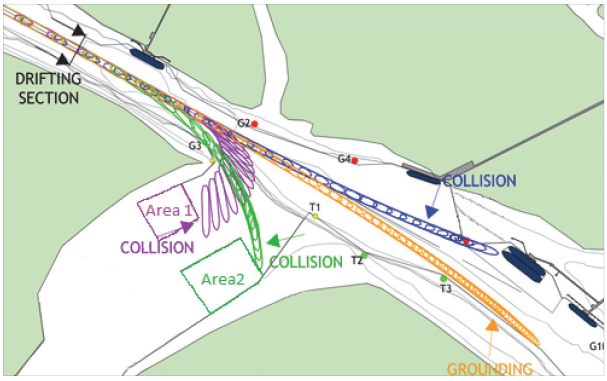


Fig. 5. Identificación de elementos con los que se produce colisión

El resultado de la metodología aplicada supone una herramienta sólida, robusta y versátil de toma de decisiones que permite identificar en qué casos resulta o no necesario tomar medidas para reducir la frecuencia de colisión o varada y evaluar la eficacia de las distintas medidas de mitigación o contención aplicables.

4. Otras aplicaciones

El uso de herramientas de simulación no solo permite cuantificar la frecuencia de colisión o varada de buques en navegación, sino que existen otras aplicaciones relacionadas con el cálculo de frecuencia de accidente que resultan de gran interés para los estudios de riesgos náuticos. A continuación, se presentan algunos casos de aplicaciones:

- **Frecuencia de colisión contra una determinada terminal**: aplicando la misma metodología para el tráfico pasante frente a las proximidades de la terminal, se puede evaluar la frecuencia de colisión de un buque tercero contra dicha terminal. Esto permite identificar la viabilidad de la instalación de una nueva terminal en una determinada localización, así como establecer su posición óptima que menor riesgo entrañe.

- **Frecuencia de colisión o varada por rotura de amarras**. En este caso, los buques no se encuentran en navegación, sino atracados en la terminal cuando sucede un incidente de rotura de amarras, quedando a la deriva bajo el efecto de los agentes externos. En caso de suceder este fallo, resulta de gran interés conocer con qué probabilidad el buque colisionaría o vararía, en cuánto tiempo y a qué velocidad, en función de la dirección e intensidad de los agentes externos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

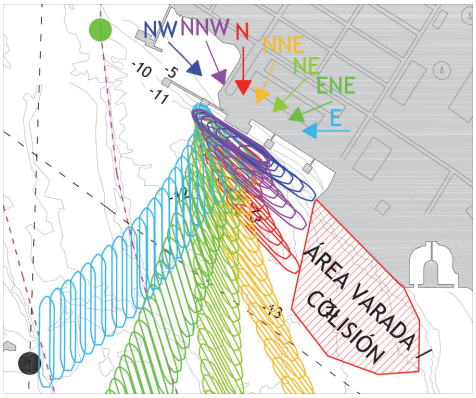


Fig. 7. Colisión o varada por rotura de amarras

Realizando este análisis para toda actividad náutica en un determinado puerto es posible conocer **el riesgo de accidente global** con que un **puerto** se encuentra o encontraría operando tras la apertura de una nueva instalación de GNL.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Protecciones Marítimas de los Fuertes de San Fernando de Bocachica y San José en Cartagena de Indias (Colombia)

Serrano-Núñez, Paloma[a]; Herrera-Gamboa, María Piedad[b]; Serra, José[a]; González-Escrivá, Jose Alberto[a] ; Calderón, Pedro[c] y Catalá, Joaquín[c]

[a]Laboratorio de Puertos y Costas – Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, España psernu@gmail.com, jserra@upv.es, jgonzale@upv.es, [b]PROES Consultores S.A., 28020 Madrid, España; mherrera@proes.engineering, [c]Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingenería Civil, Universitat Politècnica de València, España, pcaldero@upv.es, jcatala@upv.es.

Resumen

El Fuerte de San Fernando y la Batería de San José en Cartagena de Indias son monumentos patrimonio de la UNESCO, encontrándose con problemas derivados de su proximidad al canal de Bocachica que pueden verse agravados por el incremento de calado previsto para el mismo.

El presente trabajo analiza la problemática existente y futura efectuando el diseño de sendas protecciones marítimas que se proponen para minimizar el riesgo de daños a ambas fortalezas.

Palabras clave: *protecciones marítimas, patrimonio UNESCO, canal de Bocachica.*

1. Introducción

Las estructuras marítimas que se proponen tienen por objeto fundamental la protección del Castillo de San Fernando y la Batería de San José, situadas en Bocachica, en la entrada natural, única y tradicional de las grandes embarcaciones de todo tipo que se dirigen al interior de la Bahía de Cartagena de Indias, en Colombia.

La importancia estratégica de la bahía y del puerto de Cartagena es grande, y más aún en el momento en el que se diseñan las protecciones, coincidente con la ampliación del Canal de Panamá. Dicha ampliación posiblitará que mayores embarcaciones que las que actualmente penetran la bahía accedan y atraquen en el puerto de Cartagena. Ello motivó que las autoridades colombianas, del Departamento de Bolívar y de la propia ciudad de Cartagena se planteasen la necesidad de construir las obras necesarias para lograr un calado adecuado, en la entrada de la bahía (Bocachica) y en los canales interiores, que permita el acceso de embarcaciones de mayor calado al puerto de Cartagena y con ello mantener e incrementar la competitividad del propio puerto como tal y las oportunidades comerciales para Cartagena y Colombia.

Así pues se decidió incrementar la profundidad del Canal de Bocachica hasta los 20.5 metros de profundidad. Pero las autoridades colombianas, al más alto nivel y desde todas las instancias e instituciones, especialmente desde el Ministerio de Cultura y su Dirección de Patrimonio, han planteado, junto a la ya mencionada necesidad estratégica de incrementar el dragado, la necesidad, a la par, de garantizar que las actuaciones en el Canal de Bocachica no afecten a los dos bienes patrimoniales antes citados, tan queridos por Colombia y por el mundo entero.

Las actuaciones a incluir en el proyecto, tal como se acordó en las reuniones celebradas entre la Propiedad (Promotora o Administración), la Financiera de Desarrollo Nacional (FDN) e INVIAS con los representantes de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV), especialmente en la reunión de presentación de los denominados Estudios Previos por la UPV, celebrada en Cartagena en febrero de 2014, son las siguientes:

1. Las protecciones marítimas necesarias para la defensa de las dos fortalezas.
2. Los recalces necesarios para cimentar adecuadamente las estructuras de ambos bienes patrimoniales.
3. La adecuación del Foso de San Fernando de modo que permita su navegación interior.
4. La monitorización de las actuaciones durante la fase de construcción y de uso.

El objeto del presente estudio es doble, en primer lugar, realizar el análisis y diagnostico de la problemática existente y futura ante el incremento de calado en el canal de Bocachica para de los Fuertes de San Fernando y San José, y en segundo lugar, diseñar elementos de protección que minimicen el riesgo detectado.

2. Problemática existente y futura

El fuerte de San Fernando se sitúa en la Isla de Tierra Bomba en Bocachica mientras que el Fuerte de Batería de San José se encuentra en Isla Draga (ver Fig. 1). Ambos fuertes fueron construidos en el siglo XVIII y se encargaban de proteger la única entrada marítima la ciudad. Debido a su emplazamiento, han estado expuestos a la acción del mar desde su construcción por lo que ambos fuertes sufren, en su mayor parte, problemas de socavación y entrada de agua a los fuertes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 1. Imágenes de la Fortaleza de San Fernando (izquierda) y del Fuerta-batería de San José (derecha)

Los principales problemas detectados son:

- Socavación de la base del fuerte: la acción del oleaje sobre el fuerte ha generado que se pierda gran parte del material arenoso que se encuentra en la base del fuerte. La pérdida localizada en algunas zonas ha afectado a la cimentación de las estructuras con la aparición de fisuras y asientos (mayores a 20 cm principalmente en la parte central de los muros orientados hacia el agua) que amenazan la integridad estructural del conjunto (ver Fig. 2).

  En el caso del Fuerte-batería de San José la reciente ejecución de diques exentos han reducido la acción del oleaje, pero sin solucionar satisfactoriamente además de encontrarse en un estado avanzado de deterioro.

- Entrada del agua a los fuertes: debida al nivel relativo del mar cuando se presentan mareas altas y en especial cuando son mareas vivas. Asimismo, también se produce entrada de agua por efecto del run-up del oleaje cuando una ola golpea contra el fuerte, especialmente en el caso de ondas de largo periodo (ver Fig. 2).

- Sedimentación del foso húmedo (ver Fig. 1-izquierda): el foso húmedo es la zona que divide físicamente el fuerte de San Fernando de la isla Tierra Bomba. La causa es la entrada de agua con finos en suspensión que posteriormente sedimentan en el foso.

Fig. 2. Imágenes que muestran la problemática existente en los Fuertes

Las patologías estruturales son: grietas y fisuras, desplazamiento de sillares, desplome de muros, desmoronamiento superficial o granular del material, disoluciones, abrasión, socavación de cimientos, alveolización, infiltraciones de agua, humedades por capilaridad o condensación, costras y eflorescencias, biodeterioros y taponamiento de drenajes entre otros.

El terreno sobre el que descansan estas estructuras está formado por material granular fino, fácilmente erosionable y muy susceptible a los cambios de las condiciones de contorno y, dada la proximidad de las fortalezas al canal de Bocachica, se teme que las futuras actuaciones de dragado o el paso embarcaciones de mayor tamaño, puedan poner en riesgo su estabilidad. El incremento de nivel del mar de entre 2 a 3.6 mm/año registrado en las estaciones mareográficas para el sector de Cartagena (Torres Parra et al, 2006) contribuye a incrementar estos efectos.

3. Estudios previos. Diagnóstico

3.1 Geotecnia

Los perfiles geotécnicos están formados por dos capas granulares. Una primera que forma el sustrato o la base (capa B: arenas de capacidad media alta, finas, limosas a arcillosas con parches arrecifales intercalados, más o menos disgregados y cementados) y otra que la cubre (capa A: arenas sueltas finals, limosas, mal graduadas), con espesor variable, en la práctica totalidad del área en estudio en los dos emplazamientos. Se observa también que en San Fernando el espesor de

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

la capa A es bastante uniforme, entre 2 y 5 metros, mientras que en San José este espesor es bastante más variable, siendo nulo en algunos sondeos y de hasta 10 metros en otros.

3.2 Licuefacción de arenas

En ambas fortalezas aparecen zonas en el nivel más superficial de terreno (Capa A) que no cumplen los requisitos de seguridad frente a la licuación (v.g., FS<1,2).

Por lo tanto, la capa A del terreno de apoyo de las protecciones marítimas que se propongan será **potencialmente licuable.**

- En San Fernando, el espesor del estrato licuable es del orden de 2,5-3,0 metros en la traza del dique. Considerando que el espesor global de la protección, incluyendo escollera, filtros y saneo del cimiento, tiene un espesor similar, prácticamente se eliminaría todo el estrato potencialmente licuable. Así pues, se han definido los perfiles transversales llevando el dragado hasta la capa B (es decir, a unos 3 metros de profundidad, si bien este valor se deberá ir ajustando según vayan avanzando las obras, ajustando la profundidad a la realmente encontrada en cada zona, siempre con el visto bueno de la Interventoría).
- En San José el espesor del estrato licuable es del orden de 7 metros en la traza de los nuevos diques, por lo que no se debe pretender excavarlo en su totalidad y debe dragarse el espesor estricto necesario para incluir todas las capas de protección de la sección del dique. Resulta en este caso más sensato pensar que, en el caso de licuación de las arenas del cimiento, se producirían roturas parciales que, dado el caso, requerirían reparaciones de los diques, algo que resulta plenamente asumible en este tipo de obras flexibles. Como conclusión, el criterio para establecer la profundidad de dragado ha sido el más restrictivo de los siguientes:
    - Dragar y rellenar con todo uno un espesor de 70 cm bajo las capas que definen el dique.
    - Donde el hipotético talud 5H:1V desde el canal (a la cota -20,5) intersecte con la línea

    que define el dragado necesario para la ejecución del pie de protección del dique. Este es el criterio de diseño únicamente en las secciones más cercanas al Canal de Bocachica.

3.3 Arqueología

El entorno de los fuertes de San Fernando y San José y el Canal de Bocachica han sido testigos de numerosos episodios históricos. La posible presencia en la zona de elementos patrimoniales y/o arqueológicos se ha determinado concluyéndose que:

- En San Fernando, ninguno de los mapas de sitos arquológicos reportan posibilidad de elementos arqueológicos en el entorno de las actuaciones propuestas.
- En San José, varios de los mapas de sitios arqueológicos reportan la posibilia de la existencia de elementos arqueológicos. Sin embargo, se considera que caso de existir algún elemento arqueológico en la zona ya se habría visto afectado con la construcción de los diques originales. En cualquier otro caso la solución propuesta deberá ser lo suficientemente flexible como para adaptarse de forma que los elementos no se vieran afectados.

3.4 Clima marítimo, dinámica litoral y diagnóstico de la situación actual

En primer lugar se caracterizan las dinámicas actuantes en el entorno del Fuerte de San Fernando y el Fuerte Batería de San José en Bocachica (Cartagena, Colombia), para seguidamente obtener el diagnóstico de la situación actual existente.

3.4.1 Clima marítimo

Se analizarán las fuentes de información disponibles para oleajes, vientos, corriente y variación de nivel del mar para caracterizar dichas dinámicas para dos fines diferencidos:

- Diseño resistente/estructural de las estructuras marítimas de protección a los fuertes: se consideraron:
    - regímenes extremales de oleaje con periodo de retorno 50 años obtenidos a partir de de datos del modelo WaveWatchIII calibrado con datos de la Boya de Barranquilla
    - oleajes y variaciones de nivel producidos por huracanes obtenidos a partir de registros históricos
    - oleajes provocados por la navegaciónde los futuros buques de diseño (PANAMAX y NEWPANAMAX navegando a 12 nudos y petroleros SUEZMAX navegando a 8 nudos) por el canal de Bocachica en las proximidades de los Fuertes.
    - Niveles del mar máximos y mínimos en el periodo de retorno considerado incluyendo, asimismo los valores de variación estimada por efecto del cambio climático.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Efectos de las corrientes sobre el transporte de sedimentos y la estabilidad del litoral
    - regímenes medios de oleaje con periodo de retorno 50 años obtenidos a partir de de datos del modelo WaveWatchIII calibrado con datos de la Boya de Barranquilla incluyendo los efectos de la estacionalidad

3.4.2 Propagación del oleaje

El oleaje definido mediante los regímenes medios y extremales se propagará mediante modelización numérica (software SWAN y SMC) hasta las proximidades de los Fuertes de San Fernando y San José, recomponiendo posteriormente los regímenes medios en ubicaciones próximas a los fuertes antes de la rotura del oleaje (d=5 m) y obteniendo los valores de oleajes extremales para el diseño resistente de las estructuras marítimas propuestas y medios para la estimación del potencial erosivo sobre el sustrato en el que se cimentan las fortalezas y estructuras marítimas propuestas.

Los valores máximos del oleaje extremal propagado a las proximidades de los fuertes son de alturas de 1.3 m aproximadamente frente a valores de oleaje de divergencia provocado por los buqes de dieseño en tránsito con alturas aproximadas de 1.5 m.

La marea astronómica y la meteorológica son del mismo valor, 0.4 m cada una, debiendo considerarse además la posible sobreelevación provocada por las ondas generadas por buques en tránsito por el canal de acceso. El nivel del mar puede verse afectado durante el tránsito del duque de diseño en el canal que, además de las ondas divergentes producidas de corto periodo, provoca ondas de succión con alturas de hasta 1.4 m y periodos de más de 60 s. aproximadamente. No se consideran otros fenómenos extraordinarios asociados a los ciclones tropicales por considerarse a adición de niveles escasamente poco probable.

3.4.3 Dinámica litoral

La dinámica litoral existente y las asociadas a las alternativas efectuadas en planta se han evaluado con formulación clásica y modelización numérica de los campos de corrientes, contrastándose las conclusiones respecto a la evolución histórica al estado actual mediante análisis de las imágenes áereas y satelitales disponibles.

Los resultados obtenidos permiten explicar la colmatación del foso húmedo del Fuerte de San Fernando así como situaciones observadas en la galería de imágenes históricas de Google Earth. Además de los mencionados casos particulares, se constata la existencia de un transporte de sedimentos que moviliza los fondos tendiendo en algunos casos a reducir la base de apoyo sobre la que se cimientan los fuertes. La solución que puede contribuir a detener los procesos tanto erosivos como de acreción al detener el oleaje a mayor distancia consistiría en confinar el espacio perimetral alrededor de los fuertes mediante estructuras marítimas exentas.

3.5 Diagnóstico

La continua exposición a los oleajes oceánicos, de buques navegando por el canal de acceso a la Bahía de Cartagena, de las corrientes de marea está afectando a la integridad de los fuertes en los que han aparecido grietas en sus estructuras producidas probablemente por socavación, además de sufrir frecuentes entradas de agua al interior de los fuertes

Sin embargo, los problemas que durante tiempo vienen afectando a los fuertes pueden por las siguientes causas

- El nuevo dragado ensanchando y profundizando con taludes 1/3 hasta 20.5 m el canal de acceso y, por lo tanto, aproximando mayores profundidades a los fuertes con la consecuente modificación de las condiciones topo-geométricas como hidrodinámicas, además de propiciar un incremento en la frecuencia y en el tamaño de los buques que navegarán por el canal de acceso pudiendo afectar acumulativamente a los procesos erosivos nombrados (oleajes de hasta 1.56 m y periodos entre 2.5 y 3.5 s según Restrepo et al, 2014).
- oleaje oceánico que puede verse afectado por las variaciones de nivel y ondas de largo periodo que provoca el paso de buques de gran tonelaje (oleaje de succión del orden de 1.37 m de altura y periodos de hasta 66 s según Restrepo et al, 2014). Otra variación es la que para la zona de Cartagena se estima en función del cambio climático, que constituye otro factor a considerar en el futuro (http://cambioclimatico. invemar.org.co/ncap-ii-colombia) .
- el propio oleaje de buques, que además de provocar los cambios de nivel localmente (onda larga) facilitando que lleguen oleajes oceánicos de mayor intensidad e incrementando la posibilidad de entrada de agua en los fuertes, contribuye de forma importante al movimiento de los sedimentos (finos y muy finos) en las zonas de aguas someras próximas a las fortalezas. No debe despreciarse dicho oleaje porque su intensidad sea menor que la del oleaje oceánico extremal, ya que su probabilidad de ocurrencia es bastante elevada ya que todos los días en la actualidad pasan dos petroleros por Bocachica y con el nuevo canal se incrementará la frecuencia y porte de los mismos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Otras acciones que podrían tener consecuencias son:

- el oleaje local por viento provocado por la componente N o NE que puede llegar a desarrollar oleajes al S de la Bahía de cierta intensidad debido al fecth geográfico existente. Sin embargo, la ubicación de los Fuertes, por el abrigo que la isla Tierra Bomba efectúa sobre los mismos, sólo sería afectada por los vientos de componente E, muy poco probables y con un fecth muy reducido.
- el efecto de las corrientes llenantes y vaciantes, provocadas por el flujo y reflujo podrían ser relevantes atendiendo a su mayor probabilidad de presentación. Sin embargo, lo reducido de sus valores sólo afectaría a los sedimentos finos en suspensión como consecuencia del oleaje concomitante.

En el interior de la Bahía de Cartagena las corrientes son generadas principalmente por la marea y el viento. El viento es el factor más importante durante la época seca, cuando predominan los vientos Alisios; en esta época las aguas del Canal del Dique se sitúan al sur de la Bahía generando una corriente hacia la margen Sur. Durante la época de lluvias los vientos por su intensidad son menos importantes, teniendo entonces mayor influencia la marea sobre la generación de las corrientes y los aportes del Canal del Dique. Por ser la marea de amplitud pequeña, las corrientes generadas son por lo general menores que las generadas por el viento, las aguas del Canal del Dique flotan sobre las aguas saladas invadiendo la Bahía hasta salir por Bocachica (Moreno, 2008). Estos efectos que se pueden ser referidos cambios en las corrientes generales de la Bahía debido al cnal del Dique no se han considerado por producir un efecto similar el de las corrientes llenantes y vaciantes pero con menor aporte de caudal.

En el sector de Bocachica las velocidades promedio medidas en campaña realizada por la Universidad de Cartagena en 2002 variaron entre 1,51 y 12,55 cm/s, con máximas de 26,98 cm/s (Moreno, 2008). Dichos valores de corriente, si bien reducidos pueden ser importantes cuando los sedimentos finos que conforman los fondos marinos se encuentran en suspensión como consecuencia oleaje concomitante.

4. Propuesta de protecciones marítimas exentas

El diagnóstico de la situación actual indica que la dinámica litoral tiene capacidad para modificar los fondos en las proximidades de los fuertes, paliándose con la protección perimetral constituida por los diques exentos de la solución propuesta. Basado en el diagnóstico de la posible evolución en la situación actual, se propone un diseño en planta basado en el análisis de corrientes, definiéndose las acciones medioambientales (oleaje, nivel del mar, etc) para el diseño final de las protecciones marítimas propuestas.

4.1 Bases de diseño

Dado el carácter turístico-cultura-histórico-patrimonial de los fuertes de San Fernando y San José, las protecciones que se diseñen para su defensa ante el ataque del oleaje deben de no alterar el aspecto visual para lo cual éstas deberán estar por debajo del nivel del mar no provocando obstáculo visual alguno. Por otra parte, la socialización de la actuación que se acometa obliga a mantener los calados próximos a los fuertes, así como el acceso a dichas áreas de navegación frecuentadas en la actualidad por embarcaciones y lanchas de pequeño porte dedicadas a la pesca principalmente. Asimismo, los materiales empleados deberán ser o reproducir los naturales en el entorno marítimo cercano.

Otra característica de la zona con influencia en el diseño la constituye el propio material donde se asientan los fuertes y donde se asentarán las futuras obras de protección marítima. El terreno, formado por arenas con finos depositados por los aportes del Canal del Dique en el sector de Bocachica presenta riesgo de licuación por lo que el diseño debe incluir medidas o elementos que garanticen a seguridad ante las cargas transmitidas y especialmente las cíclicas (provocadas por la interacción del oleaje con las propias estructuras). Téngase en cuenta que las propias estructuras generarán una acciones sobre el cimiento mayores que las que éste soportaba antes de su construcción.

4.2 Diseño en planta

Una vez modelizado el oleaje propagado se analiza la situación actual así como la idoneidad de las propuestas de actuación respecto de las corrientes que se generarán en la zona como consecuencia de los oleajes actuantes y su interacción con los fondos marinos y estructuras costeras en distintos escenarios de actuación. En una primera aproximación se diseñó una alternativa (escenario 1) que resultó validada por los campos de corrientes para el fuerte de San Fernando, pero mejorable para el Fuerte de San José. Como se muestra en la figura 3, en la abertura central y en la tramo SW se generan corrientes para ciertas direcciones que pueden erosionar el SW del Fuerte o aterrar la entrada entre diques exentos erosionando los fondos próximos al pie del morro del dique, por lo que se propone el cierre de dicha abertura y la prolongación al sur de la misma (escenario 2).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

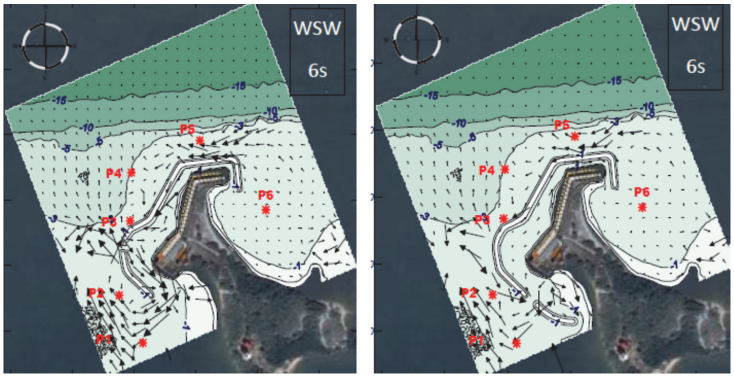


Fig. 3. Campo de corrientes mas desfavorable para escenarios 1 y 2 (izquierda y derecha, respectivamente) en el Fuerte de San José

Los resultados de los campos de corrientes para los casos propagados para el escenario 2 no muestran problemas significativos respecto a la hidrodinámica en la zona por lo que dicho escenario se propone como solución en planta de las protecciones marítimas a los fuertes. La solución en planta para ambos fuertes se representa en la figura 4.

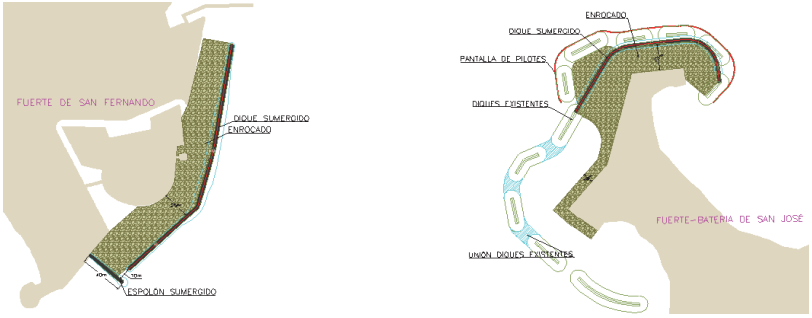


Fig. 4. Planta de las protecciones propuestas para los Fuertes de San Fernando de Bocachica y San José (Cartagena, Colombia)

4.3 Diseño en alzado

La solución que se propone es la de confinar el espacio perimetral alrededor de los fuetes mediante una barrera de estructuras marítimas exentas que minimizen la acción del oleaje deteniendo los procesos erosivos en las proximidades de los fuertes.

Los datos de oleaje de diseño comprenderán las acciones más desfavorables que las estructuras deban soportar en su vida útil con el nivel de riesgo adoptado, que se definen a partir del periodo de retorno considerado de 50 años. Éstas son:

- Fuerte de San Fernando: Hd= 1.6 > 1.524 m Tp= 3 s (oleaje buques)
- Fuerte de San José Hd= 1.6 > 1.520 m Tp=10 s (oleaje exterior) pudiendo considerarse una reducción por rotura en la zona B Hd ~1.26 m)

A partir de las condiciones de diseño se ha propuesto y posteriormente dimensionado una combinación de elementos de protección marítima (ver Fig 5) compuesta por:

- Estructura marítima en talud exenta sumergida (cota de coronación -0.2 s/MLSW) estáticamente estable con manto exterior de piezas de Wa=M50,a con espesor en dos capas, capa de filtro se constituye con escollera de Wf=M50,f, también en dos capas (excepto en secciones con geotextil) dispuesta sobre un filtro de todo uno de 25 cm de espesor
- Revestimiento del fondo entre los diques exentos y las protecciones en talud de los paramentos de los fuertes con escollera de 500 kg en una capa (espesor 0.6 m) sobre filtro de todo un (25 cm de espesor)
- Protecciones en talud de los paramentos de los fuertes realizada con talud de escollera de 500 kg sobre base de todo uno de 25 m con coronación a -0.2 m s/MLSW y talud 2:1 apoyada en su cara interior en el paramento exterior de los fuertes

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

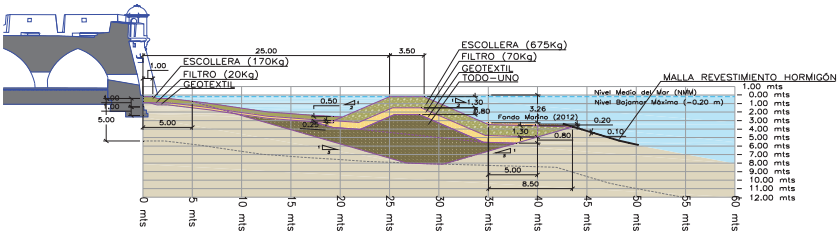


Fig. 5. Sección protección para el Fuerte de San Fernando de Bocachica (Cartagena, Colombia)

La escasez de referencias respecto a estructuras en talud sumergidas, unido a la particularidad de las condiciones batimétricas en las que se ubican, haría aconsejable su modelización física a escala para optimizar el diseño y reducir incertidumbres. Por motivos de premura y económicos, en lugar de la modelización física, se ha planteado una modelización numérica con el modelo IH-2VOF, desarrollado en la Universidad de Cantabria (España) que permita conocer con mayor detalle el comportamiento hidrodinámico del diseño adoptado para las protecciones marítimas de ambos fuertes. La modelización aporta resultados de alturas de ola, velocidades de corrientes y niveles de agua en sus proximidades. Dicha modelización se ha realizado con unos parámetros próximos a los definitivos de proyecto estimados en una fase previa debido a que el tiempo necesario para repetir la modelización una vez ajustados los parámetros no era posible. Sin embargo, los resultados desde un punto de vista cualitativo sirven para ratificar el diseño.

Dicha modelización muestra cualitativa y cuantitativamente (velocidades de corriente y niveles) el comportamiento de la solución propuesta ante unas pocas situaciones de oleaje (por la duración que la ejecución del modelo requiere). Se considera que dicho modelo ha servido para mostrar que los fuertes, si bien estarán protegidos estructuralmente ante la erosión, sí que seguirán experimentando inundaciones por oleaje y elevación del nivel medio en condiciones de temporal.

Del análisis de las alturas de ola y el oleaje transmitido se ha hallado un coeficiente de transmisión inferior al teórico con lo que si aceptásemos dichos valores la protección del dique al fuerte sería mayor.

Los valores promedio de las alturas de ola que alcanzan los fuertes son del 40% al 30% de los valores a pie de dique para el Fuerte de San Fernando y el Fuerte Batería de San José, respectivamente.Asimismo se han analizado los niveles de agua que alcanzan los fuertes para evaluar las posibilidades de entrada de agua a los mismos, alcanzándose niveles de 1.8 m respecto del fondo, con lo que para las condiciones de diseño sí que se producirían estos fenómenos.

En resumen la estructura cumple con la finalidad proyectada de protección si bien la reducida cota de coronación en casos de marea alta permite que los niveles altos puedan alcanzar los fuertes.

Agradecimientos

Los autores desean reconocer expresamente la labor del Ministerio de Cultura de Colombia y su División de Patrimonio, así como las relaciones con la Financiera de Desarrollo Nacional (FDN) e INVIAS y a la empresa Aqua&Terra por facilitar los datos que han permitido realizar los cálculos de clima marítimo, especialmente a los ingenieros Julio Mesa y César Fajardo. Asmismo, al Ministerio de Economía y Competitividad y al Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) por la financiación para el estudio de estructuras en condiciones de oleaje limitado por fondo en el proyecto BIA2015-70436-R.

Referencias

CATALA, J., Y CALDERON, P. (2014). *Estudios y diseños integrales a Fase III para la ejecución de las obras de reforzamiento estructural y protección perimetral del Fuerte San Fernando y el Fuerte Batería San José en Bocachica, en la ciudad de Cartagena, Departamento de Bolivar, en el escenario de dragado del canal de acceso a Cartagena a 20.5 m de profundidad.* Proyecto de construcción. Financiera de Desarrollo Nacional. Colombia., <https://fileserver.fdn.com.co/ Descarga?ruta=fdn/PROCESOS/00008/ FDNAXOEST000080042015033101.pdf> [Consulta: 10 de enero 2019].

MORENO, D. (2008). *Estudio de Oleajes, Caracterización Oceanográfica y Determinación del Oleaje de Diseño. Versión Final.* Elaboración de los Estudios y Diseños de Refuerzo de las Protecciones de los Fuertes de San José y San Fernando en la zona de influencia del Canal de Acceso a Cartagena y su Trámite de Aprobación ante las Autoridades Competentes. Consorcio AFA Ingenieros.

RESTREPO, A., (2014). *Estudios y Diseños para a Ampliación del Canal de Acceso de Bocachica, Cartagena, Colombia.* Aqua&Terra y Puerto Bahía.

TORRES PARRA, R.R., GÓMEZ LÓPEZ, J.C. Y AFANADOR, F. (2006). "Variación del nivel medio del mar en el caribe colombiano" en *Boletín científico CIOH*, No. 24, p. 64-72.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Reparación de la pasarela peatonal de Xubia (TT.MM. Neda y Narón)

Gil-Villar, Carlos Director de Obra[a]; Eimil-Apenela, Rafael Ingeniero-Jefe[a]; Puente-Veiga, Manuel Jefe de Obra[b] y Gonzalez-Meijide, José Antonio, Asesoramiento[c]

[a]Demarcación de Costas en Galicia (MITECO). Cgil@miteco.es. Reimil@miteco.es
[b]Sociedad Mercantil Estatal TRAGSA. Mpuente1@tragsa.es
[c]TEMHA. Meijide@temha.es

Resumen

Este artículo recoge los trabajos de restauración y conservación realizados por la Demarcación de Costas a un puente singular de acero y arcos de madera laminada construido a principios de los años 2000 para incrementar su durabilidad y vida útil.

Palabras clave: *Reparación, rehabilitación, conservación, mantenimiento, pasarela de madera, puente, Neda, Narón, Xubia.*

1. Introducción

A finales de los años noventa la Demarcación de Costas de Galicia proyecta y construye una pasarela peatonal de 90 m de largo para cruzar el rio Xubia. Esta infraestructura permite conectar sendas y paseos marítimos que dan continuidad a más de 7 km. de itinerarios que sirven de pulmón verde del área metropolitana de Ferrol. Esta construcción, fue diseñada por la empresa TEMHA, especialista en este tipo de construcciones, está formada por 2 arcos dobles de madera laminada, que soportan mediante tirantes de acero un tablero de estructura metálica, con pavimento de madera de 4,5 m. de ancho Además dispone una cubierta de cinc apoyada en una estructura tubular de acero que protege a los transeúntes de las acciones meteorológicas.

Fig. 1 Fotografía aérea

Los arcos, con apoyo en estribos y pilar central, son dobles de madera laminada de sección 200 x 900 mm. con una luz de 45 m, y una flecha 15 m, están encajados en los apoyos (3 m.) sobre vainas de chapa de acero galvanizado y pintado.

Fig. 2 Pasarela una vez finalizada su construcción

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

De ellos cuelgan los 40 tensores que sirven de soporte del tablero, estos son macizos redondos de 60 a 40 mm, de acero galvanizado en caliente, y soportan la estructura del tablero mediante vigas ménsulas adosadas a un cajón central de acero y hormigón de 2 m de ancho, y al mismo tiempo soportan de la cubierta de la pasarela (4,5 m de ancho).

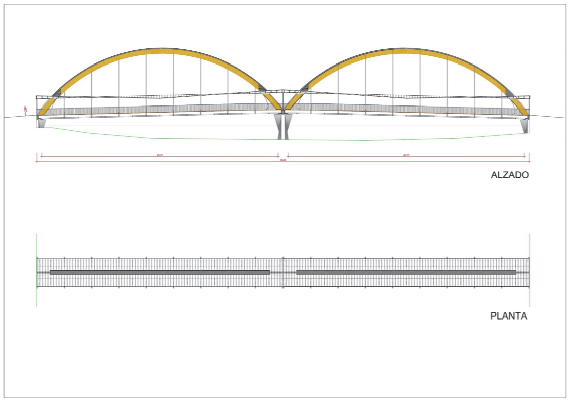


Fig. 3 Alzado y planta de la pasarela

La estructura portante del tablero esta galvanizada en caliente y pintada adecuadamente, el pavimento se compone de un entarimado de madera de pino tratado con tablones de 8 x 8 cm de espesor fijados a la estructura inferior cada 2,50 m, en los laterales y entarimado de 35 mm sobre rastreles en el centro de la losa y la barandilla está formada por un tubo de apoyo y llanta 50/5 rematada superiormente con un pasamanos de madera tropical. El apoyo de la barandilla (80/80 mm) con la llanta de apoyo de los balaustres.

2. Diagnosis previa

La situación en un ambiente marino muy agresivo ha provocado que con el paso del tiempo se ha deteriorado la pasarela; Por un lado, parte del entarimado de madera ha empezado a pudrir. Los soportes de la barandilla se encuentran oxidados y la cubierta metálica tiene elementos que han perdido sección y deben ser repuestos para evitar el colapso de la estructura. La mayor parte de las placas de zinc que cubren los arcos, han desaparecido por las acciones del viento y la iluminación de la zona de paseo se encuentra inútil y totalmente deteriorada por vandalismo. Ante estas condiciones y dada la complejidad de la obra, la Demarcación de Costas realiza un proyecto específico de Conservación y Mantenimiento por un importe de 196.034,97 € encargando la realización de los mismos a la empresa pública TRAGSA

Fig 4 Oxido y desprendimientos de pintura bajo el tablero

3. Principales Actuaciones

Dependiendo de daños detectados se diseñó un proceso de restauración adaptado a cada una de los elementos que forman esta estructura y cuyas principales líneas de actuación se describen a continuación:

3.1 Fase Previa

Los trabajos de restauración se realizaron en cuatro fases de similares características que permiten trabajar en cada una sobre medio arco. Para el desarrollo de cada fase se construyó un sistema de andamiaje modular multidireccional a base de barras de acero (Euroandamio), formando plataformas de trabajo que permiten la realización de diversas fases de los trabajos, con los elementos de protección al medio ambiente que permite la recogida para su gestión de los diferentes residuos generados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 5 Fase 1 andamio modular colocado. Plataforma de trabajo inferior

Bajo el tablero principal también se estableció una plataforma de trabajo para poder realizarlos en cualquier condición de marea. Se comprobaron las flechas y la geometría de la estructura durante las diferentes fases.

3.2 Arcos y estructuras de madera

Los principales daños detectados en esta estructura de madera fueron:

- Perdida de placas de protección de zinc de los arcos que provoca entrada y acumulación de agua.
- Perdida de lasures y barnices protectores por las acciones meteorológicas.
- Se provoca grietas fisuras y pudrición por aparición de hongos.
- Despegado y deslaminación de la madera.

Fig. 6 Desperfectos en la cara superior de los arcos

Las fases de reparación de los elementos estructurales de madera fueron:

1. Desmontaje de placas de cubrición de cinc y limpieza con agua a presión eliminando suciedades, mohos, líquenes adheridos permitiendo una apertura del poro que mejore el comportamiento de la madera.
2. Reparación de grietas, sellado de fisuras y pulido de arcos. En esta fase fue muy importante eliminar toda pudrición existente en la madera retirando hasta encontrar una lámina en buen estado. También se analizó el deslaminado de todos los arcos, introduciendo galgas para medir su profundidad y espesor. Fruto de este diagnóstico se observó que no había grandes desperfectos (< 2mm.) y que el despegue de estas láminas era superficial y por ello su reparación consistió en el relleno con un adhesivo de poliuretano de gran elasticidad. Se realizó una hidrolimpieza en frio de las caras de madera a tratar con una máquina a presión de 60-100 bares y se dispusieron en los andamiajes de plataformas horizontales con geotextiles absorbentes para recoger los productos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

y evitar así su vertido a la ría. El pulido posterior se realizó con lijadoras de bandas, con gramaje de 80-100 eliminando restos de los anteriores barnices y redondeando los cantos con un radio de curvatura de 3 mm.

3. Aplicación de dos capas de fungicida e insecticida contra los hongos de pudrición e insectos xilófagos. Se tuvo especial cuidado en las condiciones requeridas para la aplicación del acabado; básicamente contenido de humedad de la madera limitándose a un 15% y las condiciones de aplicación (temperatura y humedad relativa, tiempos de espera de 24 horas entre manos de acabado de acuerdo con las prescripciones del producto). Esta imprimación además de una acción preventiva frente a los hongos, mejora la adherencia en la aplicación de las siguientes capas.
4. Aplicación de 1 capa lasur base oleosa de poro abierto. Se eligió un acabado filmógeno especial para exterior con características elásticas y permeables al vapor de agua. La durabilidad de este producto se basa en disponer de una película con un espesor homogéneo de 20 micras. En el caso del puente, se aplicaron todas las manos a brocha por ser una zona aireada y así evitar la contaminación ambiental por dispersión del producto en el medio ambiente.
5. Aplicación de 2 capas de lasur tintado para protección solar. El acabado final debía tener una mayor pigmentación para proporcionar una protección adicional frente a la radiación ultravioleta y prolongar el mantenimiento del puente. El color seleccionado es importante porque también afecta a la temperatura de la madera y a sus movimientos, por lo que se eligió un tono próximo al nogal. Al emplear un acabado filmógeno, es importante que la superficie de la madera que vaya a recibir el acabado decorativo no presente aristas rectas ya que en esos puntos el espesor de la película disminuye considerablemente. Se aplicaron en dos capas espaciadas 24 horas y formando un espesor en capa seca de 35 micras cada una de ellas.
6. Colocación del tablero marino y cubrición de zinc. La nueva cubrición de cinc de los arcos se monta sobre un tablero de contrachapado marino de 18 mm, separado por una lámina de polietileno que favorece su ventilación. Este tablero no va montado directamente sobre las vigas, sino que va separado unos 18 mm. para permitir la aireación y evitar la acumulación de humedad y agua bajo el mismo. También se prolonga la cubrición con unas aletas laterales de protección de 20 cm. de similares características a la tapa superior, para evitar la entrada de agua de la lluvia por el viento.
7. Protección en el arranque de los arcos y evacuación del agua interior de los arcos. En la fase de diagnóstico inicial se observó que, en la zona de sujeción y arranque de los arcos, la madera se encontraba encharcada, con humedades próximas al 100%, peligrando la durabilidad de la misma. Por ello se realizaron diversos taladros en el arranque de los mismos y evacuar esta agua de la madera. Además, se realizó una cobertura total del arranque del arco en la zona en superior de la cubierta y así evitar la entrada del agua de la lluvia a su interior. La tipología elegida es de cubrición de cinc sobre tablero marino con separadores para su aireación.

Fig. 7 Limpieza con agua a presión. Análisis de humedad. Reparación de lámina superior del arco

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 8 Drenaje del agua de los arcos. Pruebas de las capas de pinturas. Detalle de colocación cubrición cinc. Situación final del arco

3.3 Estructuras Metálicas

Los principales daños detectados en esta estructura metálicas fueron:

- Oxidación generalizada de todos los elementos metálicos como la estructura tubular de la cubierta, estructura de viga cajón y conectores y bulones de fijación de estructura
- Falta de impermeabilidad del tejado de zinc, por falta de nivelación, o sistema de sellado defectuoso
- Perdida de sección en elementos estructurales cubierta que obligaron a su refuerzo o sustitución por perfiles nuevos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 9 Oxidación de la estructura de la cubierta

Las fases de reparación de las estructuras fueron:

1. Lijado y cepillado de las estructuras de acero. Para hacer un buen diagnóstico de esta estructura fue necesario un cepillado mecánico con lijadora de púas y lijadora orbital de disco hasta alcanzar un grado ST2. Se tuvo especial cuidado en esta fase en la eliminación de coqueras y oquedades dado que estábamos trabajando en un ambiente costero con elevada salinidad y clasificado como muy corrosivo (C-5M) según la norma UNE EN ISO 12944-2.
2. Medida de espesores y selección de piezas a sustituir o reforzar. Una vez eliminadas las herrumbres y oxidaciones en la estructura tubular de la cubierta se procedió a determinar los espesores en aquellas zonas que se observan pérdidas de sección, determinando la sustitución de aquellas que disminuya su sección en más de 0,5 mm.
3. Desmontaje y colocación de cubierta de zinc. El deterioro de la estructura de la cubierta es debido a la falta de la impermeabilización del tejado, por ello además de retirar el mismo para sustituir las piezas de la estructura defectuosas, fue necesario una revisión a fondo con objeto de determinar los fallos de impermeabilización en la cubierta de cinc.
4. Colocación de refuerzos de estructura de cubierta. Se sustituyeron los elementos defectuosos en la estructura de cubierta secundaria y se procedió al refuerzo en las zonas deterioradas en el eje de la estructura de cubierta. Estos refuerzos se realizaron suplementando la sección deteriorada con una camisa de acero de similares dimensiones en el montante principal, dada que su sustitución seria de compleja realización, al estar sometida a mayores cargas y ser de difícil su apeo, cimbrado y estabilización para su sustitución. Se analizaron a través de técnicas de líquidos penetrantes la totalidad de soldaduras realizadas. Posteriormente se procedió a la colocación de nueva cubierta de cinc en estos tramos, implementando una lámina de látex sobre el contrachapado y procediendo al sobredoblado de todas las uniones de cinc. Con un polímero elástico se realizó un sellado final del canto y por medio de soldadura de cinc se repararon fisuras y capuchones.
6. Aplicación de varias capas de pintura epoxi hasta 300 micras espesor. Una vez lijados las estructuras se aplicó rápidamente una capa pasivadora para detener el proceso de corrosión y posteriormente una primera capa de pintura epoxidica de color aluminio con objeto de diferenciarla de la capa intermedia. Una vez seca y transcurrida por lo menos 24 horas se procedió a la aplicación de sucesivas capas intermedias de pintura de las mismas características, pero de coloración blanco o rojo vivo hasta alcanzar un espesor mínimo de 300 micras definido por la norma.
7. Aplicación de capa de acabado de pintura al poliuretano. Una vez verificado los espesores de la anterior capa se procede al pintado con un acabado en pintura de poliuretano acrílico de alto brillo con una tonalidad de pintura (RAL) ligeramente distinto a la anterior con objeto de facilitar una aplicación uniforme de la capa final.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 10 Diferentes fases de reparación de las estructuras metálicas

3.4 Reposición de Pavimentos y balaustradas

Se procedió a la reparación de los entarimados de madera que sirven de pavimento de este puente. Se realizó con pino tratado en autoclave con sales de cobre colocado sobre rastreles, en aquellas zonas donde se observaba inicios de pudrición o envejecimiento excesivo.

También se procedió a la retirada de barandilla de acero, para chorreado con arena, reparación y pintado en taller. De esta forma se minimizaban a la afección al cauce y a la ría, evitando daños medioambientales, en esta ría de grandes recursos marisqueros. Después de darle un tratamiento a base de imprimación similar a otras estructuras metálicas con pinturas epoxi y poliuretano se colocó en su ubicación inicial restaurando los pasamanos aplicando un tratamiento a la madera similar al efectuado en los arcos.

3.5 Reposición de Iluminación

Se procedió a la reposición de 18 puntos luz exteriores sobre la pasarela de tecnología de alta eficiencia energética. Se realizó un diseño con tubos LED para dotar una iluminación uniforme en todos los puntos, logrando una luminancia constante entre 15 y 40 LUX.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 11 Iluminación LED de gran uniformidad

Para resaltar los arcos, se colocaron bajo los tirantes proyectores de iluminación de tecnología led de bajo consumo de diferentes potencias lumínicas con objeto de dotar una iluminación uniforme. Se dotan de viseras direccionales que concentran los haces de luz sobre el elemento a destacar y a su vez minimizan la contaminación lumínica sobre la atmósfera**.**

Fig. 12. Vista nocturna, una vez finalizadas las obras

3.6 Otras Actuaciones

Se estudió además la geometría de la estructura y la revisión de tornillería, tensores y barras de anclaje al tablero o estructura, sustituyendo los retenes y pasadores, reparando las fijaciones, eliminado puntos de acumulación de agua y canalizando adecuadamente la escorrentía sobre la cubierta.

4. Conclusiones

Estas actuaciones han permitido evitar el envejecimiento acelerado que estaba sufriendo esta infraestructura, y se han realizado soluciones técnicas concretas encaminadas incrementar su vida útil.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 12 Vista general una vez finalizadas las obras

Agradecimientos

Se agradece en especial al personal de la Demarcación de Costas en Galicia, al de los ayuntamientos de Narón y Neda, al Centro de Innovación y Servicios Tecnológicos de la Madera y a la empresa pública TRAGSA que participaron en este proyecto, que su dedicación y esfuerzo no hubiera sido posible esta actuación.

Referencias

Proyectos

MOURE VIEITES, J.M. ; CAPELLÁN MIGUEL, G ; BABIO ARCAY, R. (2000). *Recuperación y tratamiento ambiental de la fachada y borde litoral de Jubia (2ª fase).* Proyfe S.L, Temha, Demarcacion de Costas en Galicia (MMA).

SAAVEDRA PANTÍN, J.M.; (2016) *Reparación de pasarela peatonal de Xubia entre Narón y Neda.* Narón: Concello de Narón

Normas Especificas

AENOR (2011). Protección anticorrosiva de estructuras de acero. UNE-EN-ISO 8501. Madrid: AENOR.

AENOR (1999). Protección de estructuras de acero mediante pinturas protectoras UNE-EN-ISO 12944. Madrid: AENOR.

AENOR (2013) Pinturas y barnices. Materiales de recubrimiento y sistemas de recubrimiento para madera exterior UNE-EN-927. Madrid: AENOR.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Ampliación del Estudio Geofísico Marino hasta Profundidad de 100 m entre el Puerto de Barcelona y Portbou

Garcia-Fletcher, Ana[a]; Diez-Rubio, Galo[b]
[a]Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Estado- DG de la Costa y el Mar, MITERD- agfletcher@miteco.es
[b]Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Estado- DG de la Costa y el Mar, MITERD- gdrubio@miteco.es

Resumen

Para satisfacer, entre otros, las necesidades sedimentarias identificadas por la DG de la Costa y el Mar, se ha desarrollado una campaña geofísica y de caracterización del fondo marino en el litoral de Cataluña, entre el Puerto de Barcelona y Port Bou, en el límite con Francia. La longitud de costa investigada es de 197 km, con una superficie investigada de 180.000 ha de plataforma aprox., abarcando como límite más somero una profundidad de entre 20 y 50 m hasta la profundidad de 100/120 m.

Este trabajo, da continuidad a otros del mismo tipo que se desarrollaron entre Gibraltar y Cabo Roig (Alicante), y en el sur de la provincia de Valencia y Norte de la de Alicante, y que tendrán su continuidad en otros tramos de interés de la costa española peninsular e insular.

Tras la interpretación de datos, se identificaron 13 zonas que presentan, en principio, arenas de alta calidad, con un volumen potencial de 1.500 millones de m3, susceptibles de ser explotadas para su aportación a playas a fin de hacer frente a los procesos erosivos de la costa, derivados de numerosos factores, y en los que el cambio climático es un elemento de presencia indudable.

Palabras clave: *yacimiento de arena, protección de la costa, cambio climático, geofísica, batimetría, bionomía, vibrocorer*

1. Introducción

Desde 2014, la DG de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, del actual Ministerio para la Transición Ecológica, está trabajando en las Estrategias para la Protección de la Costa en las zonas donde se han identificado los mayores problemas erosivos. Así, en marzo de 2015, se presentó la Estrategia para la Protección de la Costa del Maresme, cuya implementación ya se ha iniciado.

Para satisfacer, entre otros, las necesidades sedimentarias puestas de manifiesto en la Estrategia, la DG ha desarrollado entre 2016-2018, a través de un contrato de servicios con la empresa GEOMYTSA, una campaña geofísica y de caracterización del fondo marino en el litoral de Cataluña, entre el Puerto de Barcelona y Port Bou, en el límite con Francia. La longitud de costa investigada es de 197 km, con una superficie investigada de 180.000 ha de plataforma aprox., abarcando como límite más somero una profundidad de entre 20 y 50 m hasta la profundidad de 100/120 m.

Este trabajo, da continuidad a otros del mismo tipo ya llevados a cabo por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, del Ministerio para la Transición Ecológica y que se desarrollaron entre Gibraltar y Cabo Roig (Alicante), y en el sur de la provincia de Valencia y Norte de la de Alicante, y que tendrán su continuidad en otros tramos de interés de la costa española peninsular e insular.

Se trata de mostrar aquí, los resultados conseguidos, que han permitido la localización de yacimientos de arena de enorme volumen y características granulométricas muy apropiadas para hacer frente al desafío que suponen los procesos regresivos en nuestro litoral. Estos yacimientos, están en profundidades que permiten su explotación razonable con los equipos de dragado existentes hoy día en el mercado, evitándose o reduciendo al máximo los posibles impactos eclógicos, y reduciendo también al mínimo los posibles efectos que pudiera generar la extracción sobre las zonas adyacentes y la franja litoral en términos de biodiversidad y sedimentarios.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Zona de estudio

2. Desarrollo de los trabajos

El trabajo ha sido planteado con gran minuciosidad para optimizar el uso de equipos y encajar las pérdidas de tiempo por situaciones de mala mar, usando tecnología de aprovechamiento y recogida de datos de doble tratamiento: en toma y en posterior procesado en oficina.

2.1 Equipamiento utilizado

Para el desarrollo de los trabajos se ha utilizado como equipamiento básico para la toma de datos:

- Barco de investigación de 44 m de eslora.
- Para obtener georeferenciación de todos los equipos: Sistema de posicionamiento DGPS.
- Para la obtención de la batimetría: Ecosonda Multihaz de 101 haces con corrección de los movimientos de cabeceo, balanceo y alzada. Dicho equipo se calibra diariamente en función de la temperatura y salinidad de la zona en estudio.
- Para obtener el espesor de sedimentos:
    - Sistema Boomer para la producción de una serie de pulsos acústicos que son recibidos y registrados después de reflejarse en el fondo del mar y capas subyacentes. Esto permite distinguir los diversos materiales y a qué profundidad se encuentran. Los datos se supervisan en tiempo real con un software específico y se almacenan en soporte digital.
    - Perfilador digital bifrecuencia, como complemento al Boomer, que permite obtener mejores resoluciones en los primeros metros. Los datos se supervisan en tiempo con un software específico y se almacenan en soporte digital.
- Para obtener la morfológica del lecho marino: Sonar de Barrido Lateral Bifrecuencia funcionando simultáneamente con dos frecuencias (100/500 kHz). Los datos se supervisan en tiempo real con un software específico y se almacenan en soporte digital. Los sonogramas obtenidos, permiten confeccionar un mosaico georeferenciado digital de toda la zona investigada.
- Software de navegación y captura de datos batimétricos, geofísicos y morfológicos.
- Vibrocorer de alta frecuencia. Se utilizó el vibrocorer con mayor fuerza de vibración existente en el mercado actualmente, con 132 kN , para asegurar una recuperación óptima en sedimentos difíciles de penetrar, tanto por la profundidad a la que se encuentran como por la granulometría que presentan. Posibilidad de penetración de seis (6) metros en el subsuelo marino, con diámetro de testigo 90 mm para realizar sondeos a profundidades comprendidas entre 60 y 100 metros. Con los resultados se pueden obtener las propiedades físicas de las materiales (sedimentos no consolidados) del subsuelo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Vibrocorer de Alta Frecuencia 132 kN

Además, como equipación complementaria, se han utilizado:

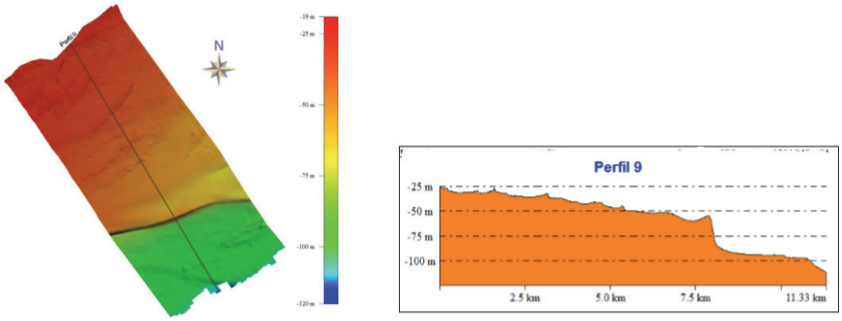
- Laboratorio a bordo para la realización de análisis granulométricos.
- Dos mareógrafos de presión que estuvieron operativos durante la toma de datos.
- Sonda de velocidad del sonido para obtener los perfiles de la velocidad del sonido en el agua y su posterior incorporación a los datos batimétricos para su corrección.
- Tomamuestras que impida el lavado de finos en la extracción de muestras a gran profundidad.
- Cáma submarina IPSE

2.2 Datos recogidos

2.2.1 Campaña general

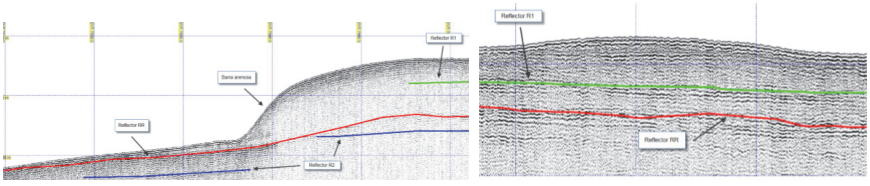
Básicamente, se han recogido cuatro tipos de datos:

1. Batimétricos, con toma de datos con sonda multi-haz



Registro MDT y perfil batimétrico

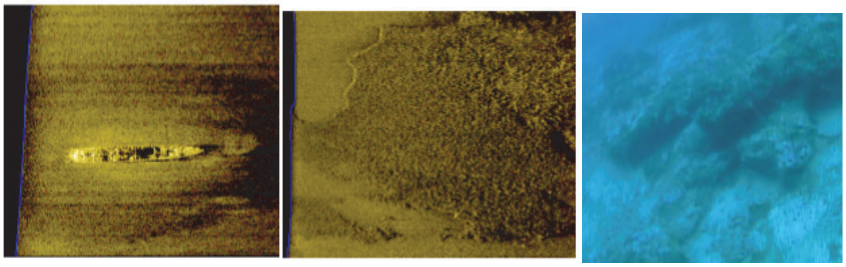
2. Geofísicos, con capacidad de penetración de más de 30 m con sistemas clásicos de pulso (Sistema Boomer y Perfilador).



Registros sísmico con sistema Boomer. Dunas de arena

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Bionómicos, con sónar de barrido lateral y contraste visual con cámara IPSE.

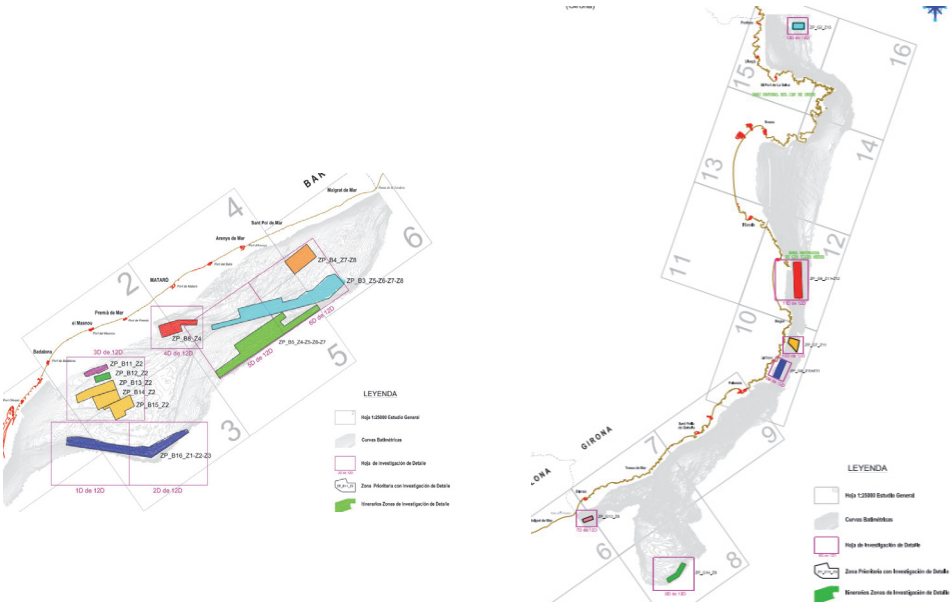


Registros de Sonar de Barrido Lateral, de izquierda a derecha: pecio y praderas de posidonia; y cámara IPSE: afloramientos rocosos

4. Toma de muestras superficiales, con dragas Shipek y VanVeen.

- Se realizaron líneas perpendiculares a costa separadas 200 m, paralelas cada 200 m hasta la cota -65 m , y entre 1000 y 1500 m de separación hasta la cota -100/-110 m.
- Se tomaron 5111 muestras superficiales.
- Se tomaron 200 puntos de filmación submarina.
- Realización de análisis granulométricos, mineralógicas, peso específico y calcimetrías.

Con los resultados generales obtenidos y teniendo en cuenta las posibles interferencias con Espacios Protegidos, arrecifes artificiales, viveros, cables submarinos, gasoductos, y en profundidades del lecho marino superior a -40 m, se seleccionaron 16 zonas prioritarias (10 en la provincia de Barcelona y 6 en la provincia de Girona) para ser investigadas en la campaña de detalle, con el objetivo fundamental de localizar yacimientos de materiales adecuados extraíbles para su aportación a playas.



Zonas Prioritarias en las provincias de Barcelona y Gerona

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Se estudiaron todos los materiales que por su respuesta sísmica parecieron gravas y/o arenas de tamaño grueso o medio, así como el estudio de las posibles "trampas geológicas" donde podrían encontrarse yacimientos de materiales adecuados extraíbles para aportación a playas, como:

-Barras de arena.

-Fosas o cuencas rellenas de sedimentos detríticos.

-Materiales sedimentarios que en superficie presenten granulometrías medias altas.

2.2.2 Campaña de detalle

En las 16 zonas prioritarias seleccionadas se realizó un estudio de detalle batimétrico, geofísico, bionómico y de muestras superficiales y toma de muestras de profunidad con vibrocorer.

- Se realizaron líneas paralelas a costa cada 75 m.
- Se tomaron 2079 muestras superficiales.
- Se realizaron análisis granulométricos, mineralógicos, peso específico y calcimetrías.
- Se realizó una campaña de sondeos marinos por vibración, con un total de 63 vibrocores con penetración variable de hasta 6 m y realizados los ensayos granulométricos correspondientes de las columnas sedimentarias cada 0,5 m. También se han realizado análisis mineralógico, materia orgánica, calcimetría y peso específico de los granos separados mineralógicamente de los tamices gruesos y medios.

2.2.3 Reconocimiento bionómico

Se realizó un reconocimiento bionómico de las comunidades superficiales de macrofauna bentónica que aporta información acerca del estado ecológico y la idoneidad ecológica de los materiales descartando la presencia de especies con algún tipo de protección.

3. Resultados

El estudio ha tenido como resultado un soporte cartográfico en GIS detallado de la zona submareal, y una descripción geofísica de sus recursos sedimentarios hasta la profundidad de -100 m entre el Puerto de Barcelona y Portbou.

Para llegar a las conclusiones finales del resultado del estudio de las zonas prioritatrias definitivas, de forma muy esquemática los trabajos de gabinete han consistido en los siguientes puntos:

- Recopilación y digitalización de todos los estudios comprendidos en la franja de estudio que tiene en sus archivos la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.
- Integración de la costa en formato digital proveniente del IGN base topográfica nacional 1:25000 (BTN25).
- Integración de las zonas de Red Natura 2000.
- Lectura e interpretación de la información geológica de la zona de estudio.
- Análisis, integración e interpretación de los datos batimétricos, geofísicos, morfológicos y sedimentarios obtenidos en la campaña general.
- Estudio de todos los materiales que por su respuesta sísmica parecieron gravas y/o arenas de tamaño grueso o medio así como el estudio de las posibles "trampas geológicas" donde podrían encontrarse yacimientos de materiales adecuados extraíbles para aportación a playas.
- Cartografía (con la interpretación y conocimiento de todo el estudio general) de varias zonas prioritarias (ZP) de las cuales se seleccionaron 10 ZP en la provincia de Barcelona y 6 ZP en la provincia de Girona, para ser investigadas en detalle, con el objetivo fundamental de localizar yacimientos de materiales adecuados para aportación a playas.
- Análisis, integración e interpretación de los datos batimétricos, geofísicos, morfológicos y sedimentarios obtenidos en la campaña de detalle.
- Selección de los puntos de sondeo con vibrocorer.
- Valoración de la calidad y cantidad de las posibles zonas de explotación.
- Elaboración de la memoria técnicocientífica final de los trabajos, así como la creación de los planos batimétricos, de isopacas y morfológicos, tras un tratamiento exhaustivo de interpretación e integración de toda la información generada para el presente estudio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la siguiente tabla podemos ver un resumen de los datos tomados:

	Campaña general	Campaña de detalle	Total Realizado
Km Geofísica	10590	2422	**13012**
Muestras superficiales	5111	2079	**7190**
Análisis granulométricos	5070	2079	**7149**
Peso específico	519	209	**728**
Carbonatos	519	209	**728**
Mineralógicos	519	209	**728**
Nº de vibrocorer	-	63	**63**
Análisis granulométricos Vibrocorer	-	738	**738**
Peso específico Vibrocorer	-	72	**72**
Carbonatos Vibrocorer	-	72	**72**
Mineralógicos Vibrocorer	-	72	**72**
Materia Orgánica Vibrocorer	-	72	**72**
Puntos Imágenes Submarina	200	-	**200**
Puntos Sonda Paramétrica	-	13	**13**
Nº zonas de detalle	-	16	**16**
Longitud total de costa investigada (Km)	197	197	**197**

Tablas Resumen de datos recopilados

Un resumen muy general, por provincias, de los sedimentos estudiados en profundidad para una posible extracción, sería la siguiente:

BARCELONA:

En Barcelona se realizaron 52 vibrocores repartidos en las 10 ZP, arrojando los siguientes valores medios en los sedimentos analizados:

- D_{50}: 0.53
- Moda según D_{50}: AG
- Contenido en Cuarzo: 73.25 %
- Contenido en Bioclastos: 20.42 %
- Penetración: 5.45 m
- Recuperación: 5.37 m

GIRONA:

En Girona se realizaron 11 vibrocores repartidos en las 6 ZP, arrojando los siguientes valores medios en los sedimentos analizados:

- D_{50}: 0.35
- Moda según D_{50}: AM
- Contenido en Cuarzo: 73.25 %
- Contenido en Bioclastos: 20.42 %
- Penetración: 5.56 m
- Recuperación: 5.24 m

Tras la interpretación de todos los datos, se concluyó **que 9 de las 10 zonas identificadas como prioritarias en la provincia de Barcelona** y **4 de las 6 zonas prioritarias identificadas en Girona** presentan, en principio, arenas de alta calidad, con un volumen potencial de **1.400 y 100 millones de m^3 respectivamente**, susceptibles de ser explotadas para su aportación a playas a fin de hacer frente a los procesos erosivos de la costa, derivados de numerosos factores, y en los que el cambio climático es un elemento de presencia indudable.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Control Social de la Tecnología. Implantación de estructuras marítimas en la Estrategia Sur de Castellón

Monzonís Forner, Leonardo[a]; Pérez Burgos, Fernando[b] y Solernou Sanz, Maria Josefa[c]
[a]Jefe Servicio Proyectos y Obras SP Costas Castellóin
[b]Jefe Servicio Provincial SP Costas Castellón [c]Técnico Superior SP Costas Castellón

Resumen

Las actuaciones en el litoral no son socialmente indiferentes y por lo tanto es éste un sector de actividad en el que resulta necesario acometer la tarea de diseñar procedimientos de participación pública en las decisiones de proyecto. En estos procedimientos se ha ido mostrando en la práctica que la gestión de los grupos de interés es un aspecto muy importante. Después de encajar el control social de la tecnología en un contexto adecuado, presuponiendo que los actores asumen una concepción de la tecnología que puede hacer fructífera la participación, se analizan brevemente en esta ponencia los principios básicos que habrían de regir la gestión de los grupos de interés, aplicándolo al caso concreto de la Estrategia sur de Castellón.

Palabras clave: *Tecnología, participación, proyectos, grupos de interés, gestión.*

1. Introducción

La tecnología que se desarrolla en las obras públicas tiene características especiales, y dentro de ella, la que está vinculada con la ingeneria marítima tiene también rasgos distintivos.

Sin duda, las actuaciones en el litoral no son socialmente indiferentes y por lo tanto es éste un sector de actividad en el que resulta necesario acometer la tarea de diseñar procedimientos de participación pública en las decisiones de proyecto que sean, por un lado honestos, en el sentido de que no sean sólo aparentemente participativos sino realmente particiativos; y por otro lado, que definan los límites en los que las aportaciones de ciudadanos y expertos sean contribuciones útliles para alcazar los objetivos deseados.

Ninguno de estos dos lados de la cuestión es sencillo en la práctica, pero es el segundo el que contiene un debate más complejo, puesto que es fácil ponerse de acuerdo en que es necesaria la honestidad del procedimiento, pero es mucho más difícil, como veremos, fijar los límites de la participación.

No se trata en esta ponencia ni siquiera de marcar las pautas de los procedimientos a seguir, sino solamente de poner sobre la mesa algunos de los temas con los que nos vamos encontrando a la hora de poner en marcha procedimientos de participación, con alguna referencia concreta a las experiencias que se van teniendo en la implementación de la Estrategia Sur de Castellón. De los muchos aspectos de esta cuestión nos detendremos con un poco más de detalle en la participación de los grupos de interés.

2. Dos actitudes y cuatro concepciones sobre la tecnología

Nadie permanece indiferente ante la tecnología; o bien se la percibe como un medio para solucionar problemas, o por el contrario, como una fuente de problemas, conflictos y desigualdades. Sin embargo, al menos académicamente, pueden hacerse distinciones más matizadas. Puede hablarse de cuatro concepciones básicas sobre la tecnología.

(1) Como un desarrollo autónomo, regida por sus propias normas, no controlables externamente, sin condicionantes externos. Desde el lado de la desconfianza, puede ser vista como potencialmente capaz de generar sus propios monstruos, que quedan a veces fuera de control (fabula de Frankenstein); o por el contrario, se la puede percibir aportando espontaneamente soluciones tecnológicas a todos los problemas. Esta concepción es compatible pues con la tecnofobia y la tecnofilia extremas.

(2) Desde una perspectiva intelectualista, el desarrollo tecnológico en sí no se cuestiona, pero sí los resultados. para los cuales deben establecerse mecanismos de control. El foco del control social se centra en esos mecanismos, tanto preventivos como paliativos, de desastres tecnológicos, que serían un resultado anómalo del desarrollo tecnológico.

(3) Desde una visión artefactual, la tecnología es un simple intrumento y lo importante son las preguntas por los objetivos. No es necesario, sin embargo, que la sociedad entre en el desarrollo de los medios que se establecen para alcanzarlos.

(4) Desde un enfoque de CTS (Ciencia, Tecnología y Sociedad) se postula la interacción entre tecnología y sociedad en todo el desarrollo del proceso tecnológico, que va desde la fijación de objetivos a la valoración de los resultados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Es en este último caso en el que tiene mayor encaje la participación interactiva entre ciudadanos y expertos. La aceptación del enfoque CTS es condición de posibilidad para la participación pública en el control social de la tecnología. Hay que hacer notar que aunque se declare la aceptación de este modo de ver la tecnología, las otras concepciones pueden quedar latentes y distorsionar la participación. Superar ese obstáculo no es más que el primer paso.

En las actuaciones de ingeniería marítima que se acometen en el litoral español, plantear las cosas de este modo equivale en la práctica a plantearse la participación interactiva entre los ciudadanos y los servicios de la Administración General del Estado.

Participación pública en los proyectos promovidos por la Administración pública

En los proyectos que impulsa la Administración pública existen procedimientos que articulan el trabajo de los expertos. Este trabajo corresponde en principio a la dirección del proyecto, a la estructura organizativa en la que ésta se inserta y a la consultora que contractualmente la apoya. Pero hay además un grupo más amplio de expertos que no está inicialmente participando en la generación de alternativas, pero que participa pronto activamente en la valoración de las alterntivas aportando el punto de vista experto de su sector de actividad. A medida que el poyecto avanza las opininones de los expertos externos van ganando peso y su influencia en el resultado final del proyecto entra con bastante fuerza durante la información pública y sobe todo oficial, en la que sus alegaciones se tienen en cuenta. No es pues en el lado de los expertos dónde aparecen las mayores dificultades de participación.

La participación ciudadana es mucho más problemática. Su objeto fundamental, amparado por la jurisprudencia, es hacer visible el interés general. La problemática es amplísima, pero nos centramos en uno de los problemas que se ha detectado como más relevante en las experiencias con proyectos de infraestructuras: la distorsión de la participación pública por el hecho de presentarse en ella los intereses particulares o de colectivos concretos bajo la forma de grupos de interés. Eso no significa que los intereses defendidos por estos grupos no puedan ser importantes, a veces incluso fudamentales. Lo que significa es que no debe hacerse pasar por interés general lo que es interés de un colectivo concreto. De todos modos, éste es un tema complejo que merece ser tratado con un poco más de detenimiento.

3. Gestión de los grupos de interés en los procesos de participación pública. Principios básicos

Para centrar la cuestión, comenzamos por definir qué entendemos por grupo de interés en este contexto. Los grupos de interés en un proyecto pueden estar constituidos por cualquier grupo, individuo u organización que se vea afectado o forme parte del mismo, resultando potencialmente perjudicado o beneficiado.

Una aclaración previa es la distinción entre grupo de interés y grupo de presión. Cuando el grupo de interés tiene la capacidad para influir sobre el proyecto por conductos de poder se convierte en grupo de presión. El grupo de interés es pues un concepto más amplio que el grupo de presión y lo incluye. De hecho, un aspecto no menor de la cuestión es que todo grupo de interés aspira de un modo u otro a convertirse en un grupo de presión, es decir, aspira a que sus argumentos no necesiten se expuestos en los foros establecidos para ello, sino ejerciendo algún tipo de presión directa sobre aquellos que han de tomar la decisión.

En cualquier caso, aunque no se hayan convertido en grupo de presión, los grupos de interés pueden ser un problema en un proceso de participación pública, debido a la aparición de posiciones irreconcilables entre sí o con el proyecto. Pero, no obstante, pueden contribuir, por el contrario, a la mejora sustancial del proyecto si se gestiona bien su participación.

La gestión de los grupos de interés está siendo tratada en la literatura técnica con cierto detalle en los últimos años. En España, se ha abordado especialmente en el sector de infraestrucutas del transporte (carreteras). En el ámbito internacional destaca la aportación de expertos de países como Holanda.

De la lectura de la literatura especializada se desprenden algunos temas que aparecen de forma recurrente:

- ¿Cuál es el momento oportuno para la participación?
- ¿Están todos los grupos bien identificados?
- ¿Tienen todos los grupos las mismas oportunidades?
- ¿Hay algunos sobrerepresentados?
- ¿Se trata de recibir y leer la información aportada o también de aprender de ella?

Para dar respuesta a estas cuestiones algunos autores han elaborado un guía práctica que contiene los principio básicos para la gestión de los grupos de interés en procesos participativos.

Primero. Creer en ello

¿Por qué hacer un proceso participativo?

Hay buenas razones que motivan para emprender un proceso participativo. Porque hará el proyecto más aceptable, porque es útil para rellenar lagunas de conocimiento, porque hace el procedimiento más democrático, porque contribuye a la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

emancipación, en tanto que tiene que ver con procesos de aprendizaje mutuo, de trabajo en red; y porque sirve de apoyo al empoderamiento de los grupos menos privilegiados.

Segundo. Saber en qué casos el proceso participativo puede ser productivo y en qué casos no

El proyecto tiene que estar moderadamente estructurado. Un proyecto en el que la certidumbre científica sea todavía muy baja o el consenso político escaso, puede no estar maduro para la participación. Por el contrario, en un problema totalmente determinado tampoco tiene sentido una consulta que sólo esperase en realidad el asentimiento.

Tercero. Saber cuales son los grupos cuya participación es necesaria, útil o conflictiva

La participación de un grupo de interés puede ser necesaria por disitintos motivos.

Un primer motivo por el que la presencia de un grupo puede ser necesaria es su capacidad de influencia. De tal modo que si no participa se convierte en grupo de presión.

Un segundo motivo es su conocimiento. Este es un motivo que ya ha aparecido entre las razones para iniciar un proceso participativo pero que puede convertirse en crucial si un dererminado grupo posee información exclusiva no compartida previamente con otros grupos y que además es muy relevante para el proyecto.

Por otro lado, la participación de un grupo puede se especialmente útil debido a su por visión perspectiva (de un conjunto de aspectos del proyecto), por su entusiasmo o incluso por sus habilidades comunicativas.

Finalmente, la participación de un grupo puede ser conflictiva. Por razón de ostentar intereses contradictorios con la propia ejecución del proyecto. Puede empeorar el conflicto si los intereses no están explícitamente declarados y hay que interpretar los enunciados que contienen afirmaciones tácitas. El conflicto llega a su grado más alto si los intereses no son transigibles.

Un grupo puede ser necesario pero conflictivo. Un primer paso para gestionar su participación es ser consciente de ello.

Cuarto. Saber qué nivel de participación se quiere dar

El rango de participación es muy amplio. Se puede ir desde el nivel 0, sin participación, hasta el nivel máximo, en el que la toma de decisiones es compartida entre el promotor y los grupos de interés.

Los niveles más bajos son de información unilateral (dada o recibida). Los niveles más altos son interactivos.

En los niveles interactivos son posibles, a su vez, dos modos de interacción:

1.- Producción interactiva**:** que tiene básicamente tres momento o fases. A.Trabajo del proyectista, B. Participación de los grupos, y C. Corrección del trabajo por parte del proyectista, sobre la base de las aportaciones de los grupos.

2.-Talleres interactivos: que constituyen un procedimiento mucho más elaborado, que puede resumirse en : A. Definición del problema, B.Trabajo del proyectista, C: Sesiones bilaterales del proyectista con los grupo, que incluye la redacciçon de informes escritos con las conclusiones de la sesiones, D. Talleres temáticos con recopilación del nuevo conocimiento producido para cada tema. El proceso se reproduce en los momentos clave de la redacción del proyecto.

4. La experiencia de partipación pública en la Estrategia Sur de Castellón

En la información pública de proyectos promovidos por la Administración se parte de algunas reglas ya definidas: el marco legal, que establece los objetivos generales que han de ser alcanzados; los momentos y plazos en los que se ha de producir la participación y los actores que intervienen. No obstante, es posible, sin forzar la legalidad vigente, introducir canales de participación que vayan más allá de lo estrictamente exigido.

Por otro lado, en general, los proyectos ambientales son complejos, los hechos son inciertos, los valores están en discusión, los intereses son grandes y las decisiones urgentes.

Los proyectos de ingeniería marítima tienen un fuerte componente ambiental, por ello, se dan los condicionantes propios de los proyectos ambientales y por lo tanto suponen un desafío para la gestión tradicional de la participación pública. En concreto, para gestionar adecuadamente los grupos de interés.

Para tener una idea más concreta del asunto con el que nos enfrentamos damos un listado no exhaustivo de los grupos de interés que se ven implicados en un proyecto de ingeniería marítima, particularmente, en aquellos en los que se pretende rehabilitar la playa de un cierto tramo de costa. Un listado posible estaría compuesto por lo siguientes grupos:

- Usuarios de la playa, residentes locales
- Usuarios no residentes (visitantes ocasionales)
- Usuarios de otras playas colindanes (que se siente potencialmente perjudicados por la actuación)
- Hostelería fija, cuyos clientes pueden tener relación con la playa

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Hostelería de temporada
- Usuarios de bicis/vehículo privado/transporte público o peatones que puede utilizar ese espacio.
- Explotaciones agrícolas usuarias de obras de drenaje, que van a parar al mar
- ONGs medioambientalistas
- Admon. Local, autonómica u otros orgános de la Admon. Central, con intereses sectoriales distintos del promotor.

Por otro lado, podemos describir muy brevemente los proyectos que forman parte de la Estrategia Sur de Castellón, a los efectos del tema que discutimos:

El tramo ubicado al sur de los puertos de Burriana y Castellón sufre una regresión que se prolonga ya durante algunas décadas y ha hecho retroceder la línea de orilla hasta doscientos metros en algunos puntos. La Estrategia trata de contener este proceso mediante estructuras marítimas y la apotación de material granular (arenas y gravas) y aborda el tramo en su conjunto, auque las obras se acometen por subtramos, comenzando por los TTMM situados más al sur: en el límite de las provincias de Castellón y Valencia. En concreto, el primer proyecto contructivo con el que se incian las actuaciones de la Estrategia es el que se corresponde con los TTMM de Almenara y La Llosa. Ya en la provincia de Valencia, el primer TM es el de Sagunto, que aunque situado todavía más al sur que Almenara, tiene su actuación condicionada a la solución que se adopte en ese TM (el caudal de sedimentos que se tenga como salidad de ese sistema será el dato de caudal de entrada en Sagunto).

Un dato significativo, estrictmente relacionado con el anterior, es que el transporte de sedimentos en el tramo circula de norte a sur, de tal modo que, en principio, las actuaciones que se realizan en el norte pueden afectar al sur. En nuestro caso, las actuaciones proyectadas en Almenara puede afectar potencialmente a las playas ubicadas en el TM de Sagunto.

Evidentemente, este proyecto contiene un conjunto de facetas que generan la aparición de disitintos grupos de interés. No obstante nos centramos en un grupo que tiene relevancia especial, relacionado precisamente con el impacto de las obras proyectdas, al sur de la actuación, es decir, en el TM de Sagunto: el colecivo de vecinos usuarios de la playa de Almardá-Corinto.

Sobre esta la base de esta información, aplicamos los principios básicos al caso que analizamos:

Con respecto del primer principio, destacamos al menos dos de las razones que invitan a creer en una participación más intensiva de los habitual: que hará el proyecto más aceptable, en unas circunstancias en las que es previsible a priori el rechazo de ciertos colectivos, y que será útil para rellenar lagunas de conocimiento sobre aspectos que sólo los locales concocen en profundidad.

El segundo principio postula la necesidad de que el proyecto esté en un grado de definición suficiente. En este caso, este principio se cumple pues existen estudios genéricos exhaustivos generados durante la gestación de la Estrategia sur de Castellón (estudio integral), existe asimismo un estudio de alternativas, un proyeto básico, proyecto constructivo y un estudio de impacto ambiental.

Al enunciar el tercer principio, hemos visto que la participación de un grupo de interés puede ser necesaria por distintos motivos.

Un primer motivo se deriva de que la presencia de un grupo puede ser necesaria por su capacidad de influencia. De tal modo, que si no participa se convierte en un grupo de presión. En este caso, hay que tomar en consideración que los colectivos vecinales tienen la capacidad de presionar sobre las administraciones locales y que estas, a su vez, pueden ejercer presión sobre los oorganos de la administración central.

Un segundo motivo es su conocimiento. Se da el caso de que algunas cuestiones relacionadas con los drenajes por medio de golas, y su funcionamiento consuetudinario, residen como conocimiento tácito en el colectivo vecinal.

Teniendo en cuenta estos supuestos, la participación de este grupo puede ser útil pero también conflictiva. La conflcitividad puede venir de que es una creencia general que las estructuras marítmas que se implantan en un TM pueden afectar al TM ubicado al sur de éste.

El conflicto podría llegar a su grado más alto si los intereses no fueran transigibles. Esta es una cuestión que es necesario hacer surgir como debate y, por lo tanto, el procedimiento participativo es ineludible.

En cuanto al cuarto principio, el modo de interacción que se adecúa a un proyecto de ingeniería marítima es la producción interactiva, que se adapta también a los procedimientos reglados de información pública y oficial de los proyectos promovidos por la Administración.

De forma muy resumida puede decirse que el proceso de participación resulta finalmente en una mejora muy notable de la argumentación técnica que justifica que la actuación planteada no es un impacto grave sobre la fachada marítima de Sagunto. Asimismo se mejora la solución técnica misma ajustando el detalle de las dimensiones de las estructuras maríitimas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

5. Conclusiones

Una vez que se admite que el control social de la tecnología se deriva de un modo natural de una conceptión de la tecnología en la que la sociedad ha de tener acceso al control, tanto de los objetivos como de los resultados, es necesario establecer procedimientos de participación pública en las decisones de proyecto. En estos procedimientos, no es tan importante la metodología concreta elegida, para lo cual existe una bibliografía suficientemente amplia, sino que son más importantes los principios básicos por los que ésta ha de regirse. En concreto, es importante conocer los principios básicos que rigen la gestión de los grupos de interés, grupos que aparecen necesariamente en proyectos con incidencia medioambiental. Los proyectos de ingeniería marítima entran de lleno en estos supuestos y, por lo tanto, la participación pública y, dentro de ella, la gestión de grupos de interés, se vuelve un tema central que es necesario abordar. La experiencia es todavía escasa, pero los primeros pasos dados en esa dirección apuntan a que los procedimientos participativos, una vez que se afine su puesta en práctica, serán la norma en el futuro.

Referencias

BORRAJO SEBASTIAN, J. (2006). *Gestión de la Participación Ciudadana en los proyectos de Infraestructuras lineales. El Proceso de Inforamción Pública en España.*
Disponible en http://www.carreteros.org/planificacion/2006/2006_1.pdf [Consulta 19 de diciembre de 2018]

BRONCANO, F. (2000). *Mundos artificiales*. Mexico. Paidós.

CIMAS (2009). *Metodologías Participativas*. *Manual.* Madrid. Observatorio Internacional de Ciudadanía y Medio Ambiente Sostenible.

GONZALEZ GARCIA, M.,LÓPEZ CEREZO, J L. y LUJÁN LÓPEZ, (2004) «Las conceptciones de la tecnología» En: Ciencia, Tecnología y Sustentabilidad. El Escorial.
Disponible en http://www.istas.ccoo.es/descargas/escorial04/material/dc06.pdf [Consulta 19 de diciembre de 2018]

España. Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental*. BOE,* Miércoles 11 de diciembre de 2013, num. 296, p. 98151- 98227

HAGE, M., LEROY, p:, PETERSEN, A.C. (2010). *Stakeholder participation in environmental knowledge production.* Futures.
Disponible en *https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0016328709001852*

VOINOV, A., BOUSQUET, F. *Modelling with stakeholders*. (2010). Environmental Modelling & Software.
Disponible en https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/45413885/Stakeholders.pdf [Consulta 19 de diciembre de 2018]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Iniciativas Blue Economy en puertos. Puerto de Motril

Ruiz-Seisdedos, Mónica
Jefa del Departamento de Planificación y Explotación. Autoridad Portuaria de Motril. mruiz@apmotril.com

Resumen

La Blue Economy pretende llegar a un nuevo desarrollo económico mediante aplicación de decisiones innovadoras en las cadenas de producción y consumo, con una inversión adecuada que permita su implantación en las distintas poblaciones mundiales y asegurando la sostenibilidad en el medio marino, fuente de riqueza. Con esta premisa, el trabajo que es posible realizar en los puertos, infraestructuras logísticas que se encuentran en nuestras costas y que son un elemento clave en la economía de su entorno, e incluso de su país, puede modificar el esquema de producción y la economía, todo ello asegurando la sostenibilidad del mar, elemento vital que debe permanecer con sus propiedades intactas para seguir siendo fuente de riqueza, ecosistema para la vida marina y medio para el desarrollo a todos los niveles de una economía mundial sostenible que lo necesita.

Palabras clave: *Blue Economy, Sostenibilidad, Futuro, Tecnología simple, Puertos, Desarrollo, Iniciativas, Innovación.*

1. EL CONCEPTO DE BLUE ECONOMY

La "Blue Economy", o economía azul, es definida por su propio autor, Gunter Pauli, como un nuevo esquema económico que rediseñe las decisiones de producción, consumo e inversión (y la interacción que éstas generan entre los individuos). El objetivo es desarrollar economías de manera sostenible, en las cuales el uso que se realiza de los recursos naturales no supere la tasa de renovación de los mismos, evitando hipotecar el planeta a futuras generaciones. Fue la crisis de 2007-2008 la que provocó la necesidad de repensar el sistema económico en el cual vivimos, ya que las innovaciones estaban limitadas a aquellas inversiones que produjeran retornos en el corto plazo, dejando sin satisfacer las demandas reales del ser humano y su entorno.

La base de este nuevo esquema económico es la educación y la tecnología simple, que logre convertir la basura de un proceso en la materia prima para la creación de otro, generando así un sistema que ahorra costos y abarata el producto final. Que la tecnología sea lo más simple posible es fundamental pues posibilita una mayor difusión y una mejor adaptación de las técnicas a nivel local y, por lo tanto, genera también nuevos puestos de trabajo. Para esto, se requieren emprendedores e innovadores que hagan realidad dichas ideas, compatibilizando los objetivos ambientales con los propios de la organización o de la empresa.

Para darle un buen uso a los recursos naturales debemos partir de la premisa de que aquello que no hemos elaborado nosotros mismos, aquello que es de todos, o se nos ha provisto a bajo costo o incluso sin él, tiene un valor. También es importante buscar recursos de un proceso en los residuos de producción de otros. Y buscar nuevos usos o nuevas actividades cuando otross se agotan o no son posibles. De esta manera el proceso de producción será sostenible, de manera que permita prolongar la generación de riqueza a lo largo del tiempo.

2. ¿CÓMO APLICAR EL CONCEPTO DE BLUE ECONOMY EN LOS PUERTOS?

La Economía Azul reconoce la importancia de los mares y los océanos como motores de la economía por su gran potencial para la innovación y el crecimiento. En este sentido, los puertos tienen un papel protagonista, pues pueden asimilarse a empresas, son una comunidad de "actores" (los trabajadores) que deben coordinarse para conseguir dar sus servicios (zonas de abrigo, atraques en los muelles, superficie para instalarse empresas, facilitar la logística en su hinterland, etc.) y obtener unos ingresos por ello que les permitan pagar sus gastos (de personal, de amortización de inversiones, de mantenimiento, etc.), seguir invirtiendo para mejorar los servicios que dan, ampliar su oferta, etc. En definitiva: Propiciar la competitividad, la eficiencia y la sostenibilidad en todas sus actividades, instalaciones y servicios, orientados hacia el cliente.

3. BLUE ECONOMY EN EL PUERTO DE MOTRIL

El puerto de Motril está gestionado por la Autoridad Portuaria de Motril, y es uno de los 46 puertos de titularidad estatal del Gobierno Español. Es clara la importancia que los puertos, la costa y el mar tienen en España, país europeo con mayor longitud de costa (8.000 kms), y donde el 85% de sus mercancías de importación, y el 60% de sus exportaciones pasan por sus puertos. Por ello iniciativas de Blue Economy en este sector permiten contribuir a asegurar un futuro a las nuevas generaciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El puerto de Motril está situado en Granada, al Sur de España. Es un puerto pequeño, en cuanto a tamaño y tráficos, aunque en los últimos años ha experimentado un crecimiento espectacular, basado principalmente en:

- Situación geográfica, cercana a las principales rutas que conectan Europa, los puertos del Atlántico, y el Middle East.
- Comunicaciones terrestres: conectado por autovía directamente con su hinterland, llegando hasta la frontera francesa sin cruzar ningún núcleo poblacional, y siempre mediante carreteras de alta capacidad (autovías y autopistas).
- Accesibilidad marítima: con una bocana protegida de temporales, y cercano a rutas de navegación marítima.
- Área de Actividades Logísticas: posee una gran superficie de más de un millón de metros cuadrados, anexa a sus muelles, para la implantación de empresas.

Consciente de la importancia de la Blue Economy, desde la Autoridad Portuaria de Motril se llevan a cabo diferentes propuestas en esta línea que se resumen en su Misión y su Visión:

MISIÓN DEL PUERTO DE MOTRIL: desarrollar y gestionar el dominio público portuario en armonía con su entorno, de manera eficiente, con costes económicos adecuados, innovación y sostenibilidad, y siendo núcleo de la actividad económica de su hinterland

VISIÓN DEL PUERTO DE MOTRIL: desarrollar las funciones de empresa integrada al servicio de sus clientes, el buque, la mercancía, los pasajeros y la pesca. Transformar el puerto de Motril en un referente logístico en España, promoviendo el crecimiento económico en su área de influencia, y la competitividad en su comunidad Portuaria mediante un desarrollo sostenible.

Fig. 1. Puerto de Motril

Las iniciativas en esta materia que se llevan a cabo en el puerto de Motril pueden agruparse en cinco bloques generales:

3.1 El Puerto de Motril: un puerto en DESARROLLO

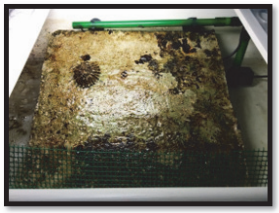
El puerto en su conjunto se desarrolla y evoluciona aplicando los estándares y las mejores prácticas que lleven a un aprovechamiento sostenible de los recursos marinos y terrestres. Por ello, las infraestructuras que se han ido realizando en el puerto de Motril en los últimos años, además de permitir una ampliación importante del mismo en cuanto a longitud de línea de atraque, superficie de muelle, mejora de las condiciones de abrigo, etc., han contribuido al cuidado del medio ambiente. Como ejemplos citar la prolongación del dique de abrigo, que conllevó la ejecución de un espigón semisumergido que ha permitido una regeneración de la playa anexa al puerto y una recuperación de la línea de costa. En esa misma obra, para la ejecución del dique, fue necesaria la traslocación de un ejemplar de patella ferruginea, una lapa en peligro de extinción que se encontraba en la zona final del dique que iba a prolongarse. Durante la ejecución de la obra se trasladó el ejemplar, mediante un procedimiento supervisado por una empresa especializada, a un acuario, durante la duración de la obra, y cuando finalizó volvió a colocarse en la zona donde se encontraba inicialmente, realizándose un seguimiento del éxito de la iniciativa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

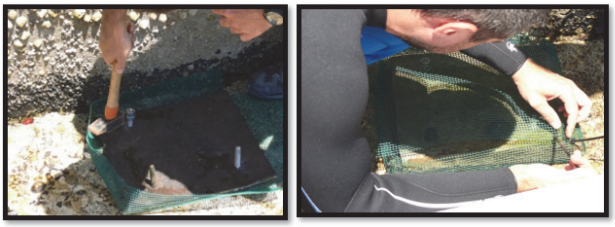
Colocación tablilla en escollera para cubrirla de algas / Recogida de tablilla recubierta de algas para alojar Patella

Momento de extracción patella / Tablilla colonizada con patella y malla para evitar despegue

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

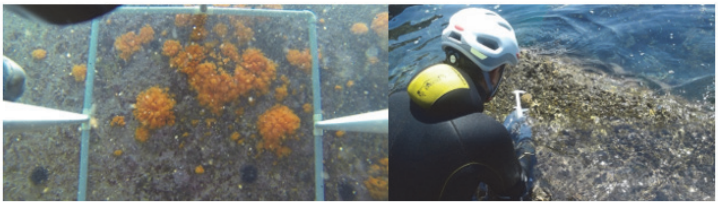


Ejemplar en el acuario



Colocación tablilla y protección del ejemplar

Retirada de la protección



Monitorización, control, seguimiento y vigilancia del Plan de Vigilancia Ambiental específico para las especies protegidas

Fig. 2. Traslocación Patella Ferruginea en el Puerto de Motril

Asimismo, el puerto de Motril es pionero en la ejecución de un sistema que permite la conexión de los buques ferrys a la electricidad, evitando así las molestias que el ruido de los motores de los buques provocan a los habitantes del entorno portuario. Otra obra que conjuga sostenibilidad con buena ejecución y economía es la de la estación marítima, en la que se ha empleado el sistema ELESDOPA, este sistema es una patente granadina que permite la generación de forjados de múltiples formas y grandes luces (la cubierta de la estación marítima tiene forma de conoide y 20 metros de luz), mejorando de esta forma la eficiencia energética de las instalaciones donde se emplea ya que sustituye el hormigón que no tiene función estructural de una sección por otro elemento menos pesado y que aporta aislante como es el poliestireno expandido.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 3. Estación Marítima Muelle de Levante del Puerto de Motril – Cubierta ELESDOPA

Por último, la infraestructura más reciente de todas es la construcción de un nuevo edificio para operaciones portuarias partiendo de la premisa NZB [Near Zero Building]. Con el objetivo de consumo energético nulo, el planteamiento energético diseñado para el edificio obtiene la máxima eficiencia en los sistemas de producción y recuperación de energía con aporte energético renovable mediante un sistema geotérmico. captación solar fotovoltaica, sistema de climatización con envolvente activa, medidas pasivas (iluminación natural y captación solar, espacios doblemente orientados, patio como regulador...).

Fig. 4. Edificio NZB en el Puerto de Motril

3.2 El Puerto de Motril; en constante desarrollo de su infraestructura de COMUNICACIONES TERRESTRES Y MARÍTIMAS

Las conexiones del puerto de Motril debemos entenderlas en diferentes conceptos:

- Conexiones por carretera, a través de la red de autovías que lo enlazan directamente con el corredor central hacia Madrid, y con el corredor Mediterráneo.
- Conexiones marítimas a través de líneas regulares de pasajeros y mercancías, y cercano geográficamente a las principales rutas de navegación internacionales que pasan por el Estrecho de Gibraltar. Las anteriores fomentan, de esta manera, el transporte intermodal.
- Motril es también un puerto conectado con los procesos logísticos e industriales
- Es vía de conexión para integrar a los usuarios y a los principales actores de la Comunidad Portuaria mediante un sistema eficiente de información y comunicación. En la Comunidad Portuaria de Motril pueden encontrarse desde empresas privadas que gestionan servicios portuarios o empresas con logística en el propio puerto, hasta Administraciones como Aduanas o Capitanía Marítima, Fuerzas y Cuerpos de Seguridad del Estado, etc. La conexión de todos ellos, el trabajo común, hace que el crecimiento tan importante del puerto de Motril, de manera sostenible y eficiente, sea una realidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- El puerto también está presente en el mundo de la comunicación a través de las redes sociales ("Twitter", "Facebook", "Linkedin", "Flickr", "Youtube" y "Google+"), y reuniones de networking,

3.3 El Puerto de Motril: un puerto INNOVADOR

Es necesario incluir en la gestión del puerto los aspectos de innovación que puedan prever los cambios y que se adelanten a ellos. La innovación forma parte del desarrollo del puerto de Motril mediante novedosas políticas comerciales, colaboración con Universidades y Empresas en el desarrollo de su I+D+i, fomento del conocimiento en su entorno desde la infancia, etc. Algunas de las iniciativas que se siguen para ello son: visitas escolares; creación del distintivo de calidad "Cruise Friendly", sello de garantía para todos los establecimientos de la Costa Tropical de Granada que sean susceptibles de proveer artículos o servicios a los cruceristas que desembarcan en el Puerto de Motril-Granada a bordo de un crucero, de esta manera se consigue que el crucerista se sienta integrado en el destino y sepa identificar los sectores del comercio, la hostelería y el taxi, así como otros de interés, adheridos a este sistema y se beneficien de los mismos; encuestas de satisfacción a clientes; días de puertas abiertas para que todo aquel que lo desee se acerque al puerto y a sus actividades, sus áreas de trabajo; red wifi gratuita en las áreas públicas del puerto, etc.

3.4 SOSTENIBILIDAD en el puerto de Motril

El medio ambiente que nos rodea es heredado por las nuevas generaciones, y tenemos la obligación moral de entregarlo en mejores condiciones de lo que lo hemos encontrado. En este sentido, se llevan a cabo acciones y proyectos para recuperar zonas industriales hoy día en desuso que han dejado huella en el medio ambiente, que hoy día son amplias explanadas de estacionamiento de vehículos en espera del ferry, realizando también propuestas para el uso de tecnologías con energía limpia, e implementando procesos amigables con el medio ambiente. En el puerto de Motril se es consciente de la importancia de proporcionar a los clientes unos servicios conforme a sus necesidades y de la relevancia del respeto al medio ambiente y la conservación del entorno. Por ello, cada año se redacta la Memoria de sostenibilidad del puerto, donde se resumen los principales objetivos en esta materia del año anterior. Asimismo, se distribuye la política de Calidad y Medio Ambiente entre toda la comunidad portuaria. Otras iniciativas del puerto en este sentido son la difusión de la Guía de Buenas Prácticas para la Manipulación de Graneles Sólidos, o el Plan para la recogida de residuos sólidos de buques.

3.5 ENTORNO: el puerto de Motril y su entorno

La relación puerto-ciudad es una parte importante en el desarrollo de políticas Blue Economy.

En esta línea, en el puerto de Motril se desarrollan programas de formación, con la colaboración de la comunidad portuaria, realizando cursos que instruyen a los profesionales del futuro del sector portuario, mejorando también el nivel de empleo del entorno. Se busca integrar el sector tradicional en el concepto de Blue Economy, mejorando la relación entre los actores relacionados en el puerto, e invirtiendo en innovación social.

Para ello, el puerto de Motril mantiene convenios con la Universidad de Granada, que permiten, entre otras cosas, controlar las operativas del puerto para conseguir una reducción de la polución, se forma a estudiantes de los institutos de Motril mediante prácticas, donde aprenden y se forman para ser los profesionales del futuro del sector, se apoyan actividades culturales y deportivas de la ciudad o se organizan visitas al puerto pesquero por pescadores jubilados o familiares de pescadores que hoy día no encuentran en la pesca su futuro profesional debido a la disminución de capturas.

En este apartado, una de las actividades más curiosas que ha desarrollado el puerto es el "proyecto de aguas limpias", que consiste en la recuperación de basura que los pescadores encuentran en el mar, para clasificarla y reciclarla, consiguiendo así unos mares más limpios y productos útiles obtenidos del reciclaje de las objetos encontrados.

En definitiva, la gente es el motor del puerto de Motril.

4. FUTURO DEL PUERTO DE MOTRIL

En el puerto de Motril se trabaja día a día para conseguir su crecimiento de una manera sostenible y eficaz. La capacidad de desarrollo que tiene el puerto es importante, y por parte de sus gestores existe la responsabilidad de estudiar las fórmulas que permitan incrementar su actividad sin menoscabar los recursos de su entorno y asegurando un legado a las generaciones futuras que les permitan seguir viviendo del puerto y contribuyendo a ese crecimiento, todo ello utilizando el medio marino como un aliado, sin modificar sus propiedades y preservando sus características para seguir beneficiándose de la riqueza que proporciona.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Ejemplos actuales de problemas costeros asimilables al cambio climático

De la Peña Olivas, José Manuel[a] y Sánchez-González, José Francisco[b]
[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, C/ de Antonio López, 81, 28026 Madrid jose.m.pena@cedex.es.
[b]Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, C/ de Antonio López, 81, 28026 Madrid jose.f.sanchez@cedex.es

Resumen

A continuación se expone una serie de trabajos llevados a cabo en el CEDEX a lo largo de los últimos años relacionados con algún problema costero y en los que uno de los agentes desencadenantes fue la subidad del mar por mareas o eventos meteorlógicos extraordinarios. En su mayor parte, estos problemas están asociados a variaciones naturales, pero también constituyen ejemplos de los posibles impactos que sufrirá la costa como consecuencia de la subida del nivel del mar debida al cambio climático.

Palabras clave: *cambio, climático, costa, inundación, playas, Covas, Sardinero, Zurriola, Camposancos.*

1. Introducción

El efecto sobre la costa de la subida del nivel del mar debido al cambio climático no puede ser considerado como una inundación permanente y repentina de las costas. De hecho, es común ver en prensa o redes sociales simulaciones como la de la Figura 1, que dibuja un escenario catastrófico para impresionar a la población, donde la costa se ha inundado como si de una bañera de agua se tratase (de ahí la denominación como *bathtub* para algunos modelos de simulación de inundaciones).

Fig. 1. Simulación de una subida del nivel del mar en La Manga del Mar Menor (Fuente: www.jotdown.es)

Aunque el estado final del mar fuese el de la figura, antes de alcanzarlo los edificios habrían sido destruídos por los embates del mar y la imagen no habría sido la misma. También la población lo hubiese advertido mucho antes. Pero, ¿cuánto antes? Es imposible responder, pero sí puede suponerse que los problemas en la costa habrían aparecido, a veces enmascarados con otros problemas (hoy día todavía no es fácil asociar la erosión de la costa con el cambio climático). Hay que introducir, por tanto, "estados intermedios", esto es, el tiempo y la adaptación continuada de los agentes y del medio.

A lo largo de los años pasados, especialmente 2014 y 2015, los temporales coincidentes con mareas vivas extraordinarias dieron lugar a titulares en los periodicos como los que aparecen en la Figura 2.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La marea más alta del año se 'come' las playas

La marea más viva ha tenido lugar en Bilbao con una altura de 5,01 metros

En el puerto de Pasaia la altura de marea máxima ha llegado a alcanzar los 4,89 metros

Acceso a la playa de La Concha de San Sebastián. | Efe

EFE - Bilbao

Actualizado: 10/09/2014 19:40 horas

El País Vasco ha vivido este miércoles a las seis y media de la tarde **la marea viva más alta del** mar, por lo que su principal efecto ha sido que el agua se ha "comido" las playas, reducidas al mín

La marea más viva ha tenido lugar a las 18:28 hora local en el puerto de Bilbao con **una altura qu** lado, en el puerto de Pasaia, la altura de marea máxima ha llegado a alcanzar a las 18:23 horas l

Las mareas más vivas han tenido dos consecuencias: la primera, **pequeños desbordamient** península de Zorrozaurre en Bilbao, Erandio, o los puertos de Bermeo y Ondarroa. Gracias al esc

La segunda consecuencia ha sido que en un día tan caluroso el agua se **"ha comido" las playas** o La Concha apenas han quedado un par de metros de arena donde tumbarse y disfrutar del calo

La 'marea del siglo' elevará hoy hasta 40 centímetros el nivel del mar en Málaga

Este espectáculo de la naturaleza se produce cada dieciocho años en la costa atlántica francesa,donde llega a alcanzar 14,15 metros, el equivalente a un edificio de cuatro plantas

AGENCIAS málaga

Sábado, 21 marzo 2015, 01:52

Si hoy le llama la atención que las playas permanezcan durante horas menguadas sobre sus dimensiones habituales es porque estarán bajo el influjo del fenómeno natural denominado marea del siglo, que acontece cada dieciocho años con origen en las costas francesas. Aunque no se prevé tan espectacular como en el litoral atlántico, en el Mediterráneo y en Málaga en particular, se prevé que las mareas alcancen una altura máxima de 40 centímetros.

Fig.. 2. Titulares de dos periódicos: Izq. El Mundo 10 de septiembre de 2014; der. Diario Sur de Málaga 21 de marzo de 2015

Estas subidas "inusuales" del nivel del mar debidas a mareas extraordinarias afloraron problemas que en muchos casos estaban latentes y en otros ya se habían detectado, pero que aun estando presentes se agravaron y alarmaron a la población.

A continuación se expone una serie de trabajos llevados a cabo en el CEDEX a lo largo de los últimos años relacionados con algún problema costero y en los que uno de los agentes desencadenantes fue la subidad del mar por mareas o eventos meteorlógicos extraordinarios. En su mayor parte, estos problemas están asociados a variaciones naturales, pero también constituyen ejemplos de los posibles impactos que sufrirá la costa como consecuencia de la subida del nivel del mar debida al cambio climático. Esta es la forma en la que la subida del nivel del mar se irá manifestando en la costa y esta ponencia pretende mostrar.

Las subidas del nivel del mar debido al cambio climático, pequeñas inicialmente, hacen que sus efectos se puedan asimilar a eventos extraordinarios debido a mareas meteorológicas y/o astronómicas junto a temporales y avenidas en estuarios. Y los eventos que en la actualidad se valoran como extraordinarios; con una subida permanente del mar, pasarán a ser ordinarios.

2. Trabajos del CEDEX relacionados con la subida del nivel del mar

A lo largo de los últimos años han aparecido problemas en playas, donde antes aparentemente no los había, y todos ellos relacionados con la subida del nivel máximo del mar que se produjo entre los años 2014 y 2016, en el pico del ciclo de 19 años nodal (fase del ciclo lunar con la Luna más proxima a la Tierra). Para ilustrarlos se han elegido cinco trabajos realizados en el CEDEX, en los que una componente principal era la elevación del mar por mareas extraordinarias, que podrían asimilarse con mareas ordinarias con una subida añadida del nivel del mar debido al cambio climático.

Los trabajos en cuestión fueron:

1. Playa de Covas: las transformaciones que ha sufrido la playa debido a la construcción de un puerto y la urbanización del núcleo urbano han hecho que la playa se estreche hasta casi desaparecer su sector occidental, lo que da lugar a problemas de inundación cuando coincide una subida del nivel del mar fuerte con temporal de oleaje.
2. Playa de Camposancos: las transformaciones del estuario del Miño se unen con grandes riadas y una sobreelevación que hace incrementar la erosión y la penetración del mar sobre los puntos más bajos de la costa del estuario cercano al canal.
3. Playa de La Zurriola: el diseño de las obras de defensa de la playa partía de un nivel del mar y un estado de superficie del mar que se rebasa en eventos extremos de sobreelevación, atacando lo lugares no protenidos suficientemente ya que no se preveía estas situaciones extremas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.1 Playa de Covas (Ría de Vivero-Lugo)

La playa de Covas se encuentra en el fondo de la ría de Vivero, que forma la desembocadura del río Landro, de una longitud en torno a 42 km. En su origen, la playa constituía el frente de la flecha que se había formado en la desembocadura del río, como se puede ver en la fotografía aérea de 1957. Las transformaciones que ha sufrido la playa debido a la construcción de un puerto, urbanización, etc. han hecho que la playa desaparezca en determinados puntos; que se transforma en invasión marina con la subida del nivel del mar. Muy pronto la playa basculó hacia occidente; apreciándose que ya en 1985, el mar tocaba en la zona occidental del paseo marítimo.

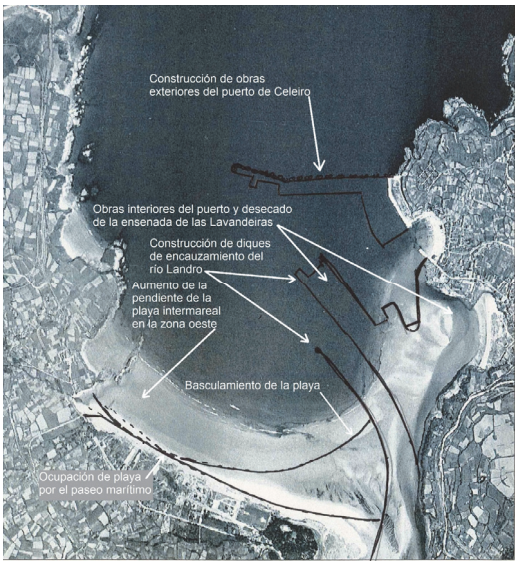


Fig. 3: Resumen de las transformaciones que se han producido en la playa de Covas desde 1957 (Foto) hasta la actualidad (dibujo a mano de las trazas de las obras) (Foto: Servicio Geográfico del Ejército)

La consecuencia directa fue el basculamiento de la playa hacia oriente que ha dejado a la zona occidental sin playa seca y con una pendiente más pronunciada. El problema se apreció en su dimensión con los fuertes temporales que se han producido desde 2014, en muchos casos coincidiendo con pleamares extraordinarias. Para paliar el problema, Portos de Galicia con la colaboración del Servicio de Costas de Lugo promovieron un trasvase de arena de 30.000 m^3 que se ha realizado a finales de septiembre y comienzos de octubre de 2017, tomándola en la zona este y vertiéndola en la oeste de la playa. Entre esta fecha e inicios de 2018 se produjeron tres temporales (Apartado 4.2) de intensidad media que alteraron de nuevo la playa hasta situarla aparentemente como se hallaba antes de la actuación; llegando el agua de nuevo al muro del paseo marítimo.

A lo largo de 2014 hasta la actualidad se han producido mareas con una gran carrera, debido al ciclo lunar. Coincidiendo con estas grandes mareas, en el año 2014 y en el 2015 se produjeron temporales también importantes.

Esta coincidencia de temporales y pleamares muy importantes hace que sea fácil que se rebase el paseo marítimo en el tramo de unos 175 m donde desaparece la playa en pleamar Así una simple suma de carrera de marea y oleaje, sin tener en cuenta el setup y con una reducción de altura de ola en playa de 0,2, darían valores para los máximos temporales registrados en esos tres años de:

2 febrero 2014: 4,53 + 0,2x6,37 = 5,80 m
8 febrero 2014: 3,49 + 0,2x5,69 = 4,63 m
3 marzo 2014: 4,53 + 0,2x8,3 = 6,19 m
24 febrero 2015: 3,96 + 0,2x5,95 = 5,15 m
8 febrero 2016: 4,29 + 0,2x6,21 = 5,53 m
14 febrero 2016: 3,98 + 0,2x5,41 = 5,06 m

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

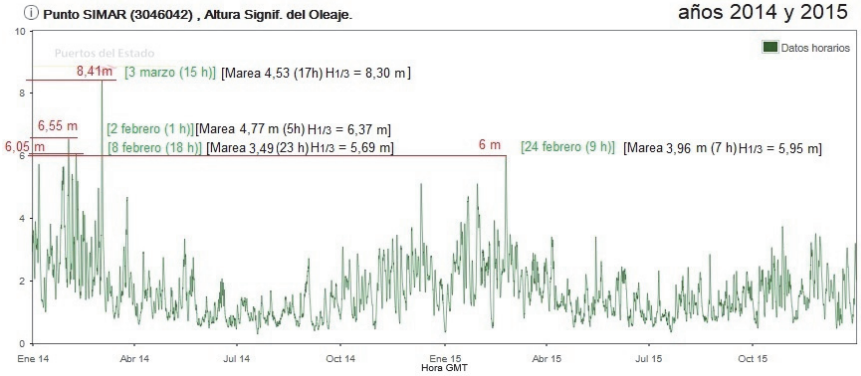


Figura 4: Resumen de los temporales más significativos de 2014 y 2015 frente a la ría de Vivero, con la carrera de marea mayor más próxima y la altura de ola significante en ese momento (Fuente: Puertos del Estado)

Así, tambien el temporal que refleja la Fig. 5 es el del 13 de enero de 2017 (Foto) que tuvo una marea astronómica de 4,51 m a las 16 h con una altura de ola significante máxima de 3,96 m, lo que daría una elevación en torno a 5,30 m e invadió el paseo como se aprecia en el periódico.

Figura 5: Temporal de 13 de enero de 2017 en la playa de Covas (Fuente: La Voz de Galicia)

2.2 Playa de Camposancos (A Guarda-Pontevedra)

Camposancos es una parroquia del municipio o concello de A Guarda cuya ribera forma la costa norte del estuario y desembocadura del río Miño que está delimitada por la Punta de Santa Trega, en la costa española y por la Insula en la costa portuguesa y, algo más interior, por la Punta de Dos Picos que es una flecha de arena que se desarrolla de sur a norte, cerrando el estuario y que viene condicionada por el canal de salida del río. La margen española está formada, desde la desembocadura, por la playa de O Muiño que se apoya en la punta de Santa Trega y en el saliente que forman los bajos rocosos frente al Hotel O Moiño; a continuación se encuentra la playa de A Lamiña, conocida también como Camposancos que discurre entre el saliente rocoso anterior y una plataforma artificial, aguas arriba, entre medias existen otros bajos rocosos que separan esta playa en dos concavidades. Tras la plataforma se abre la playa de A Armona protegida por un dique longitudinal de escollera en la actualidad, y continuando aguas arriba del río se encuentra la playa de Condesal, apoyada en su zona oriental en las obras de defensa de un astillero.

A lo largo de los años las playas de A Lamiña y Condesal han cambiado se aprecia en la playa de A Lamiña, antes de Camposancos, unas variaciones importantes y una tendencia erosiva. Esta tendencia es la que ha alarmado a vecinos de la localidad; centrándose principalmente en el extremo oeste de la playa, temiendo que esa erosión haga que se inunde la zona a su trasdós, conocida como “Cova do Forte”.

Las transformaciones del estuario del Miño se unen con grandes riadas y una sobreelevación que hace incrementar la erosión y la penetración del mar sobre los puntos más bajos de la costa del estuario cercano al canal.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Figura 6: Evolución de las márgenes de la desembocadura del río Miño y zona del problema

La situación estricta se vio agravada en este año 2018 al tener el río Miño una fuerte avenida en los meses de marzo y abril, con niveles de marea respecto al NMMA (Fig 7):

4 marzo 2018: 1,93 m (pleamar) -0,79 m (bajamar)
15 marzo 2018: 1,72 m (pleamar) -0,63 m (bajamar)
17 marzo 2018: 2,02 m (pleamar) -0,99 m (bajamar)
4 abril 2018: 1,93 m (pleamar) -0,79 m (bajamar)

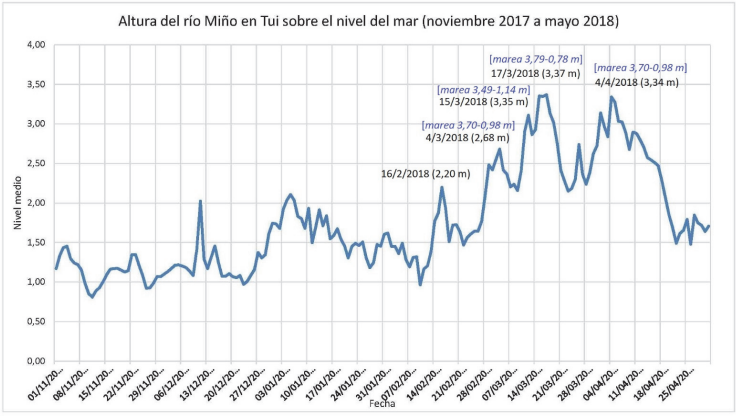


Fig. 7: Niveles del río Miño a su paso por Tui entre noviembre de 2017 y mayo de 2018, donde se aprecia la avenida producida entre marzo y abril de 2018 (Fuente de datos: Confederación Hidrográfica del Miño-Sil)

2.3 Playa de La Zurriola (San Sebastián-Guipúzcoa)

La playa de La Zurriola se encuentra situada en el litoral urbano de la ciudad de San Sebastián, junto a la desembocadura del río Urumea, frente al barrio de Gros. La playa se encuentra separada del río por un espigón o dique curvo, cuyo diseño se basó en modelos físicos y numéricos realizados en el CEDEX, si bien la estabilidad sólo se estudió con modelo físico para el tramo más profundo. Esto permitió confirmar la validez de los pesos propuestos para los dos tramos exteriores, mientras que los tramos más someros no se llegaron a ensayar. El hecho de no haber ensayado el tramo de arranque ha tenido una gran importancia en la vida de la obra, ya que después del ataque de los temporales de diciembre de 2007 y marzo de 2008 se produjeron varias averías en el tramo inicial del espigón de escollera. Estos daños fueron evaluados durante una inspección realizada por el CEDEX en marzo de 2012, en que se observaron daños iniciales e intermedios en tres puntos, denominados Zona 1, 2 y 3, repartidos a lo largo de la primera mitad del dique (Fig. 8), presentando el resto del espigón buen aspecto. En resumen, los daños en estas tres zonas del dique eran de tipo intermedio, con huecos amplios en la capa superior del manto que dejaban expuesta la capa inferior.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

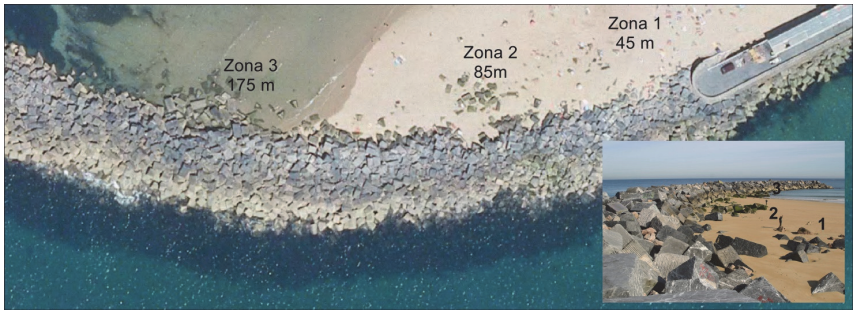


Fig. 8. Localización de las tres zonas dañadas en el espigón a 45 m, 85 m y 175 m del arranque. Imagen del PNOA (Ministerio de Fomento). Detalle: vista de las tres zonas desde el extremo del paseo marítimo.

El 2 de febrero de 2014 un temporal de oleaje destruyó prácticamente todo el tramo de arranque del espigón (Fig. 9). La altura de ola significante de pico del temporal medida en la boya exterior de Bilbao, de Puertos del Estado, situada en aguas profundas (H_S = 9.15 m) quedó lejos de los registros de diciembre de 2007 y marzo de 2008 (11.65 y 11.55 m respectivamente) y del récord de 2009 (13.71 m), pero en contraste destacaban el elevado nivel del mar (casi 5 m por encima del nivel de bajamar mínima astronómica) y el periodo del oleaje, $T_P \approx 20$ s. Sorprende que, menos de un mes antes, se había registrado otro temporal de características similares y que ya había provocado un aumento considerable de los daños del primer tramo del espigón, donde se alcanzó el inicio de destrucción. El 6 de enero, en el momento de máximo nivel del mar, casi 4 m por encima de la bajamar, la altura de ola fue H_S = 9.6 m y el periodo de pico $T_P \approx 22$ s, ambos valores medidos en la boya exterior de Bilbao.

Estos dos temporales ponen de manifiesto la importancia de diseñar teniendo en cuenta no sólo la altura de ola, sino también el periodo, que en este caso amplificó la altura de ola en el dique. Para mostrar el efecto amplificador del periodo en el oleaje a pie de dique, a continuación se analiza la transformación en diversas situaciones registradas en los últimos años. Para ello, se han propagado hasta pie de obra los oleajes de los temporales del 10 de diciembre de 2007, 11 de marzo de 2008, 24 de enero de 2009 y el 6 de enero y 2 de febrero de 2014, en concreto los estados del mar en que se registró la máxima altura de ola significante o el máximo nivel del mar (Fig. 10). En la propagación del oleaje hasta el morro del espigón, situado a unos 6 m de profundidad en bajamar, se han tenido en cuenta los procesos de refracción, asomeramiento y rotura. La refracción se ha calculado según la teoría lineal, suponiendo que la plataforma tiene batimétricas rectas y paralelas que forman un ángulo de 70º con el N. Por lo que al asomeramiento y rotura respecta, estos dos procesos se han calculado según los ábacos de Goda (2000). Los resultados del cálculo se muestran en la Fig. 10, en la que $H_{S,pie}$ es la altura de ola significante a pie de dique.

En 2014, la combinación de nivel del mar y periodo del oleaje durante los dos temporales citados permitió que en ambos casos se sobrepasaran los 7.5 m, incluso con bastante amplitud en el caso del temporal de febrero. Estos resultados se han extrapolado también al tramo de arranque del espigón, en el que es de suponer que la altura también superó a la de diseño. Esto, junto con el hecho de que el espigón tenía un diseño deficiente en los tramos I y II, provocó el inicio de destrucción en enero y la posterior destrucción en febrero.

Fig 9: Zona de rotura del espigón-dique de La Zurriola en San Sebastián

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Temporales que produjeron daños en el dique de la Zurriola

Registros de la boya exterior de Bilbao y el mareógrafo de Bilbao

Altura propagada hasta pie de dique $H_{s,Pie}$

Temporal	Fecha y hora	H_s (m)	T_p (s)	θ	Nivel del mar (m)		$H_{s,Pie}$(m)
1	10/12/2007 02:00	11,64	16,0	310º	≈ 4,0	Refracción* Asomeramiento* Rotura*	7,4
2	11/03/2008 06:00	10,05	15,5	300º	≈ 4,0		7,0
3	24/01/2009 08:00	13,71	14,0	290º	≈ 2,5		5,9
4	06/01/2014 19:00	9,61	**22,0**	290º	≈ 4,0		7,6
5	02/02/2014 06:00	9,26	**20,0**	305º	**≈ 4,5**		8,1

*Refracción: teoría lineal (ley de Snell)

*Shoaling y Rotura: Goda (2000)

Fig. 10: Características de los temporales que produjeron daños en el dique de la playa de la Zurriola (en rojo) en comparación con otras de similares alturas de ola, pero inferiores periodos

3. Conclusiones

Los efectos de la subida del nivel del mar deben considerarse como dinámicos, no lineales y progresivos, y sus estados intermedios pueden confundirse con eventos extraordinarios que cada vez se harán más ordinarios

El modo de abordar los efectos de la subida del nivel del mar debe ser, siguiendo la Estrategia de Adaptación al Cambio Climático de la Costa Española (Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, 2017):

1) Protección (proteger la zona de riesgo)
2) Acomodación (se mantiene los elementos pero se modifica sus usos)
3) Retroceso (abandono planificado de la zona)

Que daría logar a tres alternativas posibles:

1. Rigidización (inviable)
2. Adaptación (a los cambios de la naturaleza)
3. Retirada

Todos los trabajos que podían englobarse en aquellos cuyo agravamiento se ha producido por la subida "inusual" del nivel del mar nos muestran que la mejor defensa costera frente a estas subidas se podría resumir en:

- ✓ Retirada urbana para dejar que las playas evolucionen según la naturaleza les permite (Regla de Bruun)
- ✓ Introducir dentro de los planes la gestión del sedimento y el mantenimiento con proyectos hiperanuales
- ✓ Revisión la línea de Dominio Publico Marítimo Terrestre para tener en cuenta el avance del mar y su lucha frente a él. (Revisión de la legislación para introducir el dinamismo del cambio climático)

Referencias

GODA Y. (2000) *Random seas and design of maritime structures, 2nd ed. Advanced series on ocean engineering, Vol. 15*. Singapore: World Scientific; 2000.

PEÑA OLIVAS, José Manuel de la (2018). "Estudio de las mejoras en la playa de Covas (Vivero-Lugo)"; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Informe técnico Clave CEDEX: 22-417-5-001, para la Dirección General de sostenibilidad e la Costa y del Mar).

PEÑA OLIVAS, José Manuel de la (2018). "Estudio de la evolución de la ribera de Camposancos (a Guarda-Pontevedra)"; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Informe técnico Clave CEDEX: 22-417-5-001, para la Dirección General de sostenibilidad e la Costa y del Mar).

SANCHEZ-GONZALEZ, J.F. ; DIEZ-RUBIO, G. (2016). "Estudio en modelo físico 3D de las averías del espigón de la playa de La Zurriola (San Sebastián)" en *Revista Iberoamericana del Agua*, Vol. 3-2, 2 pp. 35-45. https://doi.org/10.1016/j.riba.2016.07.002

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Análisis de viabilidad náutica de la propuesta de reordenación de los puestos de amarre de la Marina Port Tarraco

Beltrán, Alba[a]; Rodríguez, Carmen[b]; Atienza, Raúl[c]; Cal, Carlos[d] y Colls, Marc[e]
[a]Siport21, Ingeniero de Proyecto, alba.beltran@siport21.com, [b]Siport21, Gerente de Proyecto, carmen.rodriguez@siport21.com, [c]Siport21, Director Técnico, raul.atienza@siport21.com, [d]Siport21, Capitán de la Marina Mercante, carlos.cal@siport21.com, [e]Port Tarraco, Director General, manager@porttarraco.com.

Resumen

En el interior del Puerto de Tarragona, en su Dársena Norte, la Marina Port Tarraco cuenta con una excelente ubicación para dar abrigo a las mayores esloras de la flota internacional de megayates. Con este objetivo, el equipo responsable de la marina diseñó una reordenación de los puestos de atraque (Fig. 1), para proponer una mejor oferta en este sector. Con el fin de buscar la aprobación de la propuesta de diseño por parte de las Autoridades Marítimas y transmitir la necesaria seguridad de las operaciones en la marina a los propietarios de las embarcaciones, la dirección de Port Tarraco solicitó a Siport21 analizar la viabilidad desde el punto de vista náutico de la nueva configuración proyectada.

***Palabras clave**: reordenación, marina, megayates, ROM, PIANC, simulación.*

1. Introducción

La Marina Port Tarraco partía de la disposición de atraques en planta de la *Fig. 1* y proponía la disposición de atraques de la *Fig. 2*, es decir que buscaba sacar el máximo partido a la marina, aumentando la capacidad de albergar buques de esloras mayores. Pasa de 64 atraques a 33 atraques, reduciendo el número de atraques prácticamente a la mitad.

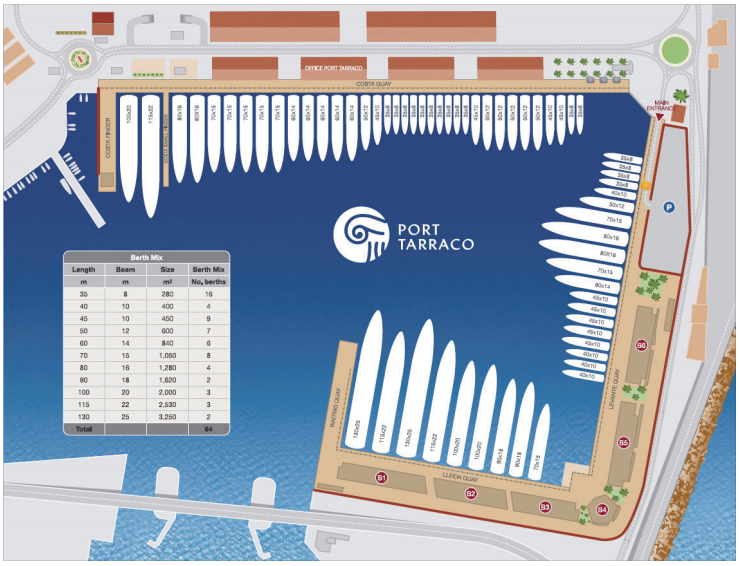


Fig. 1. Ordenación previa de la Marina Port Tarraco. Fuente: Port Tarraco

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 2. Ordenación propuesta de la Marina Port Tarraco. Fuente: Port Tarraco

El objetivo del estudio fue confirmar la accesibilidad náutica de la nueva propuesta de ordenación de los puestos de atraque, centrada en obtener un mayor número de atraques para esloras por encima de los 100 m.

El estudio se desarrolló en dos etapas:

En primer lugar, se propuso una aproximación determinista, para analizar por separado las distintas áreas que forman la Marina Port Tarraco y la longitud de la línea de atraque prevista para cada muelle. Posteriormente, se identificaron los yates cuyas maniobras presentaban mayor complejidad atracados en los diferentes muelles de la marina y se evaluaron las áreas de navegación de los mismos.

En segundo lugar, dada la especificidad de las embarcaciones a analizar y la restricción de espacios de la marina, los casos en los que se identificaron interferencias se analizaron con mayor detalle. Para ello, se utilizaron herramientas numéricas de simulación en tiempo real para una valoración más completa y fiable de la ejecución de las maniobras, así como una estimación precisa de los espacios navegables necesarios.

Finalmente, tras el estudio se consigue una validación de la planta propuesta de la Marina Port Tarraco, con ligeras modificaciones en la reordenación.

2. Etapa 1: Estudio determinista de la reordenación de la marina

La primera etapa del estudio, como ya se ha adelantado, se centra en la evaluación de la reordenación propuesta desde un punto de vista **determinista**. Para ello, se analizan por separado las distintas áreas que la forman: canales interiores y la longitud de la línea de atraque, tanto para yates atracados en punta como para yates atracados de costado.

Para la valoración de los espacios de maniobra disponibles se aplican en primer lugar las recomendaciones internacionales específicas para diseño y operación de marinas de megayates publicadas por **PIANC** (Asociación Internacional de Navegación) en el informe nº 134 - 2013 "**Design and Operational Guidelines for Superyacht Facilities**". Los aspectos no incluidos en esta recomendación específica para grandes yates se evalúan siguiendo la publicación del PIANC nº 121-2014 "**Harbour Approach Channels Design Guidelines**" y las Recomendaciones de Puertos del Estado ROM 3.1-99 "**Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación**". Estas formulaciones, también deterministas, son más conservadoras que la primera, ya que son genéricas en cuanto al tipo de buque, no contemplando su alta capacidad de maniobra.

2.1 Canales interiores de la marina

En primer lugar, en el caso de los canales interiores se emplearon las recomendaciones del PIANC 134, donde se indica que el ancho de los canales sea de al menos 1.5 veces la eslora (L), medido desde el extremo de la proa de los yates atracados en punta o del extremo del costado de los yates atracados de costado.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En las siguientes figuras se muestra el ancho recomendado de canal de navegación interior para los distintos muelles: Muelle de Costa, Muelle de Levante y Muelle de Lleida.

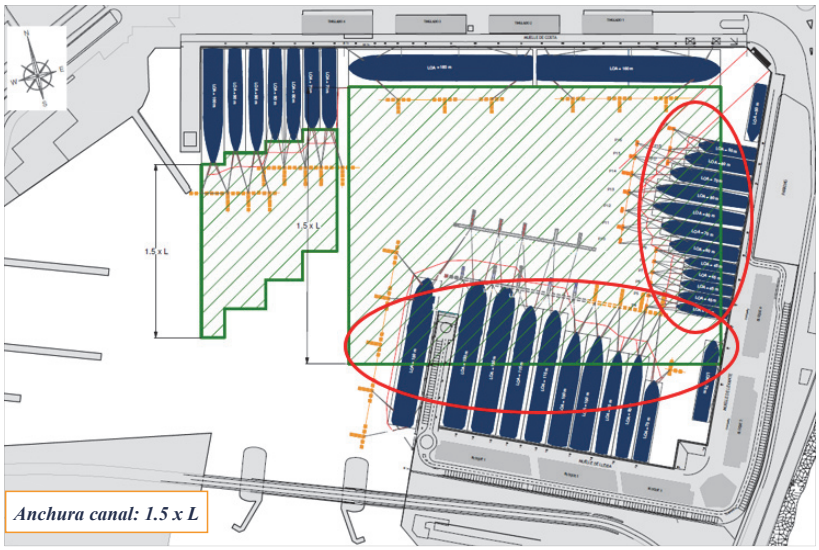


Fig. 3. Canales interiores. Muelle de Costa

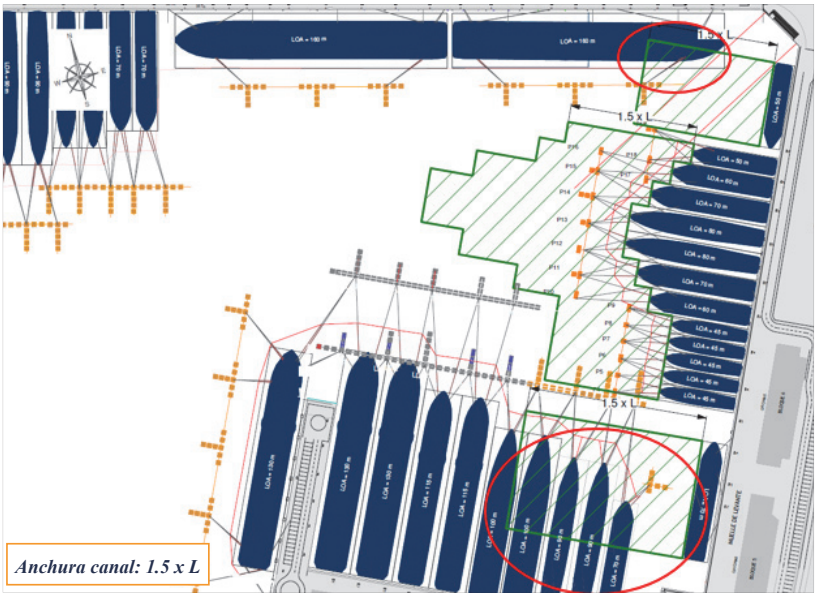


Fig. 4. Canales interiores. Muelle de Levante

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

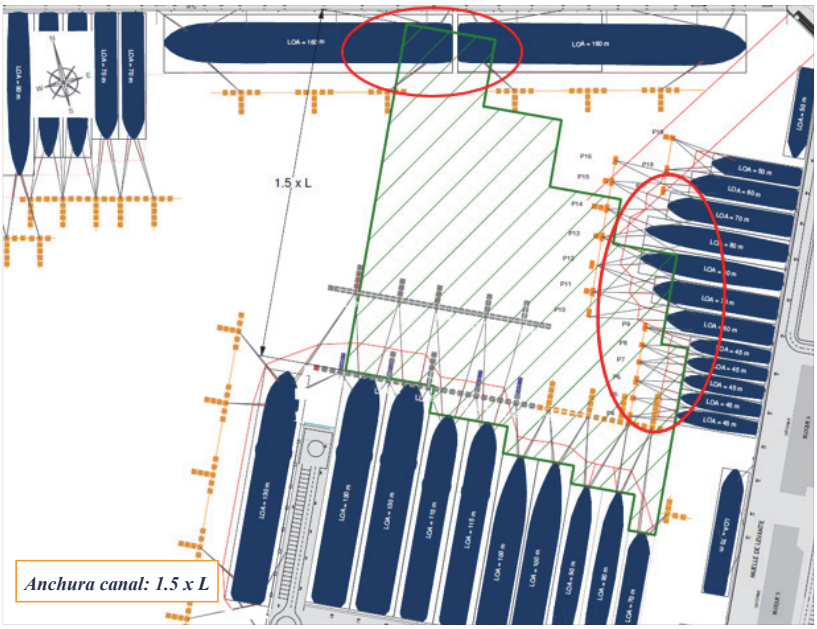


Fig. 5. Canales interiores. Muelle de Lleida

Como se puede apreciar en las figuras anteriores (interferencias indicadas mediante óvalos rojos), el ancho de canal disponible frente a los megayates de 160 m adosados al Muelle de Costa resulta insuficiente con este criterio. En cuanto al disponible frente al Muelle de Levante, resulta suficiente en la mayoría de los casos salvo para los megayates de 50 m y 70 m adosados. Por último, el canal de navegación frente al Muelle de Lleida resulta insuficiente frente a los megayates de 130 m, 90 m y 70 m.

2.2 Longitud de la línea de atraque

Una vez evaluado el ancho de canal, se dio paso a la evaluación de la línea de atraque. Para ello, se tuvo en cuenta si los yates atracaban en punta o de costado en cada uno de los muelles analizados.

2.2.1 Yates atracados de punta

La longitud de la línea de atraque, siguiendo las recomendaciones de PIANC en el informe 134, depende del espacio para las defensas y para la maniobra. De tal forma que el ancho del puesto de atraque se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Ancho de atraque “single”: } 2 \cdot (mc \cdot fd) + B \quad (1)$$

$$\text{Ancho de atraque “double”: } 4 \cdot (mc \cdot fd) + 2B \quad (2)$$

Donde mc es un coeficiente de maniobrabilidad que varía entre 1 y 1.5. El coeficiente 1 se emplea para ordenación de marinas de yates de eslora superior a 45 m. El coeficiente de 1.5 permite mayor flexibilidad para acomodar un rango mayor de megayates. El factor B se corresponde con la manga del yate. Por último, el factor fd es el diámetro de la defensa, que se determina en función de la eslora del yate. Para evaluar las dimensiones de los puestos de atraque se empleó la fórmula de ancho de atraque “single”, ya que los yates de la marina amarran a la mediterránea.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la siguiente tabla se recogen los resultados obtenidos de la evaluación de los puestos de atraque:

Muelle	Longitud del puesto de atraque (m)	Ancho del puesto de atraque (m)	Manga yate tipo B (m)	Diámetro de la defensa (m)	Ancho recomendado PIANC	
				fd	mc =1	mc = 1.5
Muelle de Costa	70	15	11.9	1.22	14.3	15.6
	80	16	13.0	1.52	16.0	17.6
	90	18	12.8	1.52	15.8	17.4
	100	20	16	1.52	19.0	20.6
Muelle de Levante	45	10	9.2	0.61	13.1	11.0
	50	12	9.7	0.91	11.5	12.4
	60	14	10.8	0.91	12.6	13.5
	70	15	11.9	1.22	14.3	15.6
	80	16	13.0	1.52	16.0	17.6
Muelle de Lleida	70	15	11.9	1.22	14.3	15.6
	90	18	12.8	1.52	15.8	17.4
	100	20	16.0	1.52	19.0	20.6
	115	22	17.2	1.52	20.2	21.8
	130	25	19.0	1.52	22.0	23.6

Tabla 1. Resultados de la longitud de la línea de atraque. Fuente: elaboración propia

A la vista de los resultados mostrados en la tabla anterior, el **tamaño propuesto** para los puestos de atraque resulta **adecuado** para los yates usuarios de los diferentes muelles de la Marina Port Tarraco.

2.2.2 Yates atracados de costado

Las recomendaciones PIANC específicas para esta situación indican mantener una **separación mínima o resguardo entre yates atracados de costado** en la misma línea de atraque de **3 m**. Sin embargo, esta guía no incluye un valor de resguardo entre yate y estructura en línea de atraque. Para estos casos, se toma un valor intermedio entre lo que recomienda la ROM 3.1-99, que en principio no especifica el tipo de tráfico, (**20 m** entre buque y estructura para embarcaciones entre 100-150 m y **15 m** para embarcaciones de eslora total menor que 100 m) y los **3 m** del PIANC. Así se considera un resguardo mínimo de **10 m a mantener entre yate y estructura** en aquellos casos en los que la **embarcación atraca de costado** al muelle próximo a un límite estructural, para esloras entre los 100-150 m (en el que se incluye el yate de 160 m) y **resguardo mínimo de 5 m** para esloras menores de 100 m.

2.3 Evaluación de las áreas de navegación

En el análisis PIANC realizado previamente se identificaron una serie de megayates cuyas maniobras tenían un alto grado de complejidad (*Tabla 2*). En este apartado se realiza un dimensionamiento determinista, siguiendo las recomendaciones de PIANC "Harbour Approach Channels Design Guidelines" (Report nº 121-2014), en el que se evalúa el espacio disponible frente al recomendado en cada fase de la maniobra en los casos seleccionados, identificando posibles interferencias.

Muelle	Megayate
Costa	Atracados de costado: megayates de 160 m
Levante	Atracados de costado: megayates de 50 m y 70 m
Lleida	Atracados de punta: megayates de 70 m, 90 y 130 m

Tabla 2. Megayates seleccionados. Fuente: elaboración propia

En la *Fig. 6* se muestra el dimensionamiento determinista para un Megayate de 90 m y se identifican en rojo las interferencias que presenta con las líneas de fondeo de los megayates situados de punta al Este del Muelle de Lleida y al Sur del Muelle de Levante.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

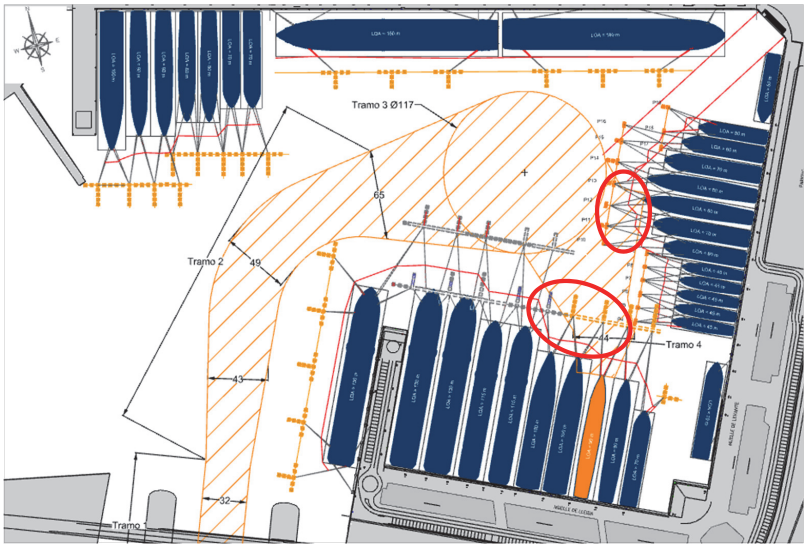


Fig. 6. Dimensionamiento PIANC. Muelle de Lleida. Megayate 90 m

2.4 Conclusiones

De este **análisis determinista** se pudieron extraer las siguientes conclusiones:

- Los **canales interiores** de la Marina Port Tarraco resultan en algunos casos **insuficientes**, según el criterio determinista definido en apartados anteriores. Se detectan casos en el Muelle de Costa y de Lleida.
- La **longitud de la línea de atraque** resulta **adecuada** para las dimensiones de los yates propuestas.
- De la evaluación de **espacios navegables** realizada para los distintos megayates, se identifican **interferencias**, con las líneas de fondeo de los yates atracados, con estructuras portuarias y con yates atracados.

La metodología aplicada en esta etapa presenta resultados conservadores, que pueden ser optimizados mediante el uso de herramientas numéricas de simulación para una valoración más completa y fiable de la ejecución de las maniobras y una estimación precisa de los espacios navegables necesarios.

3. Etapa 2: Estudio de simulación de maniobras en tiempo real

La **segunda etapa** del estudio consiste en un **análisis detallado de las maniobras** teniendo en cuenta la reordenación de la marina propuesta, desde un punto de vista **experto**.

En esta fase se realizaron maniobras con los megayates (esloras 50, 70, 90, 130 y 160 m) en los que se identificaron interferencias tras la primera fase del estudio. Las maniobras de acceso y atraque de estos megayates se realizaron a **ocho puestos de atraque**, siendo estos los que presentaban una mayor dificultad de maniobra. Dos de ellos se encontraban en el **Muelle de Costa** (**Atraques nº1 y nº2**), otros dos en el **Muelle de Levante** (**Atraques nº6 y nº7**), y, el resto en el **Muelle de Lleida** (**Atraques nº3, nº4, nº5 y nº8**), tal y como se muestra en la *Fig. 7*.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

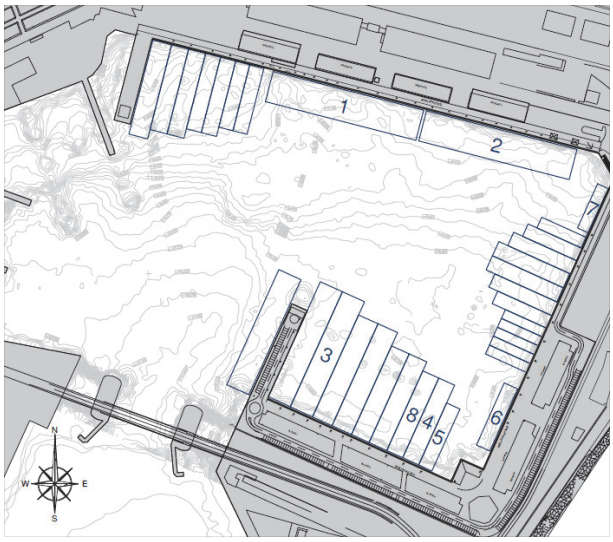


Fig. 7. Numeración de los atraques considerados en el estudio

Además, se evaluó si la nueva reordenación de la Marina era adecuada verificando en todo momento que el espacio disponible resultase suficiente para un funcionamiento seguro y eficiente.

El análisis detallado de las maniobras se llevó a cabo utilizando 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 gobernado por un Capitán o Práctico actuando sobre un puente con su instrumentación.

3.1 Consideraciones previas

3.1.1 Condiciones meteorológicas

Las condiciones meteorológicas de referencia consideradas en Port Tarraco fueron las siguientes:

Escenarios	Viento	
	Dirección	Velocidad Máxima (nudos)
Levante	E	15
Sur	SSW	
Mistral	WNW	

Tabla 3. Escenarios meteorológicos. Fuente: elaboración propia

La marina no se ve afectada ni por corrientes ni por oleaje significativo. El viento es el principal factor de diseño desde el punto de vista de la maniobra. Atendiendo a los datos analizados, los vientos en la zona son moderados. El 71% del tiempo las velocidades medias del viento son inferiores a 5 m/s y sólo el 0.35% son superiores a 15 m/s, siendo la máxima velocidad registrada en el periodo analizado de 23.5 m/s.

Los vientos reinantes son los procedentes del Norte, con frecuencia de presentación superior a 29%, y los dominantes, de mayor intensidad, los del cuarto cuadrante (WNW, NW y NNW).

Localmente se reconocen tres direcciones de viento claramente diferenciadas: vientos de tierra (Mistral, Oeste a Norte); vientos de Levante (Nordeste al Sudeste); y los de componente Sur. Atendiendo a esta clasificación, el viento de tierra, Mistral, (W-NW-N-NNE) presenta una frecuencia del 49%, con una dirección media de WNW, llegando a alcanzar intensidades superiores al Levante. La frecuencia del Levante (NE-E-SE) es del 21%, con una dirección media ponderada del Este (E). Finalmente, el viento Sur (SSE-S-SSW-SW-WSW), más habitual en verano, llega al 24% de presentación, con una dirección media SSW y con velocidades claramente menores que el Mistral. Los vientos reinantes son los procedentes del norte, pero no son los dominantes. Por ello se simuló también en el resto de escenarios (Levante, Sur y Mistral).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.1.2 Consideraciones en las maniobras

Las maniobras en esta fase del estudio se realizaron teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- **Estrategia de las maniobras**: se hicieron maniobras de entrada con reviro en la dársena de Port Tarraco y salidas semi directas.
- **Ocupación de atraques**: se realizaron las maniobras con la nueva configuración en planta propuesta y máxima ocupación.
- **Uso de medios auxiliares**: las maniobras se realizaron sin ayuda de medios auxiliares (remolcadores o embarcaciones auxiliares), dada la buena maniobrabilidad que presenta este tipo de embarcaciones.
- **Viento:** la velocidad de viento mencionada en el estudio de **15 nudos** es **intensidad máxima,** correspondiéndole un valor de intensidad media de aproximadamente **10 nudos**. En las simulaciones se generaron rachas aleatorias máximas, llegando hasta 1.3 veces el valor medio. Las rachas en el simulador se modelizan considerando un espectro Davenport – Harris (1974) que depende de la velocidad media del viento y un factor adimensional de rugosidad definido por las características del terreno. Por la información suministrada por los Prácticos, los vientos de tierra (Mistral) tienen un mayor factor de racha, llegando hasta 1.4 veces el valor medio.

Por otro lado, en la realización de las maniobras se respetó en todo momento la zona restringida por los cabos con cota superior a -5 m (línea de color rojo que aparece en la figura,En la *Fig. 8* se muestra una maniobra de entrada realizada con el simulador. El megayate de 90 m navega desde el puente que da acceso a la marina y cae a estribor buscando el centro de la dársena interior, para revirar y dirigirse máquina atrás hacia su puesto de atraque.

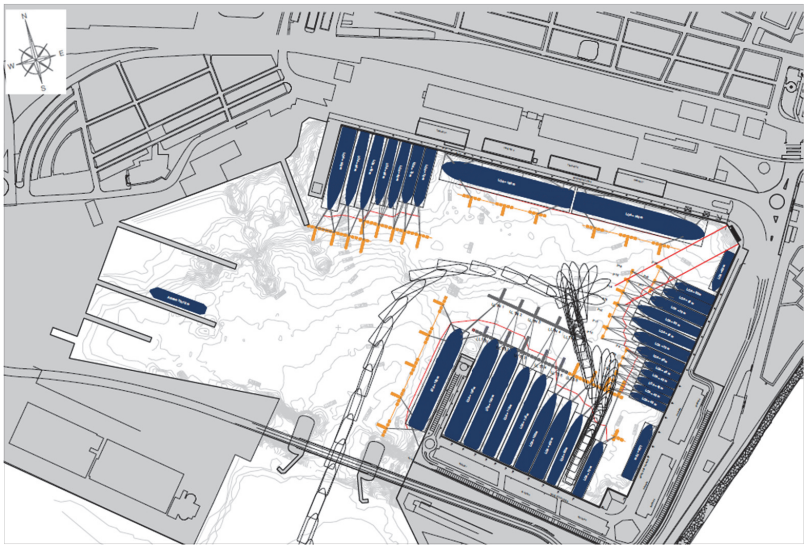


Fig. 8. Maniobra de entrada. Megayate 90 m

3.2 Valoración de espacios navegables

Como ya se ha comentado, el presente estudio tenía por objetivo evaluar la nueva reordenación de la Marina Port Tarraco valorando la seguridad de la maniobra de todos los yates que accedían a la misma, en función de las condiciones meteorológicas y el espacio de maniobra disponible.

Uno de los criterios utilizados para valorar su idoneidad fue la distancia de seguridad respecto a estructuras portuarias y yates atracados durante el desarrollo de cada maniobra (unido al uso de medios, control del yate, criterio del Capitán, …).

La valoración de espacios navegables se hizo en base al análisis de las envolventes de las maniobras realizadas con cada megayate a los distintos atraques identificados en la Etapa 1 como los de mayor nivel de complejidad a la hora de realizar las maniobras. En la siguiente *Fig.9* se muestra un ejemplo del análisis de estas envolventes, indicando las distancias a los distintos obstáculos que la embarcación deberá librar con cierto nivel de seguridad (yate atracado, *finger*, zona de cabos, estructura portuaria, etc.). La línea de color rojo muestra la zona que se considera no navegable, ya que las hélices del megayate podrían interferir con los fondeos de los yates atracados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

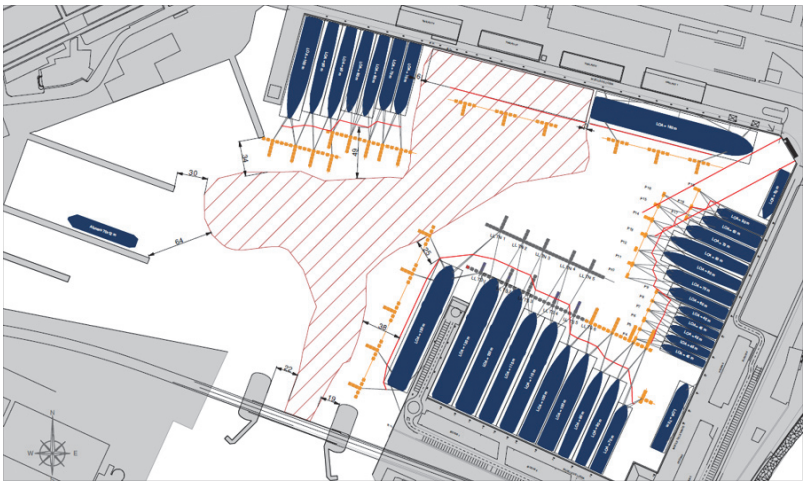


Fig. 9. Espacio navegable. Megayate de 160 m. Muelle de Costa

3.3 Conclusiones

Tras la realización de la Etapa 2 con el simulador de maniobras en tiempo real, y a la vista de las valoraciones anteriores, se llegó a las siguientes conclusiones sobre la reordenación de los puestos de atraque:

- **La nueva configuración en planta** que contemplaba la reordenación de los puestos de amarre de la marina ubicada en la Dársena Norte del Puerto de Tarragona **era viable desde el punto de vista de la maniobra**, salvo en el caso del **Atraque nº4**, donde se proponía reducir la eslora máxima de 90 m a 70 m.
- El hecho de reducir la eslora máxima del atraque **Atraque nº4** a 70 m facilitaba la maniobra del Megayate de 70 m al **Atraque nº5** y al **Atraque nº6**. Esto hacía que las distancias al yate de 45 m del Muelle de Levante fuesen mayores, aumentando el nivel de seguridad de la maniobra. Además, en las maniobras realizadas en el Atraque nº5 dejaba de haber interferencias con los cabos de amarre del Atraque nº4. Se observaba la dificultad de maniobra del Megayate de 90 m conforme se acerca al **Atraque nº8**.
- Se consideraba **factible** el atraque simultáneo de **2 megayates de 160 m** de eslora en los atraques 1 y 2, condicionado a que durante el acceso al Atraque nº1, el barco en el Atraque nº2 pudiese desplazarse 10 m hacia el Este. En caso de no ser posible esta operación, se proponía un megayate de 150 m de eslora máxima para el Atraque nº1 cuando el Atraque nº2 lo ocupase un megayate de 160 m.
- En los **ocho atraques** característicos, las **envolventes** de los espacios ocupados por los distintos megayates seleccionados en el estudio (50, 70, 90, 130 y 160 m de eslora) **no interferían** con las **estructuras** ni con los **yates** atracados.

4. Conclusiones del estudio

La metodología aplicada en la primera etapa presentaba resultados muy conservadores, que podían ser optimizados mediante el uso de herramientas numéricas de simulación para una valoración más completa y fiable de la ejecución de las maniobras y una estimación precisa de los espacios navegables necesarios. Por ello, la realización de la segunda etapa del estudio fue de gran utilidad para confirmar a la Marina Port Tarraco si la nueva propuesta de ordenación de atraques era viable o no.

En la *Fig. 10* se muestra la optimización de espacio que se obtuvo entre la realización de un estudio determinista (Etapa 1, sombreado naranja) y un estudio de simulación (Etapa 2, área rayada azul), en particular en las maniobras realizadas con un megayate de 160 m de eslora.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

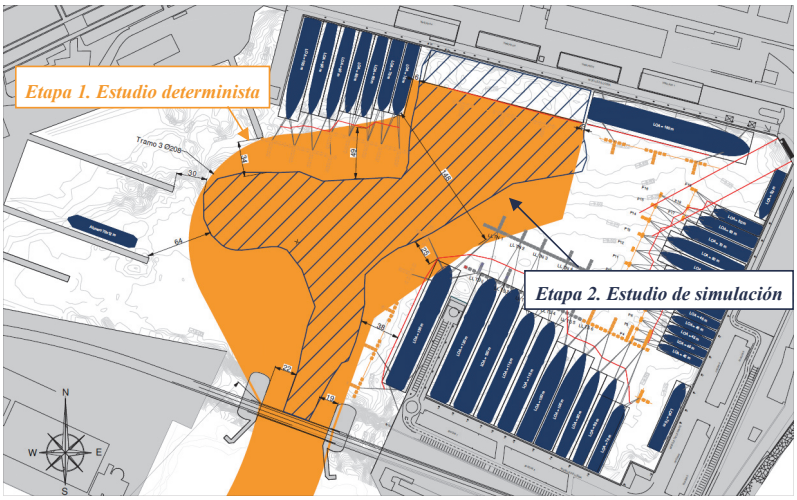


Fig. 10. Optimización de espacios. Diferencias entre un estudio determinista y un estudio de simulación

De tal manera que la propuesta de ordenación de la Marina Port Tarraco resultó **viable** desde el punto de vista de su accesibilidad náutica con ligeras modificaciones en la reordenación:

- Los dos puestos destinados a **megayates de 160 m** son simultáneamente compatibles en caso de poder desplazarse **10 m** hacia el E el barco atracado en el puesto del E para dejar espacio durante la fase de atraque. En caso de no ser posible esta operación, se propone un **megayate de 150 m** de eslora máxima para el Atraque nº1 cuando el Atraque nº2 lo ocupe un megayate de **160 m**.
- Se propuso reducir la eslora máxima en el **Atraque nº4** de 90 m a **70 m** para evitar interferencias durante la realización de las maniobras de acceso a los atraques cercanos.

Además, se aconsejó seguir las siguientes recomendaciones:

- El viento no superase los 15 nudos de intensidad máxima durante las maniobras con máxima ocupación.
- La ocupación máxima de los atraques de la marina fuese la considerada en el estudio, junto con una configuración de muertos de fondeo similar a la asumida en este estudio.
- Las maniobras se debían realizar con **Práctico a Bordo** (según estipula la normativa vigente), con el personal y medios de apoyo de la Marina necesarios para mantener un **exhaustivo control** de las mismas, especialmente en las últimas fases, con el barco próximo a los megayates amarrados.
- No se requerían **medios auxiliares** de maniobra como remolcadores o embarcaciones auxiliares, ya que los megayates cuentan con una excelente maniobrabilidad.
- Necesario **avisar** con suficiente antelación al personal a bordo de los buques amarrados sobre la **programación** de las maniobras de acceso y salida previstas en la marina.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Ensayos en Modelo Físico de la Situación Actual y Alternativas de la Bocana y Playas de Suances

Vidal-Pascual, César[-a-], Aragón-Caminero, Germán[-a-], Mendoza-Muzinaga, Andrés[-a-], Álvarez-Vázquez, Álvaro[-a-] y Nikolov-Koev, Kalin[-b-]

[a]Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. [b]Conserjería de Obras Públicas y Vivienda del Gobierno de Cantabria.

Resumen

En este artículo se describe los ensayos en modelo físico y numérico de la desembocadura de la ría de San Martín, Suances, Cantabria, realizados con los objetivos de profundizar en el conocimiento del comportamiento de las desembocaduras sometidas a las dinámicas del oleaje y las mareas, calibrar y validar los modelos numéricos morfodinámicos disponibles y analizar cualitativamente varias alternativas de mejora de la navegabilidad en la bocana.

Los ensayos en modelo físico se realizaron en el Tanque de Oleaje Costero del Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria sobre la configuración actual y dos alternativas de configuración de la desembocadura. Los ensayos numéricos de evolución de la batimetría se realizaron aplicando el modelo morfodinámico DELFT-3D a la configuración actual.

La información obtenida mediante el modelo físico ha sido aplicada a la calibración y validación del modelo morfodinámico Delft3D. Tras la comparación de los resultados medidos en el modelo con los obtenidos a partir del correspondiente espejo numérico calibrado, se concluye que el modelo numérico puede reproducir los cambios del fondo observados con una precisión razonable. Las discrepancias observadas alrededor de la bocana son achacables a la incapacidad de la versión 2DH del modelo para reproducir las formas de lecho en el canal de la desembocadura.

Palabras clave: *Ensayos, lecho móvil, morfodinámica, desembocaduras, playas, modelado numérico.*

1. Introducción

1.1 Antecedentes

Las características de la morfodinámica marina en la desembocadura de la Ría de San Martín en Suances, Cantabria y su efecto en la navegación ya han sido descritas por varios estudios realizados por el Grupo de Ingeniería de Costas de la Universidad de Cantabria, (GIOC 1991, 2001) y el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria Cantabria (IHAC 2013). En abril de 2017, la Consejería de Obras Públicas y Vivienda del Gobierno de Cantabria y el IHAC acordaron la realización de ensayos en modelo físico en lecho móvil y numérico de la desembocadura de la ría de San Martín, Suances, Cantabria, con el objetivo general de profundizar en el conocimiento del comportamiento de las desembocaduras sometidas a las dinámicas del oleaje y las mareas, calibrar y validar los modelos numéricos morfodinámicos disponibles y analizar cualitativamente varias alternativas de mejora de la navegabilidad en la bocana.

1.2 Objetivos y organización del artículo

El objetivo general expresado en el apartado anterior se ha dividido en los siguientes objetivos parciales:

a) Obtención de información que sirva para la comparación cualitativa entre la situación actual y las alternativas propuestas para resolver el problema de navegación en la bocana de Suances.
b) Obtención de información cuantitativa sobre la evolución de las playas y barras con objeto de calibrar los modelos numéricos de morfodinámica de playas.
c) Realización de una simulación numérica de la situación actual con un modelo morfodinámico y calibración validación del modelo mediante la información experimental.

Este artículo se centra en los objetivos b) y c) anteriores, es decir en la utilización de los datos obtenidos en el modelo físico para la calibración y validación del modelo numérico Delf3D y la presentación los resultados obtenidos.

En el apartado 2 se describe las características de la desembocadura de la ría de San Martín, en el apartado 3 se detalla la experimentación física realizada y los resultados obtenidos. En el apartado 4 se presenta el modelo numérico de morfodinámica empleado y su calibración y validación con los resultados del modelo físico. Finalmente, en el apartado 5 se muestran las principales conclusiones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Descripción de la desembocadura de la Ría de San Martín

La Ría de San Martín constituye el tramo mareal de la desembocadura de los ríos Saja y Besaya en Cantabria. La bocana de la Ría se sitúa entre los términos Municipales de Suances al Oeste y Miengo al Este, ver figura 1. En el lado Oeste, la bocana de la ría interactúa con la playa de la Concha de Suances, debido a que el espigón allí existente no es capaz de contener el perfil de la playa, mientras que en el lado Este, el espigón encaja completamente la playa de Cuchía.

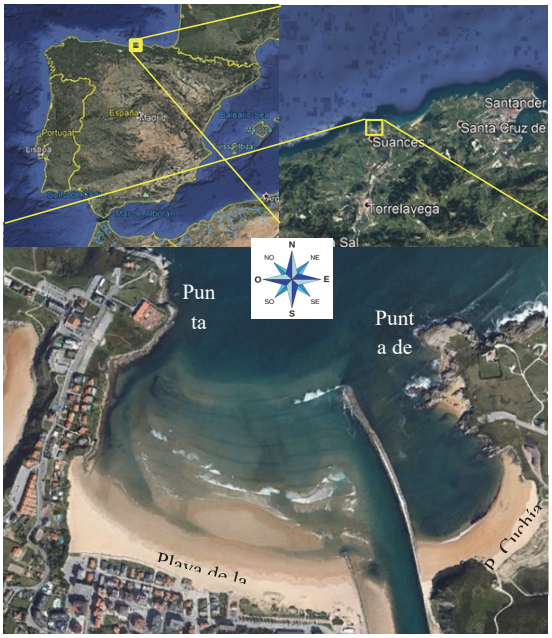


Figura 1. Situación de la desembocadura de la ría de San Martín en Suances, Cantabria

La ensenada en la que se encaja la desembocadura está contenida entre la Punta del Torco al Oeste y la Punta de Afuera al Este. En las proximidades de ambas puntas, los fondos son rocosos, mientras que en la zona central existen importantes espesores de arena. Aguas arriba de la desembocadura, en la margen izquierda de la ría y a unos 500 m de la playa de la Concha se sitúa la dársena pesquero-recreativa del puerto de Suances. La anchura media entre espigones es de unos 140 m con profundidades máximas variables entre 2 y 5 m con respecto al cero del puerto.

2.1 Dinámica marina

En el estudio (IHAC 2013) se puede encontrar una descripción detallada de los regímenes de marea y oleaje en esta zona. En este apartado solo se presenta la información relevante para la toma de decisión sobre los oleajes, niveles y caudales a realizar en los ensayos.

La zona mareal de la Ría de San Martín se extiende unos 7 Km hacia el Sur hasta las proximidades del núcleo urbano de Torrelavega. La marea astronómica en Suances es semidiurna, con periodo de 12 h 25' 20.5" y carrera media es de 2.86 m. Para los ensayos se ha seleccionado una carrera de marea viva de 4.3 m. Para esta marea el caudal máximo de descarga en la desembocadura es de 491 m^3/s. La descarga media fluvial es de 24.2 m^3/s.

La bocana de Suances se encuentra bajo la acción dominante de los oleajes del cuarto cuadrante. En aguas profundas, la altura de ola significante, H_s, superada un 50% del año es 1.8 m, un 8% del tiempo, alrededor de 29 días al año, se superan los 4 m de H_s y alrededor de 88 h al año H_s es superior a los 6 m.

Las condiciones de navegabilidad en la bocana se ven limitadas fuertemente por la rotura del oleaje en las barras. En condiciones de temporal el oleaje rompe antes de alcanzar los espigones de encauzamiento, haciendo inviable el acceso al puerto. En condiciones de oleajes medios, la rotura del oleaje sobre las barras está determinada por el nivel del mar, lo que plantea a los usuarios del puerto la decisión sobre el nivel de riesgo que deben asumir para acceder o salir del puerto.

2.2 Batimetría y sedimentos

Los fondos de la ensenada y canal de entrada están compuestos principalmente por arena fina, con tamaño medio D_{50} = 0.30 mm y densidad ρ_{sp} = 2650 Kg/m^3. La roca queda expuesta en las proximidades de las Puntas del Torco y de Afuera.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

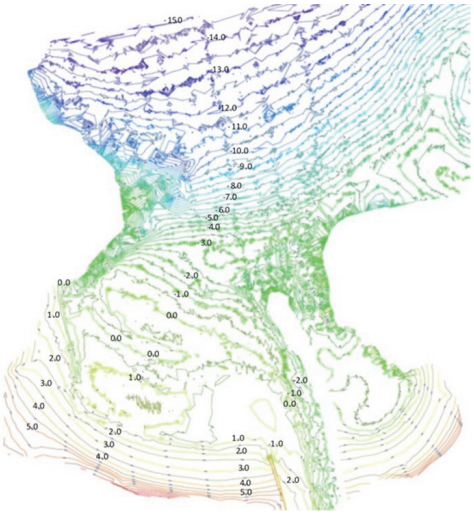


Figura 2. Batimetría de la ensenada de Suances del año 2012

La batimetría que se reproduce aproximadamente en los ensayos corresponde a una campaña geofísica realizada para el Gobierno de Cantabria en el año 2012, ver figura 2. Como puede verse en la figura, frente a la playa de la Concha se extiende una amplia plataforma, situada aproximadamente a la cota cero, en la que aparecen barras que emergen en bajamares vivas. Esta plataforma se ve cortada en su lado Este por el canal de navegación excavado por las corrientes mareales junto al espigón de Cuchía. Este canal alcanza profundidades máximas de -2.5 m y es muy estrecho, debido al transporte de arena desde el lado de la Concha. En condiciones de marea baja, la rotura del oleaje se produce a lo ancho de esta plataforma, provocando corrientes que transportan el sedimento hacia el canal de navegación. Una vez en el canal, la corriente de vaciante transporta el sedimento hacia el mar y lo deposita en las proximidades del morro del espigón de Cuchía, formando una barra en la que rompe el oleaje bloqueando la entrada al canal de navegación, ver figura 1. La profundidad en esta barra varía en función de las condiciones de oleaje y marea, oscilando entre -1.5 y -2.5 m. Una parte de la arena es asimismo transportada por el oleaje y las llenante hacia el interior del estuario, formando un bajo adosado al espigón de la Concha.

La profundidad de la cobertura arenosa, información indispensable para la construcción del modelo en lecho móvil, fue asimismo determinada en la campaña geofísica de 2012, ver mapa de isopacas de la figura 3.

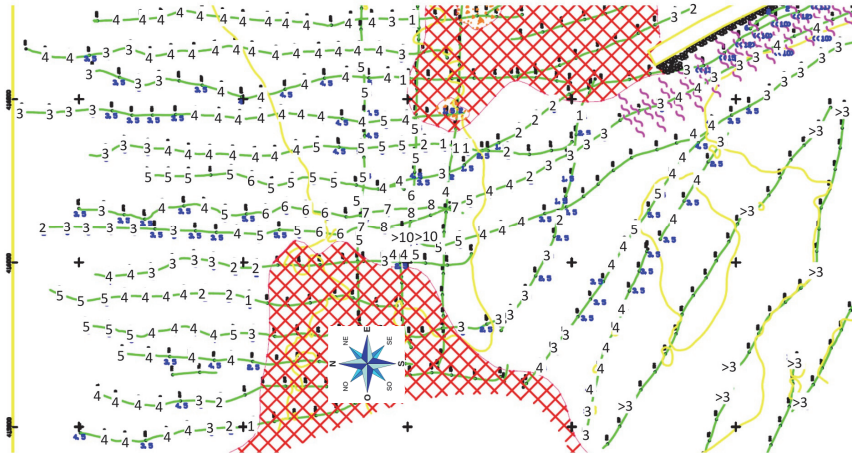


Figura 3. Plano de isopacas de la zona de la desembocadura

Como puede observarse, los espesores de sedimento en la zona de la bocana y canal de navegación oscilan entre los 3 y 4 m. Estos espesores disminuyen rápidamente en las proximidades del morro del espigón de Cuchía, que se apoya sobre la zona rocosa asociada a la Punta de Afuera. Esta zona de roca de la Punta de Afuera constituye un arrecife que apoya

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

completamente el perfil arenoso de la playa de Cuchía, que queda íntegramente encajada entre los acantilados y el espigón. La plataforma de bajamar de la playa de la Concha muestra espesores de arena superiores a los 3 m en la zona más cercana a la costa y entre los 3 y los 5 m hasta la altura del morro del espigón de Cuchía. Entre los bajos rocosos de las puntas del Torco y Afuera se encaja el paleocauce del río, cubierto en la actualidad por espesores de arena que alcanzan los 10 m.

3. Disposición experimental

3.1 Infraestructura de ensayo

Los ensayos en modelo físico se han realizado en el Tanque de Oleaje costero Direccional (TOD) del IHAC. El TOD es un tanque de oleaje rectangular de 28.4 m de longitud, 8.4 m de anchura y 1.5 m de altura. El oleaje se genera mediante un conjunto de 10 palas de pistón. El software de generación, incluye la absorción activa de las reflexiones generadas por los modelos por los contornos del tanque. Bajo el tanque de ensayos se encuentra el depósito de agua, servido por un sistema de bombas de llenado. El vaciado se realiza directamente por gravedad.

3.2 Zona de estudio seleccionada y escala geométrica.

Dada la interacción existente entre la playa de la Concha y la bocana, la zona de ensayo debe comprender al menos estos dos elementos en la dimensión Este – Oeste. La playa de la Concha tiene alrededor de 700 m de longitud y si se añaden los 150 m de anchura del canal entre los espigones de Cuchía y la Concha, suponen un total del orden de 850 m. La extensión de la zona de ensayo hacia el norte se lleva hasta los 25 m de profundidad, donde el transporte de sedimentos es prácticamente despreciable. Finalmente, por el lado de la Ría de San Martín, es necesario incluir un tramo del canal de entrada, para facilitar la adecuada simulación de los bajos de arena que se asientan en la margen Oeste de la ría, entre la playa de la Concha y el Puerto de Suances, ver figura 4.

Figura 4. Encaje de la zona de estudio en el tanque de oleaje a escala 1/100

Para poder encajar la zona de estudio en las dimensiones del tanque de oleaje es necesario trabajar a una escala geométrica 1/100, ver figura 4. En dicha figura, la dirección longitudinal del tanque se ha orientado N20ºW. Este oleaje corresponde a una dirección media de propagación del NNW en profundidades indefinidas que, con la batimetría existente, da lugar a una dirección de propagación paralela a los contornos laterales del tanque, evitando reflexiones en dichos contornos hasta alcanzar los acantilados de la costa.

3.3 Escalas del flujo

Las escalas de los flujos (oleaje y corrientes) se establecen asumiendo que el número de Froude es igual en modelo y prototipo. Las leyes de escala que se obtienen son las que se presentan en la Tabla 1, donde los subíndices m y p se refieren a modelo y prototipo respectivamente y N = cantidad en prototipo/cantidad en modelo, es la relación de escala.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Magnitud	Unidades	Símbolo	Relación con N_L	Escala
Longitud (x, y, z)	m	N_L	N_L	100
Tiempo	s	N_T	$\sqrt{N_L}$	10
Velocidad	m/s	N_V	$\sqrt{N_L}$	10
Caudal	m^3/s	N_Q	$N_L^{5/2}$	100000

Tabla 1. Relaciones de escala de Froude utilizadas para el flujo en el modelado físico

Al modelar el flujo manteniendo el número de Froude, se desprecia el efecto de otras fuerzas diferentes a las gravitatorias. De estas fuerzas, las más relevantes en los procesos de transporte de sedimentos son las viscosas, que determinan el régimen del flujo y la estructura de la capa límite en el fondo. El efecto de no considerar adecuadamente las fuerzas viscosas en el escalado del flujo, y por lo tanto no simular adecuadamente el transporte de sedimentos por el mismo, se puede paliar mediante la selección de un sedimento adecuado, tal como se explica en el siguiente apartado.

3.4 Escalas del sedimento

En la desembocadura de Suances se presentan dos modos de transporte: 1) en suspensión, dominante en la zona de rompientes y 2) por fondo, dominante en el canal de la desembocadura y en la zona de asomeramiento del oleaje.

Para una correcta representación del transporte por fondo en el modelo, se asume similaridad en los números de Shields y de Reynolds del grano, obteniéndose que la arena del modelo debería tener un tamaño $D_{50m} = 0.00071$ m y una densidad $\rho_{sm} = 1114$ Kg/m^3, es decir la arena en el modelo debería ser mas gruesa ligera que la del prototipo.

En el caso del transporte en suspensión, se asume similaridad de los números de Shields y del parámetro de Dean, obteniéndose $D_{50m} = 0.00019$ m y $\rho_{sm} = 1217$ Kg/m^3, es decir la arena del modelo debería ser mas fina y ligera que la del prototipo. Dada la imposibilidad de obtener similaridad en los tres parámetros, se ha seleccionado para el modelo una arena plástica comercialmente disponible, con $D_{50m} = 0.00034$ m y $\rho_{sm} = 1363$ Kg/m^3. En la tabla 2 se resumen los resultados del análisis realizado para seleccionar el sedimento del modelo.

Modo transporte	D_{50} (m)	ρ_s (Kg/m^3)
Transporte por fondo	0.00072	1114
Transporte en suspensión	0.00019	1217
Arena del prototipo	0.00030	2650
Arena seleccionada para el modelo	0.00034	1363

Tabla 2. Características del sedimento del modelo para la similitud en los transportes por fondo y suspensión.

Los efectos de escala que se derivan de la falta de similaridad completa del modelo no afectan al objetivo de la obtención de datos para la calibración y validación de los modelos numéricos, ya que con el modelo numérico se tratará de reproducir las condiciones medidas en el laboratorio, que en este caso actúa como prototipo.

3.5 Oleaje en el modelo

Para paliar en lo posible el efecto de la utilización de una arena en el modelo mas gruesa y pesada que la necesaria para la similaridad del transporte en suspensión y para acelerar los procesos de transporte asociados al oleaje, se ha optado por realizar todos los ensayos con un estado de mar único, con espectro TMA medio con una altura de ola significante, H_{sp} = 3.8 m y periodo de pico, T_{pp} = 15 s (3.8 cm y 1.5 s en el modelo), correspondiente a un temporal moderado de mar de fondo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en el año en aguas profundas frente a Suances. La duración del estado de mar es de 6 h (36’ en el modelo) y se repitió durante todo el tiempo de ensayo.

3.6 Mareas y corrientes de marea

La figura 5 muestra la planta de la instalación realizada en el tanque de ensayos para modelar las variaciones del nivel del mar y las corrientes de marea. El nivel del agua en el tanque se controla con la bomba Qb1 y una válvula motorizada de vaciado, V1, que conectan el tanque de oleaje con el depósito de agua y los dos sensores de superficie libre, WG1 y WG2, situados en las proximidades de las palas generadoras de oleaje. Un programa de ordenador contiene la serie temporal de superficie libre objetivo y según la posición de la superficie libre promediada obtenida de los sensores de superficie libre, se arranca o para la bomba de llenado o se abre o cierra la llave de vaciado del tanque, de manera que el nivel en el tanque

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

siga la curva objetivo. La curva de marea simulada es una sinusoide con 4.3 m de altura (4.3 cm en el modelo) y periodo 12.42 h (1 h 14' 31" en el modelo).

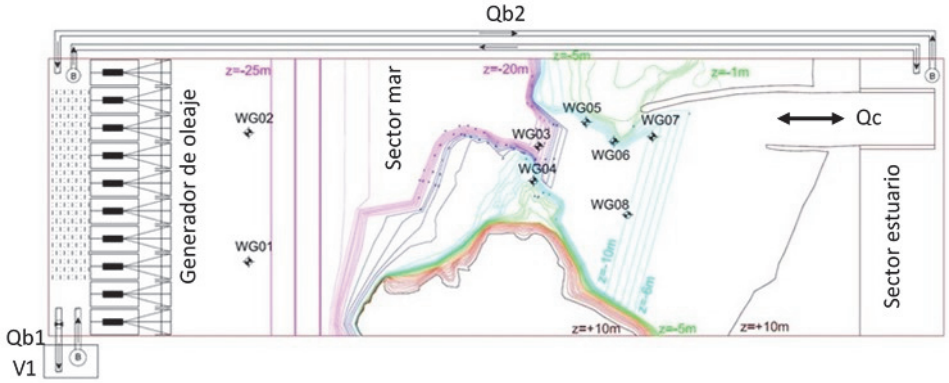


Figura 5.. Esquema de la instalación para el control del nivel de marea y las corrientes en el tanque de ensayos.

Para simular las corrientes en el canal de entrada, se ha utilizado dos bombas, Qb2, para la recirculación de agua entre el sector marino del tanque y el sector estuario, comunicados a través del canal de entrada. Cuando estas bombas están trabajando generan un caudal constante de llenante o vaciante, Qc, en el canal de entrada. Los flujos de llenante y vaciante se simularon para mantener el prisma de marea (volumen de agua que penetra en el estuario en cada llenante), mediante una curva en escalón con una amplitud de 491 m^3/s (4.91 l/s en el modelo) y el mismo periodo que la onda de marea, distribuidos en 4.425 h de vaciante (26' 33" en el modelo), 1.781 h sin corriente en bajamar (10' 42" en el modelo), 4.422 h de llenante (26' 32" en el modelo) y 1.781 h (10' 42" en el modelo) sin corriente en pleamar, ver figura 6.

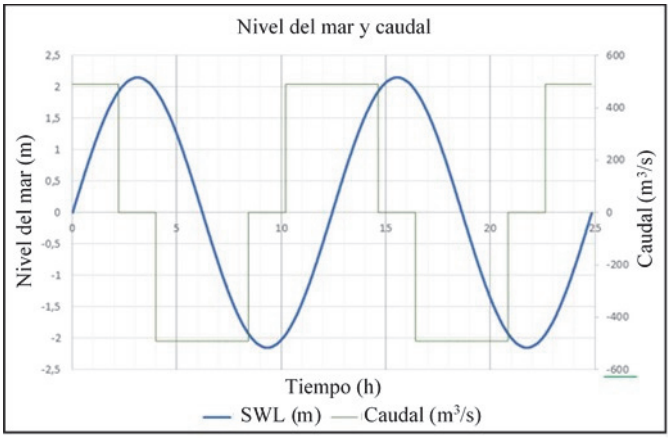


Figura 6. Curvas objetivo de nivel y caudal.

Previamente a la colocación de la arena, se procedió al calibrado del sistema de recirculación que permite simular las corrientes de marea en el canal de la desembocadura, al calibrado de las válvulas de llenado y vaciado del tanque y a la validación de programa de control del nivel de marea en el tanque.

3.7 Batimetría del modelo.

Aunque se ensayaron tres configuraciones, en este artículo solo se trata de la calibración y validación del modelo numérico con los resultados obtenidos para la configuración actual. Basándose en los planos de batimetría e isopacas, se ha elaborado un plano simplificado del lecho fijo del modelo, utilizado para la construcción de la batimetría fija del modelo, ver figura 5.

El sedimento arenoso del lecho móvil se dispone sobre el fondo fijo anteriormente descrito, siguiendo aproximadamente la información dada por el plano de batimetría. Una vez colocado el sedimento, se llenó el tanque hasta el nivel de pleamar

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

y se sometió al modelo a un estado de mar, para nivelar las irregularidades generadas en la construcción. Tras un vaciado lento un escaneado laser del tanque determinó el plano inicial de batimetría, ver figura 7.

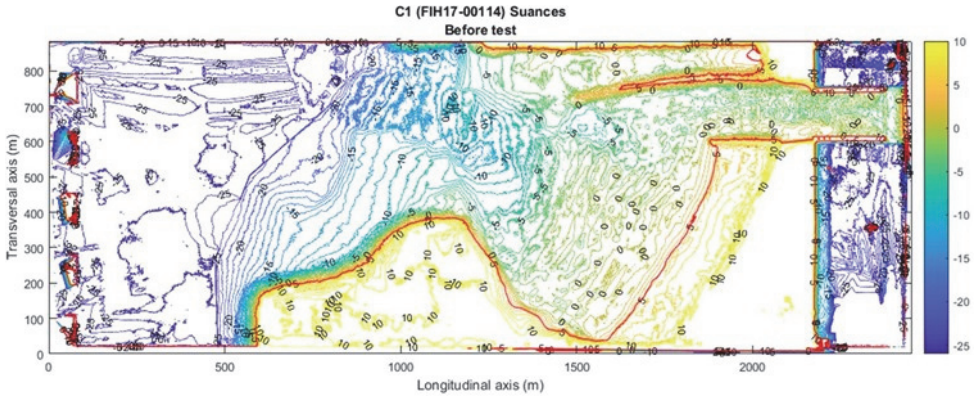


Figura 7. Plano inicial de batimetría.

Una vez registrado el fondo en la situación inicial, se vuelve a llenar el tanque hasta el nivel medio y se procede a la instalación y calibrado de los sensores de superficie libre, situados en la posición indicada en la figura 5. El calibrado de los sensores de superficie libre se realizó diariamente durante todos los ensayos.

3.8 Desarrollo de los ensayos.

Cada ensayo de una configuración se organiza en etapas con una duración igual a dos ciclos de marea, 24.84 h (2 h 29' en el modelo). Tras cada etapa, se realiza una pausa para verificar el correcto estado de los sistemas para modelado de mareas, corrientes y oleaje. Para cada configuración, se realiza un total de 16 etapas (32 ondas de marea completas) con una duración total de 16.56 días, (39.74 h en el modelo). Una vez terminado el ensayo de la configuración, se procede al vaciado del tanque y al escaneado láser de todo el tanque, obteniéndose la topografía final del ensayo.

3.9 Resultados de los ensayos.

La medida y control de la onda de marea se realiza mediante el promediado de la señal de los sensores de superficie libre WG1 y WG2. El ajuste de la onda de marea realizada en el ensayo, a la onda objetivo es prácticamente perfecto, en el límite de la resolución de los sensores de nivel.

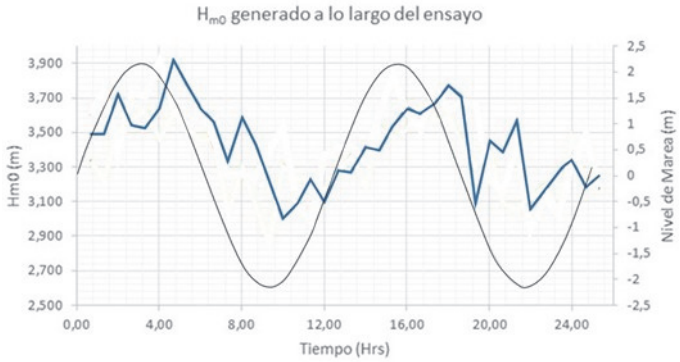


Figura 8. Variación de la altura de ola Hmo medida por los sensores WG1 y WG2 [(Hmo1+Hmo2)/2]). La curva de nivel marea objetivo se presenta en gris.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

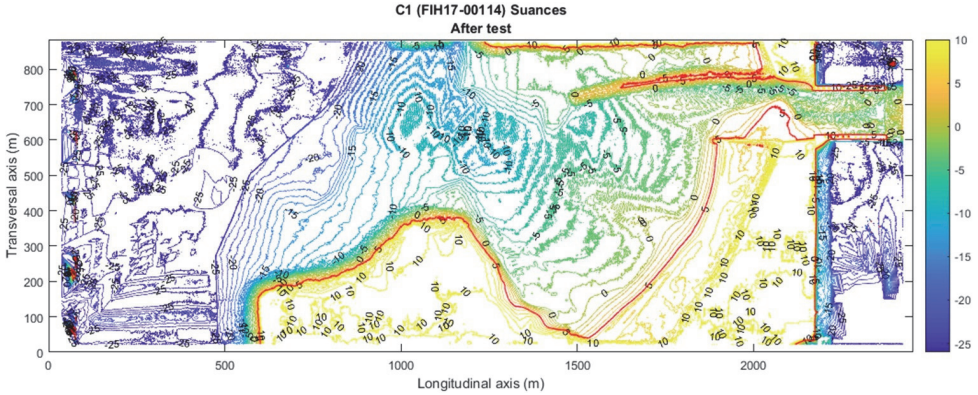


Figura 9. Batimetría final para los ensayos de la situación actual.

Los registros de los sensores de superficie libre se dividen en estados de mar de 47' (4' en el modelo) y se analizan espectralmente para obtener los valores medidos de la altura del momento de orden cero, H_{mo}, y el periodo de pico, T_p. La figura 8 muestra la H_{m0} media medida en los sensores cercanos a la pala generadora a lo largo de dos ciclos de marea para las tres configuraciones ensayadas, en valores prototipo. Como puede observarse en esta figura, existe una variación periódica en la H_{mo} en fase con la onda de marea. Esta variación es debida a la diferencia de eficacia del sistema generador de oleaje con las distintas profundidades. Para los estudios encaminados a la calibración de los modelos numéricos de transporte que se presentan más adelante, el input del modelo será la altura de ola medida en cada posición de marea.

Tras la finalización del ensayo de la configuración actual, se procedió al drenaje del tanque y al escaneado láser del fondo, obteniéndose la topografía de la figura 9. Comparando esta batimetría con la inicial, figura 7, las principales diferencias observadas son la erosión de parte de la arena situada en la ensenada, arena que se deposita principalmente en la zona Oeste de la playa de la Concha y en el bajo que se forma en el canal de navegación adosado al espigón Oeste.

4. Modelado numérico de la morfodinámica de la desembocadura.

Para este estudio, se ha elegido el modelo numérico Delft3D. Debido a los elevados requerimientos computacionales de este modelo, se ha seleccionado para este estudio la versión 2DH. La hidrodinámica del Delft3D está basada en las ecuaciones tridimensionales de Navier Stokes para flujos incompresibles con superficie libre. Por lo que respecta al transporte de sedimentos, la suite Delft3D permite optar por numerosas formulaciones. En este estudio se utiliza la formulación de (van Rijn 2000). Esta formulación determina el transporte de sedimentos debido al oleaje y las corrientes (amplificación de la tensión de corte en el fondo debida al oleaje) y distingue entre los transportes por fondo y en suspensión. El transporte en suspensión se calcula resolviendo la ecuación de advección-difusión (balance de masa). Una vez que se calculan los vectores de transporte, se actualiza el lecho en cada paso de tiempo hidrodinámico basándose en la ecuación de conservación de la masa de sedimento. Más información sobre las características del modelo se puede encontrar en (Lesser et al. 2004) y (Roelvink and Reniers 2012).

Para el estudio de la desembocadura de Suances se ha creado dos mallas ortogonales, figura 10. La malla de flujo tiene un tamaño de celda variable entre un máximo de 0.4 m en la zona general y 0.05 m en la zona de detalle. Por otro lado, se ha creado una malla específica para oleaje para reducir los esfuerzos computacionales. La resolución de esta malla es variable entre 0.4 m y 0.2 m. En ambas mallas se ha utilizado las medidas topo-batimétricas tomadas con el láser scanner para facilitar al modelo los datos batimétricos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

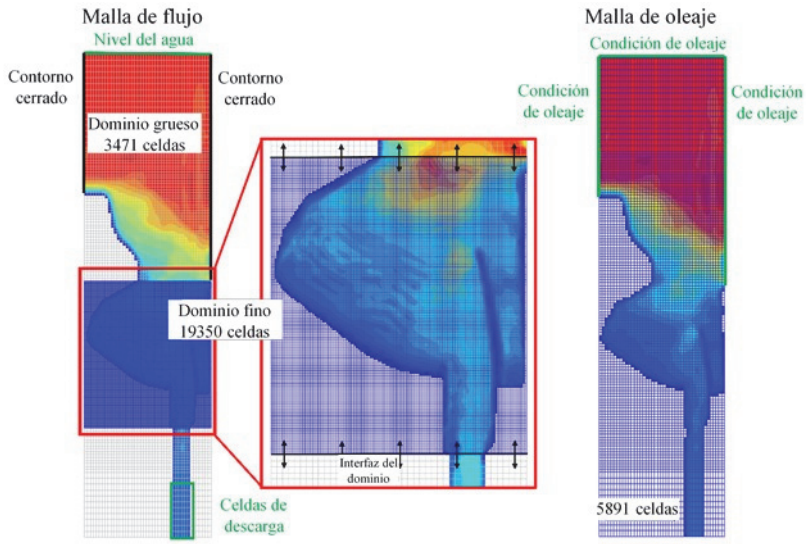


Figura 10. Izquierda: Malla del Delft3D-Flow con la disposición de las condiciones de contorno. Centro: vista de detalle del estuario de Suances y de las interfaces del dominio. Derecha: Malla del Delft3D-Wave y disposición de las condiciones de contorno.

Los datos de nivel del mar son los correspondientes a la curva teórica, dado el excelente ajuste conseguido por el sistema de control de nivel en el laboratorio. Estos datos se introducen en el modelo en el lado del mar que actúa como un contorno abierto de la malla de flujo. El resto de los contornos se asumen cerrados impermeables, es decir con una condición de velocidad nula perpendicular al contorno. Para simular el flujo debido al prisma de marea, se establecen varias celdas de descarga/carga en el extremo de tierra del canal de entrada. En estas celdas se impuso el flujo generado en el laboratorio por las bombas de recirculación. Por lo que respecta al oleaje, se impuso en el contorno del mar de la malla los valores medios de las condiciones de oleaje medidas por los sensores WG1 y WG2. La densidad y tamaño del sedimento introducido en el modelo numérico fueron los correspondientes a la arena plástica utilizada en la experimentación de laboratorio. Como condición inicial para la batimetría del lecho fijo y del sedimento superpuesto se utilizó los datos medidos con el láser scanner antes y después de la colocación inicial del sedimento.

Parámetro general	**Parámetro**	**Rango**	**Valor**
Paso de tiempo del flujo (min)			0.001
Paso de tiempo del acoplamiento (min)			3
Parámetro hidrodinámico	**Parámetro**	**Rango**	**Valor**
Viscosidad horizontal	ε_v		HLES
Difusividad horizontal	ε_d		0.001
Coeficiente de Manning	n	0.020-0.035	0.030
Parámetro morfológico	**Parámetro**	**Rango**	**Valor**
Alfa bn	α_{bn}	1-500	100
Alfa bs	α_{bs}	1-100	1
Factor de transporte en suspension por oleaje	W_{sus}	0.1-1	0.25
Factor de transporte por fondo por oleaje	W_{bed}	0.1-1	0.50
Factor de aceleración morfológica	morfac	1-3	2
Surfbeat/Parámetros del Rodillo	**Parameter**	**Range**	**Value**
Gammadis	γ_r	0.4-0.9	0.85
Alfa rodillo	α_r	0.1-1	0.5
Beta rodillo	β_r	0.1-1	0.1
Coeficiente de retraso de la rotura	F_{lam}		-2

Tabla 3. Calibración de parámetros del modelo Delft3D mediante un análisis de sensibilidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

En primer lugar se realizó un análisis exploratorio de los valores de los parámetros de calibración, ver tabla 3. El parámetro de aceleración morfodinámica se utilizó como parámetro de calibración. De esta manera es posible controlar las tasas de erosión/sedimentación después de la calibración de los factores de transporte en suspensión y por fondo debido al oleaje (Wsus y Wbed) que controlan el comportamiento de los transportes hacia el mar y hacia tierra en los perfiles de playa que no se calculan apropiadamente debido a las simulaciones 2DH.

4.1 Resultados del modelado numérico y comparación con los resultados del modelo físico.

La figura 11 muestra la evolución morfológica de la batimetría en varios instantes de tiempo durante la simulación numérica de la situación actual. Durante las dos primeras horas de la simulación se desarrolla en la playa de la Concha una barra sumergida creciente (figuras 11a y 11.b) y el transporte longitudinal de sedimento mueve la arena hacia los extremos de la playa, especialmente hacia el lado Este. Además, el frente de playa se rigidiza y el borde de la berma se desplaza hacia el mar. En el canal de entrada, la arena facilitada por el transporte longitudinal de la playa empieza a crear un bajo apoyado en el espigón de Suances (figura 11.c). El incremento del bajo del canal de navegación reduce el área del canal de entrada, aumentando las velocidades de los flujos de llenante y vaciante, favoreciendo el crecimiento del bajo hacia el mar y hacia tierra. Durante este último periodo de la simulación, la forma en planta de la playa retrocede, manteniendo su curvatura. Finalmente, tras 32 h de simulación, la batimetría alcanza el equilibrio dinámico mostrado en la figura 11.d.

La figura 12 una comparación entre los resultados de modelo numérico y físico en varios perfiles de control. En general, los perfiles de playa obtenidos de la simulación numérica, muestran un ajuste satisfactorio con la batimetría final medida en los ensayos de laboratorio. Este ajuste es especialmente bueno en la zona central y Oeste de la playa. En el lado Este, el perfil numérico C-C' muestra un frente de playa claramente adelantado con respecto al perfil medido en el laboratorio. Por lo que respecta a las secciones del canal de entrada (D-D', E-E', F-F') queda claro que, aunque la parte central del bajo queda bien representada, la profundidad del canal y el avance hacia tierra del bajo es menor en la simulación numérica que en el modelo físico. Esta deficiencia parece estar fuertemente relacionada con las formas de lecho que se desarrollan en el modelo físico. La utilización de la versión 2DH del modelo numérico impide una buena reproducción de este tipo de movimientos verticales a la escala del ripple.

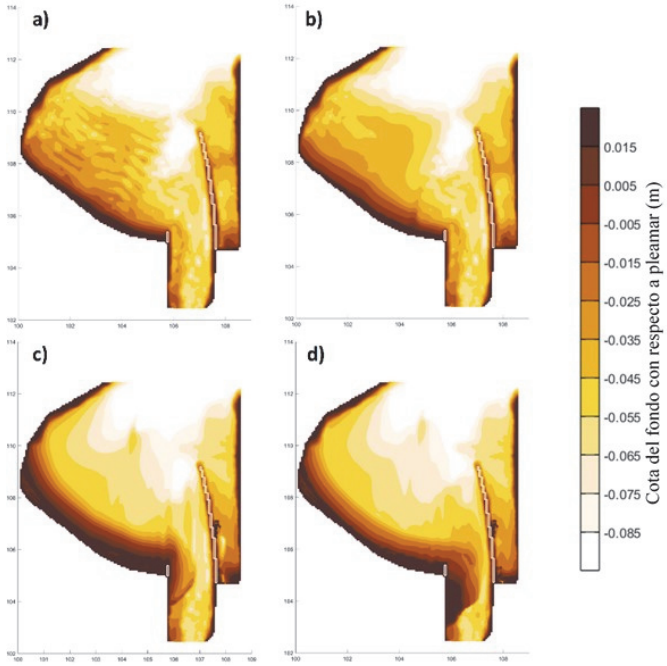


Figura 11. Evolución morfodinámica de la playa y de la bocana del estuario de Suances.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

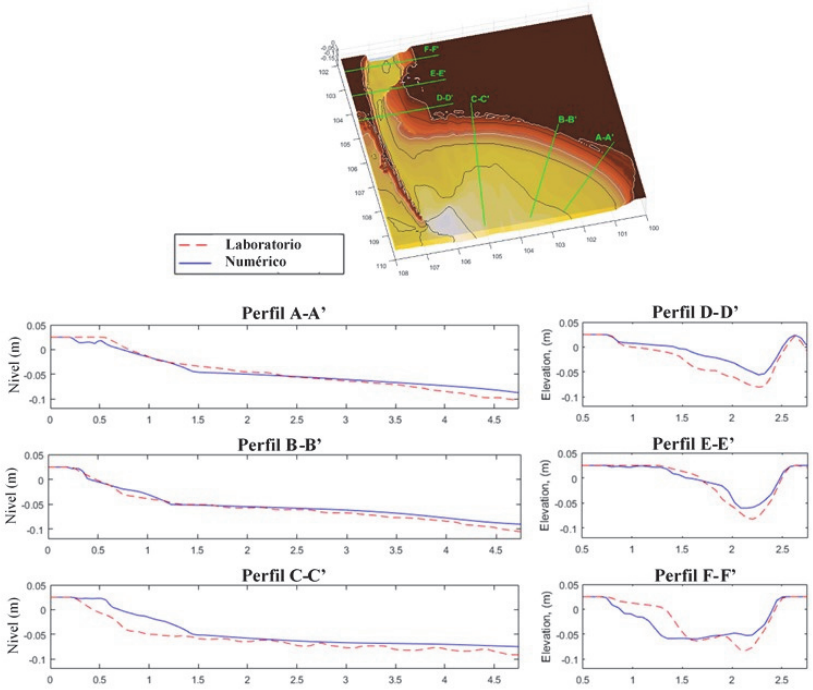


Figura 12. Secciones transversales de la playa y de la desembocadura al finalizar la simulación numérica (azul) y los ensayos de laboratorio (rojo) de la situación actual.

5. Conclusiones.

Este artículo muestra los resultados de los ensayos en modelo físico y numérico de la situación actual de la desembocadura de la ría de San Martín, Suances, Cantabria, con el objeto de profundizar en el conocimiento del comportamiento de las desembocaduras sometidas a las dinámicas del oleaje y las mareas y generar una base de datos de topobatimetría, oleaje, nivel del mar y corrientes para la validación de modelos numéricos de morfodinámica,

La información de la base de datos obtenida ha sido aplicada a la calibración y validación del modelo morfodinámico Delft3D. Tras la comparación de los resultados medidos en el modelo físico con los obtenidos a partir del correspondiente espejo numérico calibrado, se concluye que el modelo numérico puede reproducir los cambios del fondo observados con una precisión razonable. Las discrepancias observadas alrededor de la bocana son achacables a la incapacidad de la versión 2DH del modelo para reproducir las formas de lecho en el canal de la desembocadura.

Referencias

GIOC (1991). "Estudio del sistema de la Ría y Playas de Suances". *Dirección General de Costas.*

GIOC (2001). "Asistencia Técnica a la Redacción del Proyecto de las Obras de Mejora a la Entrada del Puerto de Suances". *Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Urbanismo del Gobierno de Cantabria.*

IHAC (2013). "Estudio del impacto de una ampliación del espigón Oeste de la bocana de la ría de San Martín (Suances, Cantabria) en la morfodinámica de la desembocadura de la ría y de la playa de Suances". *Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Urbanismo del Gobierno de Cantabria.*

LESSER, G., ROELVINK, J., VAN KESTER, J., STELLING, G., *(2004).* "Development and validation of a three-dimensional morphological model". *Coastal Engineering,* 51, 883–915.

ROELVINK, J., RENIERS, A., *(2012).* "A Guide to Modelling Coastal Morphology". *World Scientific Publishing, Singapore.*

VAN RIJN, L.C., *(2000).* "General view on sand transport by currents and waves". *Delft hydraulics.*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Estudio en modelo físico 3D de las obras para la corrección de la erosión en la Segunda Playa del Sardinero (Santander)

Sánchez-González, José Francisco[a]; Martín-Hidalgo, Melva[a]
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, melva.martin@cedex.es

Resumen

En esta ponencia se presentan los trabajos realizados en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX para analizar la eficacia de la solución propuesta en el proyecto de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (DGSCM) "Corrección del efecto de erosión localizada en el extremo oeste de la Segunda playa del Sardinero, T.M. de Santander (Cantabria. Este análisis se ha llevado a cabo mediante el ensayo en modelo físico 3D con fondo móvil, a escala 1/20, del extremo noroeste de la playa.

La medida de la eficacia se ha realizado comparando la situación inicial con la solución del proyecto más una modificación realizada al objeto de mejorar el comportamiento de la obra. El modelo ha revelado el incremento del rebase que generan los espigones en el extremo noreste del paseo Gª Lago, donde en las condiciones actuales ya se producen rebases con relativa frecuencia, cuando coinciden temporales de oleaje con mareas vivas. Este riesgo de inundaciones y las posibles modificaciones del proyecto para mitigarlo también han sido estudiados en una segunda fase de este trabajo, que en principio no estaba prevista.

Palabras clave: *modelo, físico, erosión, rebases, playa, Sardinero, Santander, espaldón, escollera.*

1. Introducción

En esta ponencia se resumen los trabajos efectuados para analizar las obras proyectadas para corregir la erosión del extremo norte de la Segunda playa de El Sardinero, Santander. Esta zona, conocida localmente como del Chiqui (por la proximidad del hotel del mismo nombre), se produce un problema erosión debido a las reflexiones del oleaje y la formación de una onda corredera a lo largo del muro que conforma el actual paseo Manuel García Lago, que en adelante será referido como el "Paseo". Dicha erosión ha provocado el retroceso de la línea de orilla y el descalce de la rampa de acceso situada en el extremo de la playa, así como de parte del muro del paseo marítimo. En ocasiones, también deja al descubierto los bajos rocosos en la zona intermareal.

El Proyecto propone construir tres espigones perpendiculares al muro del actual Paseo (Fig. 1), de manera similar a los espigones prexistentes en la zona y que se demolieron durante la ejecución del proyecto de saneamiento de la Bahía de Santander, en 2001.

El análisis de la eficacia de las obras proyectadas se ha llevado a cabo mediante ensayo en modelo físico 3D con fondo móvil. Los ensayos se han realizado a escala 1:20 en el Tanque de Oleaje Multidireccional del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX. En concreto, en este trabajo se ha estudiado la eficacia de la obra proyectada para controlar la erosión de la playa, para lo cual se han analizado las variaciones de la línea de orilla de la playa, así como la modificación del oleaje en el entorno de las obras (en concreto, rotura y reflexión del oleaje). Adicionalmente, se ha analizado el aumento del rebase en el muro del Paseo debido a las obras proyectadas. Este es un aspecto muy relevante que no se ha tenido en cuenta en el Proyecto, razón por la cual se considera necesario diseñar alguna protección adicional en el entorno de los espigones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

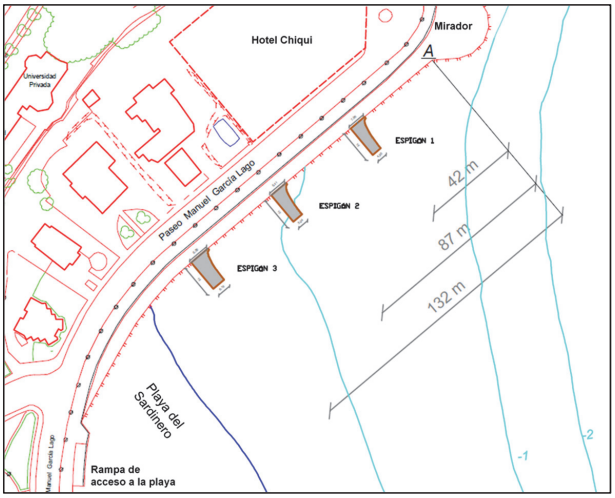


Fig. 1. Plano de situación de los tres espigones. Fuente: planos del Proyecto

2. Descripción de los ensayos

2.1 Características generales de los ensayos

El modelo físico del Chiqui se ha ensayado en el tanque de Oleaje Multidireccional del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, que por su sistema de generación de oleaje y dimensiones, permite reproducir correctamente los oleajes seleccionados para el ensayo, así como la zona de estudio con una amplitud suficiente. Como se ha indicado anteriormente, el modelo se construyó a escala 1:20, con objeto de que el tanque pueda albergar holgadamente la zona de estudio, Fig. 2. Para optimizar la generación de oleaje y la ocupación del tanque, se estableció una orientación de N67.5E para el frente de palas de generación, aproximadamente paralela a la línea de orilla y el paseo marítimo en el tramo central de la playa.

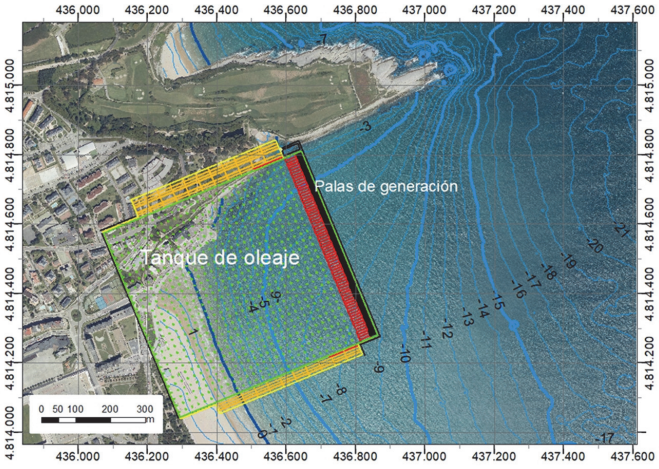


Fig. 2. Plano de situación de la zona de estudio, representando el tanque de oleaje multidireccional sobre la batimetría de Noviembre de 2014 realizada por el CEDEX, y la Ortofoto del PNOA de 2014

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La parte del modelo con fondo móvil comprendió toda la playa, hasta la cota aproximada -6 (referida al NMMA). El relleno de arena se apoyó en un fondo rígido con un espesor que variaba entre los 10-20 cm de espesor, con el fin de que el fondo fijo del tanque no distorsionase los movimientos de sedimento en la playa. La zona de generación estaba situada a la cota -11.5, desde donde se ascendía hasta la cota -6 mediante una rampa de pendiente aproximada V:H ≈ 1:6.

En la Fig. 3 se muestra un detalle de la fase de ejecución del modelo físico donde puede verse la zona de bajos rocosos a la derecha, en el entorno del extremo del paseo Gª Lago (zona del Mirador) y el relleno de arena en la mitad izquierda.

Fig. 3. Construcción del modelo. Colocación de la arena a la izquierda, y la construcción de la laja a la derecha de la imagen

En cuanto a la geometría del modelo, el estudio se focalizó en los dos aspectos que definen las dos fases de ensayo. En cada fase se analizaron diferentes geometrías, siendo comunes en ambos casos la situación actual y la de Proyecto. Además, en cada fase se estudiaron varias modificaciones al Proyecto, diferentes para las dos fases, como se mostrará más adelante. En la se resumen las Fases y Situaciones contempladas en este estudio.

Fase A: Estudio de la eficacia del Proyecto para controlar la erosión de la playa	Situación 1: Batimetría actual
	Situación 2: Obras proyectadas.
	Situación 3A: Colocación de escollera en el muro del paseo.
	Situación 3B: Retirada de escollera[1]
Fase B: Estudio de Rebase en la zona del Paseo	Situación 1: Batimetría actual
	Situación 2: Obras proyectadas.
	Situación 3C: Colocación de escollera en los espigones[1]
	Situación 3D: Colocación de un espaldón en el muro del paseo
	Situación 3E: Aumento de la cota del espaldón en el muro del paseo[1]

[1] En esta Ponencia no se hace referencia a esta Situación, ni se describe ningún resultado de los correspondientes ensayos

Tabla 1. Resumen de las Fases A y B y las Situaciones ensayadas

2.2 Geometría de los ensayos

2.2.1 Fase A: Estudios de la erosión de la playa

Los ensayos en modelo físico correspondientes a esta fase de estudio, (en adelante, Fase A) fueron todos con fondo móvil por encima de la cota -6, con el fin de poder estudiar la evolución de la playa. En el caso de las Situaciones 1 y 2, los ensayos se iniciaron con la misma batimetría, sometiendo al modelo a las mismas condiciones de ensayo, descritas más adelante. Para la situación 3 se ensayaron los mismos estados del mar pero con una duración diferente, la necesaria en cada caso para poder analizar el comportamiento de la playa.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Situación 1. Batimetría actual

El ensayo inicial se realizó con el objetivo de conocer el comportamiento del modelo de playa sin ninguna actuación. Así, la eficacia de las actuaciones proyectadas se midió por comparación entre esta situación y las situaciones reproducidas en ensayos posteriores. Adicionalmente, los ensayos permitieron analizar los efectos de escala del modelo físico.

Además de reproducir la batimetría, se reprodujeron los bajos rocosos (lajas) situados en el extremo de la playa frente al muro del Paseo Gª Lago y el entorno de la playa de Molinucos. La extensión de estos bajos puede apreciarse en la Ortofotografía del PNOA de 2014, siendo visible también en fotografías realizadas en la zona durante la realización de este estudio, Fig. 4.

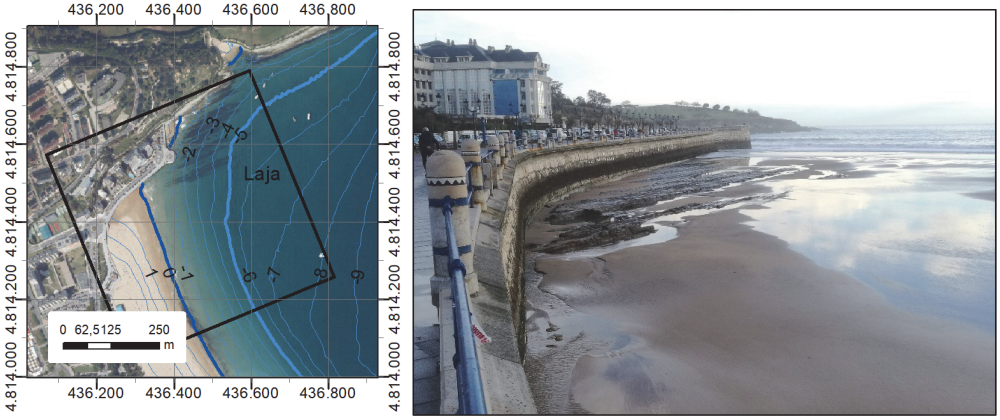


Fig. 4. Plano de situación de la zona de estudio sobre la Ortofotografía del PNOA de 2010, a la izquierda. Fotografía de febrero de 2018 donde se observan las lajas en la zona del paseo, a la derecha

En el modelo físico se reprodujo la batimetría real, exceptuando la esquina más norte (zona del Chiqui-Molinucos), donde se llevó a cabo una batimetría de transición entre el fondo real y la zona de generación, curvas de nivel batimétricas de color verde en la Fig. 5. Además, se señala la zona de lajas, diferenciando aquella que queda por debajo de la arena y la parte emergida.

Situación 2. Fase A - Obras proyectadas

La Situación 2 corresponde a la de Proyecto, con la colocación de tres espigones perpendicularmente al muro del paseo (Fig. 6). La geometría de los espigones de Proyecto se reprodujo con todo detalle a escala, como se puede apreciar en la Fig. 7.

Situación A-3. Fase A - Modificación de las obras proyectadas

La mejora propuesta consistió en disponer escollera apoyada en el muro que conforma el Paseo, desde el espigón más alejado del Mirador, Espigón nº 3, hasta la rampa de acceso a la playa, ver Fig. 9 y Fig. 8. El objetivo de esta modificación es reducir la reflexión del oleaje en esa parte del muro, que no consiguen eliminar por completo las actuaciones proyectadas. En esta situación no se retornó la arena a la situación inicial (reperfilado), ya que el objetivo era comparar esta alternativa con la Situación 2, para así determinar si mejora la situación de Proyecto.

2.2.2 Fase B: Estudio de Rebase en la zona del Paseo

Debido a que en la Fase A se detectó un aumento de los rebases en el Paseo debido a las obras proyectadas, se consideró necesario realizar un estudio de este fenómeno con el fin de poder aportar alguna mejora al Proyecto y poder así reducir el riesgo de inundaciones en la zona. Con respecto a la geometría del modelo, las Situaciones 1 y 2 fueron casi idénticas a las de la Fase A, si bien cabe señalar que se procedió a rigidizar el fondo en el entorno de los espigones para eliminar la variabilidad de los resultados como consecuencia de modificaciones de la batimetría.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

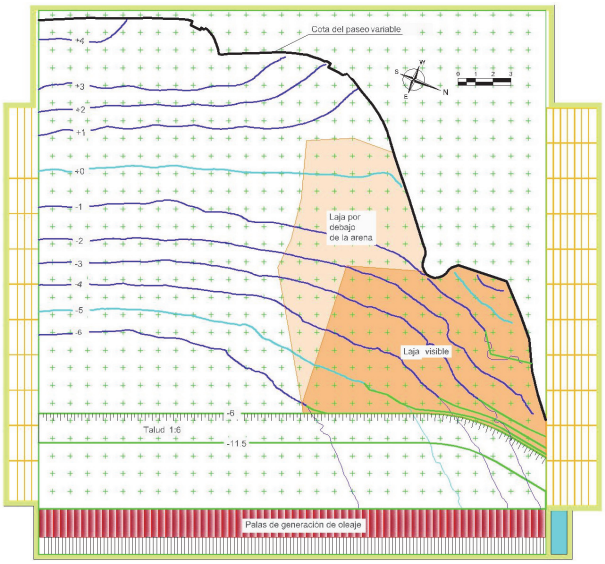


Fig. 5. Plano del modelo de la Situación 1 (Fase A). Se muestran las batimétricas originales (azul) y las de modelo (verde). Las batimétricas se muestran en prototipo para facilitar la comprensión del plano

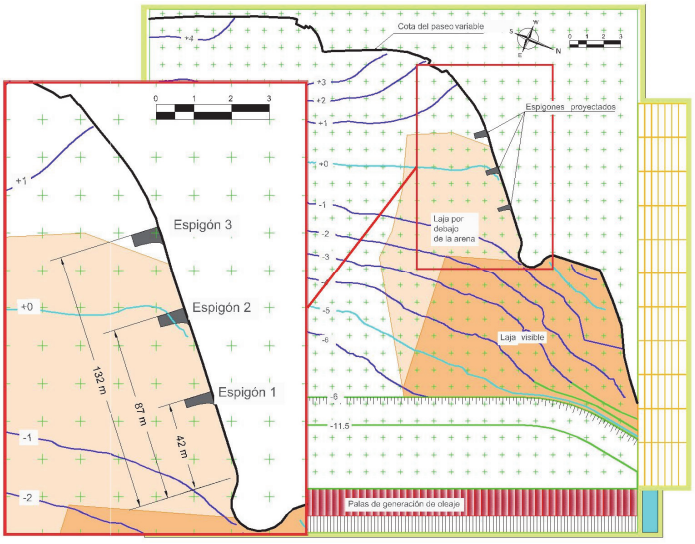


Fig. 6. Plano del modelo de la Situación 2 (Fase A). Las distancias al Mirador se muestran en prototipo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

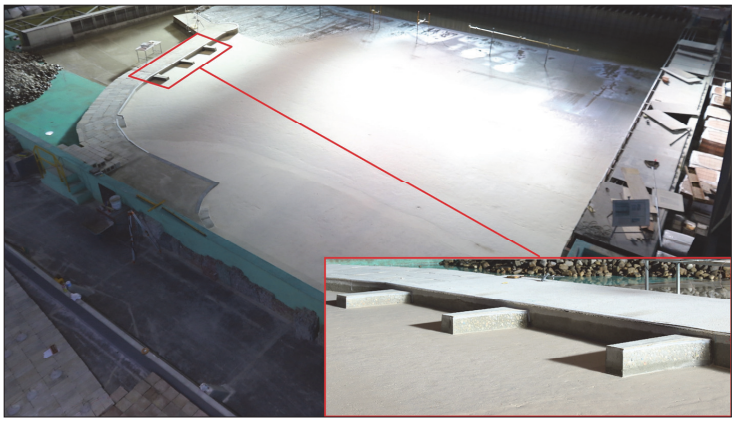


Fig. 7. Modelo físico de la Situación 2 (Fase A) y detalle de los tres espigones proyectados

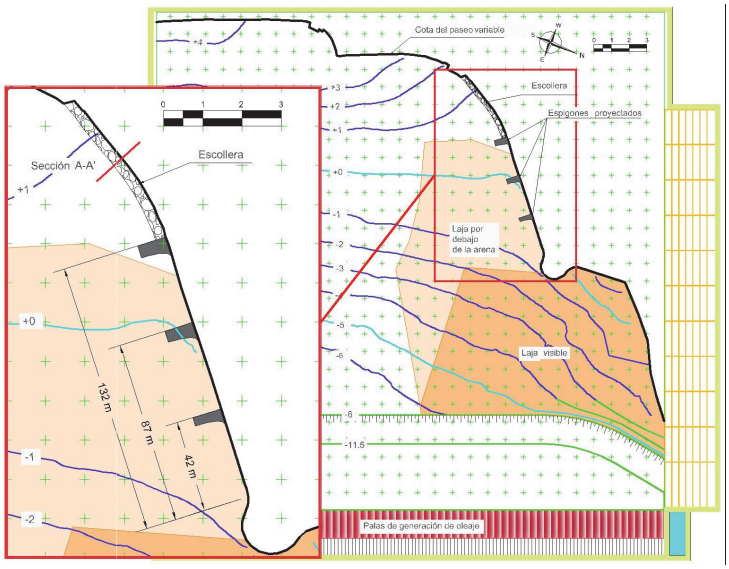


Fig. 8. Plano del modelo de la Situación A-3 (Fase A)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

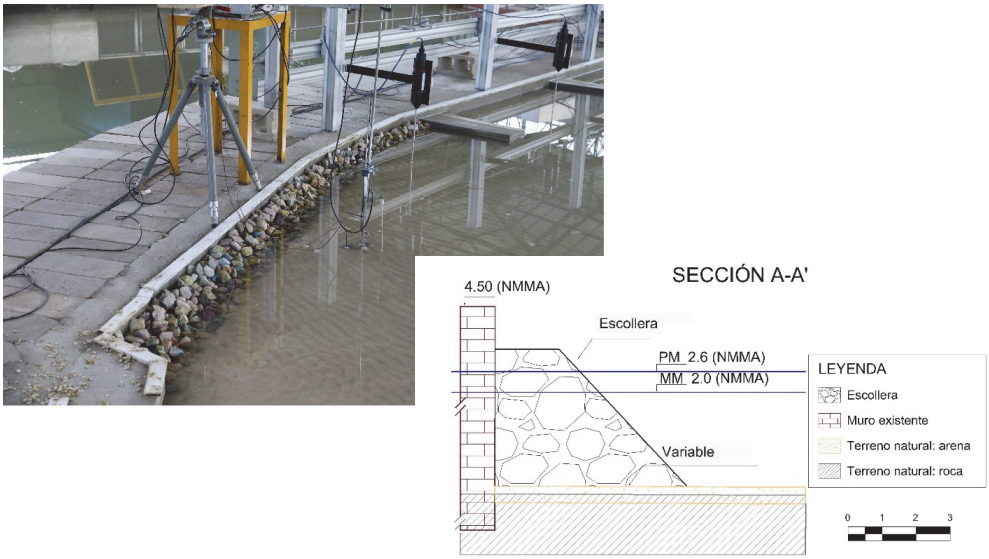


Fig. 9. Modelo físico de la Situación 3, detalle de la escollera situada entre el tercer espigón y la rampa de acceso y sección tipo

Situación B - 3. Fase B - Modificación de las obras proyectadas

Los resultados de la Situación 2 mostraron un gran incremento del volumen de rebases en el entorno de los espigones, especialmente del Espigón nº 1. La elevación de la lámina de agua era muy grande en algunos casos, llegando a superar los 4 m respecto de la cota del Espigón nº 1, unos 2 m sobre la cota del paseo, tal como puede verse en la Fig. 10.

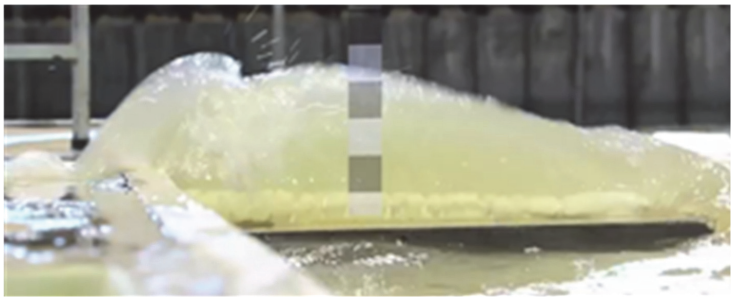


Fig. 10. Vista de un rebase durante la Situación 2, con nivel de pleamar (2.5 m) y H_S = 8.2 m en aguas profundas

En esta Situación B-3 se estudiaron distintas modificaciones del Proyecto, con el fin de reducir el rebase producido por las obras. El fenómeno del rebase depende de diversos factores como son la altura de ola a pie de obra, el nivel del mar, así como de las características de la estructura. En este caso, por tanto, para disminuir el rebase únicamente pueden modificarse las características de la estructura.

La primera alternativa propuesta consistió en colocar escollera adosada al Espigón nº 1 con el fin de disipar energía y reducir el rebase. Esta alternativa fue descartada tras las primeras pruebas, ya que su comportamiento no fue satisfactorio, siendo los rebases prácticamente iguales que en la Situación 2, por lo que los resultados no se presentan en este estudio. La segunda modificación propuesta consistió en aumentar la cota de coronación del paseo en el entorno más próximo a la zona de máximos rebases. Para aumentar esta cota se colocó un muro de 80 cm de altura en prototipo, teniendo en cuenta las características del entorno, en concreto la balaustrada metálica actual, cuya altura aproximada sobre el suelo es de unos 80 cm. El modelo del espaldón ensayado no incluyó ningún tipo de protección adicional, como botaolas o cualquier otro elemento para disipar energía, por lo que se considera una condición de ensayo conservadora. La zona del paseo protegida por este muro fue de 30 m de longitud, Fig. 11.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.3 Oleajes de ensayo

Para la selección de los estados de mar a ensayar se ha tenido en cuenta las principales conclusiones obtenidas en el estudio de clima marítimo que se resumen a continuación:

- Los oleajes dominantes proceden del cuarto cuadrante, en concreto de los sectores WNW y NW, con una frecuencia de presentación conjunta de casi el 80%. Les siguen, pero con una frecuencia mucho menor, los oleajes del NNW y N. Aún menor es la frecuencia de presentación de los oleajes del primer cuadrante (NNE y NE).
- La altura de ola en aguas profundas también es mucho mayor para los sectores WNW y NW, disminuyendo progresivamente hacia el NE.
- Con respecto a la zona de interés, se propagaron los oleajes de 4 sectores, desde el NW al NNE cada 22.5º. De estos resultados, llama la atención que las alturas de ola propagadas hasta la playa son mayores para los oleajes del primer cuadrante. No obstante, la diferencia no es tan relevante como en aguas profunda; así, el valor de H_{S12} propagado hasta la playa varía entre los 2.9 m para el sector NNE y 2.3 m para el NW.
- Al igual que sucede con la altura de ola propagada, los frentes de ola en la zona de interés son bastante similares para todas las direcciones.
- Los niveles de pleamar oscilan entre 0.8 y 2.9 m, concentrándose la probabilidad entre 1.5 y 2.1 m. Para niveles de pleamar más elevados, la probabilidad disminuye, siendo solo de un 3.6% los niveles de pleamar que superan los 2.5 m, por lo que se puede considerar un nivel del mar extremo.

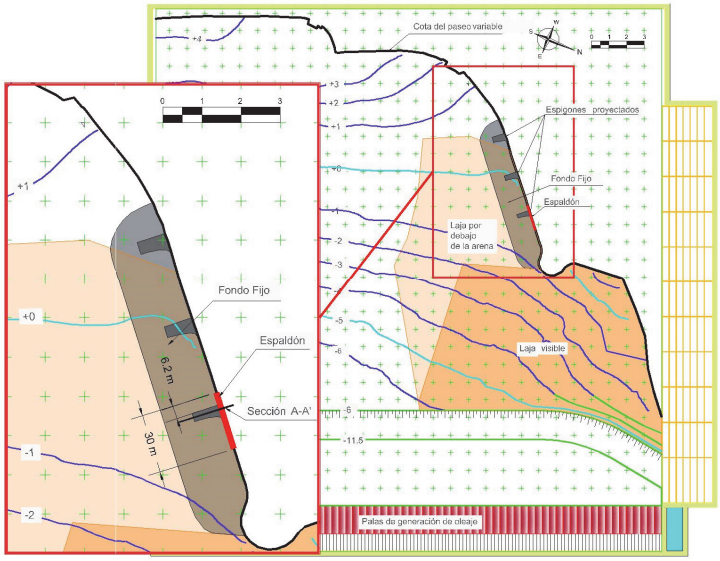


Fig. 11. Plano del modelo de la Situación B-3 (Fase B), donde se indica la localización del espadón en el muro en rojo, y la localización de la sección A-A'.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

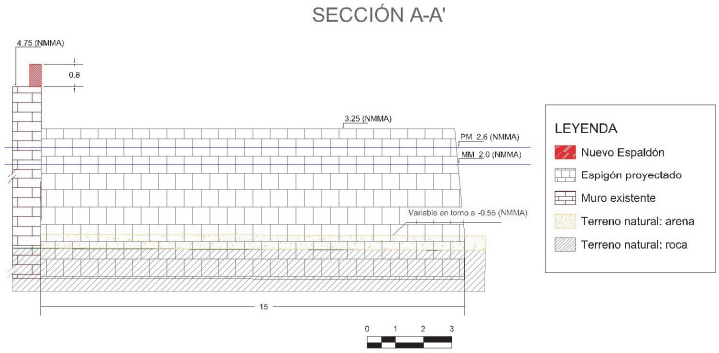


Figura 2.1. Sección A-A', donde se puede ver el detalle del espaldón propuesto en la Situación B-3, (Fase B). Las medidas están en prototipo

En definitiva, teniendo en cuenta la gran diferencia en la frecuencia de presentación de unos y otros sectores, se consideraron los oleajes procedentes del WNW y NW como principales modeladores de la playa, por lo que se ha seleccionado la dirección NW para el estudio de la eficacia del Proyecto para controlar la erosión de la playa, con las siguientes características: $H_{S12,0}$=7.5 m; T_P = 16 s.

Además de la altura de ola significante sólo superada 12 h en un año medio, se ha ensayado una altura de ola significante en aguas profundas algo mayor, con el fin de estudiar el comportamiento de la playa frente a un suceso más energético, adoptando un temporal con altura en aguas profundas $H_{S,0}$ = 9.0 m y periodo T_P = 16 s. Dicha altura de ola está asociado a un periodo de retorno de 2 años según el Régimen Extremal escalar de la Boya de Bilbao-Vizcaya facilitado por Puertos del Estado.

Para ambos estados de mar, los niveles ensayados son los correspondientes a una pleamar muy probable con un nivel del mar de 2.0 m y una pleamar más extrema de nivel 2.5 m.

En el caso de la Fase B, donde se analiza el rebase, el cual es muy sensible a la altura de ola en la zona y el francobordo de la estructura estudiada, se realizó una serie de ensayos con alturas de ola crecientes, hasta alcanzar el oleaje de altura de ola significante sólo superada 12 h al año ($H_{S12,0}$=7.5 m; T_P = 16 s).

Para analizar el efecto del francobordo se consideraron los niveles del mar de la Fase A (2.0 m y 2.5 m), más otro nivel intermedio (2.25 m). Todos estos niveles están referidos al NMMA (situado 2.455 m por encima del cero del Puerto de Santander).

2.4 Instrumentación y medidas

2.4.1 Medida del oleaje

Durante todos los ensayos el oleaje generado se controló mediante 8 sondas de medida de oleaje situadas paralelamente al frente de generación del tanque, a una profundidad aproximada de 6 m en bajamar, con el objetivo de comprobar que sus características se ajustan a las condiciones previstas. Debe tenerse en cuenta que el oleaje del cuarto cuadrante alcanza la zona tras haber sufrido una fuerte transformación, por difracción especialmente, de modo que el frente de onda es curvo y la altura de ola disminuye hacia el norte.

Además, durante los ensayos realizados en la situación actual (sin obras) también registró el oleaje en la zona de studio, mediante una sonda ubicada en la posición del extremo del espigón nº 1 (el más alejado de la playa seca).

2.4.2 Medidas de la eficacia del Proyecto

En cuanto a la medida del control de la erosión, se analizó la hidrodinámica en la zona de estudio, en concreto las variaciones que se producían en las diferentes situaciones estudiadas, para lo cual se registró la variación de los frentes de oleaje mediante el uso de videocámaras. Las videocámaras se instalaron en la pasarela de la cubierta del Laboratorio de Experimentación Marítima del CEPYC de manera cenital y sus imágenes se rectificaron mediante el uso del software *Mathematica*, conocidas las coordenadas de una serie de puntos. Un ejemplo de este resultados se muestra en la Fig. 12.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Además del control de la hidrodinámica, para el seguimiento de la evolución de la playa se empleó un escáner láser 3D al objeto de obtener una nube de puntos de 40 mm de resolución. El análisis de la evolución de la playa se llevó a cabo mediante los modelos digitales de terreno (MDT) obtenidos a partir de los resultados "xyz".

2.4.3 Medida del rebase

El estudio del rebase en el paseo se realizó midiendo el volumen de agua en una serie de recipientes distribuidos a lo largo del paseo Gª Lago con el fin de comprobar el efecto de los tres espigones proyectados en el rebase. Los recipientes se dispusieron en el entorno de los tres espigones y también frente a la rampa de acceso, si bien los rebases disminuyen significativamente con la distancia a los espigones nº 1 y 2 (siendo en el interior un orden de magnitud inferior con respecto al exterior). La Fig. 13 muestra la disposición de estos depósitos frente a estos dos espigones.

3. Resultados

3.1 Fase A: Eficacia del Proyecto para controlar la erosión de la playa

En el estudio de la efectividad de las obras (comparativa entre la Situación 1, actual, y la Situación 2, de Proyecto), se obtuvieron los siguientes resultados:

- En la Situación 1 se forma una onda corredera a lo largo del muro del Paseo, resultado de las reflexiones que se producen en el mismo desde su extremo más exterior (Mirador situado frente al Hotel Chiqui). Por el contrario, en la Situación 2, los espigones consiguen bloquear la formación de esta onda corredera (Fig. 12).
- De esta forma, en la Situación 2 los frentes del oleaje que se propagan en la zona más somera de la playa permanecen prácticamente paralelos a los que proceden de aguas más profundas (Fig. 12), al contrario de lo que sucede en la Situación 1, donde tienden a curvarse y colocarse perpendicularmente al Paseo.

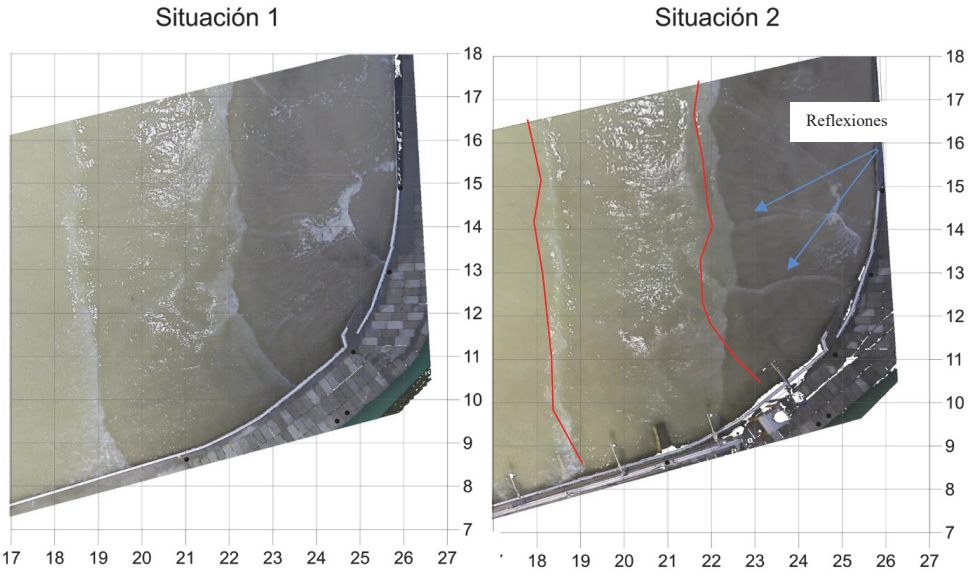


Fig. 12. Variación de los frentes de oleaje de la Situación 1 y 2 en la zona del Paseo; Instante nº 5. En la imagen de la derecha se la marcado en color rojo la línea del frente de onda de la situación 1 (imagen izquierda)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

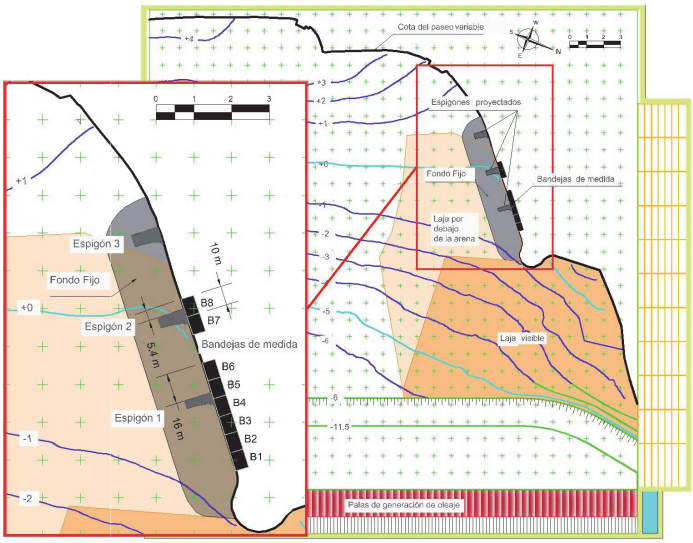


Fig. 13. Disposición en planta de los depósitos para medir el rebase frente a los Espigones 1 y 2

- En el tramo interior del paseo, entre la rampa de acceso a la playa y el Espigón nº3, también se observan diferencias en el comportamiento hidráulico: las obras no eliminan las reflexiones en este tramo, que incluso se aprecian con mayor claridad en la situación de Proyecto (Fig. 12), al no quedar enmascaradas por la supresión de la onda corredera.
- La línea de orilla en la Situación 1 no ve modificada su curvatura convexa inicial, mientras que en la Situación 2 tiende a ser recta, en prolongación de la alineación del resto de la playa, de lo que se deduce que dicho Proyecto detiene la erosión, pero no capta sedimento de las zonas adyacentes de la playa.

En el estudio de la efectividad de la modificación planteada para mejorar la eficacia del Proyecto, consistemte en la colocación de escollera adosada al muro en el tramo del Paseo entre el Espigón nº 3 y la rampa de acceso a la playa, se obtuvieron los siguientes resultados:

- La escollera reduce las reflexiones en el último tramo del Paseo.
- La disminución de la reflexión se traduce en una acumulación de arena en esa zona con pocas horas de ensayo, formando la orilla con forma cóncava.

3.2 Fase B: Rebases en el Paseo Gª Lago

En el estudio del incremento de rebases como consecuencia de las obras proyectadas (comparativa entre la Situación 1, actual, y la Situación 2, de Proyecto), se obtuvieron los siguientes resultados:

- En la Situación 1 el mayor rebase se produce en la Bandeja 1, en la zona del Mirador, frente al Hotel Chiqui. Los rebases decrecen exponencialmente con la distancia a esta primera bandeja, debido a que el oleaje está limitado por el fondo y rompe, perdiendo altura rápidamente.
- En la Situación 2, el rebase en las bandejas 4 y 5, situadas frente al Espigón nº 1 aumenta de manera brusca, registrándose valores similares a los de la Bandeja 1.
- El rebase también crece en las bandejas 7 y 8, situadas frente al Espigón nº 2. A pesar de que en términos relativos la tasa de rebase aumenta prácticamente al doble con las obras, la tasa de rebases en esta zona es en general muy inferior a la del Espigón nº 1.

El estudio de la protección frente a los rebases por medio de un espaldón de 30 m de longitud y 80 cm de altura sobre el Paseo, frente al Espigón nº 1 (Situación 3) mostró muy buenos resultados, situándose las tasas de rebase frente a dicho espigón incluso por debajo de los valores registrados en la Situación 1.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Conclusiones

4.1 Fase A: Eficacia del Proyecto para controlar la erosión de la playa

El Proyecto produce unos cambios en las condiciones hidrodinámicas que frenan la erosión de la playa.

No obstante, con la batimetría actual de la playa, el oleaje incide con mucha oblicuidad en el tramo de muro situado entre el Espigón nº3 y la rampa de acceso a la playa, provocando unas reflexiones que impiden la acumulación en la zona. En definitiva, el Proyecto es capaz de detener la erosión, pero no de captar arena que permita corregir los efectos de la erosión producida durante los últimos años.

Por tanto, se considera necesario que el Proyecto incluya la aportación de arena en el extremo oeste de la playa.

En caso de que el Proyecto no incorporase dicha aportación, se recomienda la colocación de una escollera adosada al muro, entre el Espigón nº3 y la rampa de acceso a la playa, ya que disminuye la agitación en la zona y favorece los procesos acumulativos, siempre y cuando exista sedimento disponible.

De manera adicional, se considera recomiendable revisar los siguientes puntos del Proyecto: 1) diseño estructural de los espigones y 2) cota del paseo Gª Lago.

4.2 Fase B: Rebases en el Paseo Gª Lago

Las obras del Proyecto incrementan de manera significativa el riesgo de rebases en el Paseo, especialmente frente a los Espigones nº 1 y 2, por lo que se considera necesario algún tipo de protección para reducir estos riesgos.

En este trabajo se han analizado dos posibles actuaciones, siendo recomendable la construcción de un espaldón sobre el Paseo para aumentar el francobordo del muro, que ha dado muy buenos resultados en los ensayos.

Como parte del estudio de la protección mediante un espaldón se han ensayado varias combinaciones de nivel del mar, altura del espaldón sobre la cota del paseo y altura de ola. Todas estas combinaciones han dado lugar a un conjunto de gráficos que permitirán optimizar el diseño en función de las tasas de rebase tolerables. No obstante, este estudio no incluye el diseño final del espaldón ni de sus anclajes, que tendrán que ser definidos en un proyecto específico.

Agradecimientos

El presente trabajo se ha realizado por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (en adelante, DGSCM) del Ministerio de Transición Ecológica (MITECO), en el marco de cooperación de la Encomienda de Servicio Técnico al Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la investigación aplicada, desarrollo tecnológico e innovación en materias competencia de la Dirección General (2017-2020).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Conservación de recursos marinos en Centroamérica y la actuación en la reserva marina South Water Caye, Belice

Piñero-Coloma, Juan[a]; Hernández-Mascarell, Aina Berta[b]; Flamenco, Ximena[c]; Cavalle-Garrido, Alfonso[d]; Ramos-Fueris, Rafael[e], Gasparri, Enrico[f]; González, María José [g]; González, Claudio[h]

[a]Ingeniero de proyectos en la división de Puertos y Costas-TYPSA Madrid (España)- jpinero@typsa.es. [b]Jefe de proyectos en la División de Medio Ambiente -TYPSA Valencia (España)-abhernandez@typsa.com. [c]Oficial de Proyecto- MAR Fund Guatemala (Guatemala)- xflamenco@marfund.org. [d]Director de departamento de la división de Medio Ambiente-TYPSA Valencia (España)- acavalle@typsa.es [e]Director de Proyectos Especiales de la división de Puertos y Costas-TYPSA Madrid (España)- rramos@typsa.es. [f]Experto Permanente - TYPSA Guatemala (Guatemala)-egasparri@marfund.org. [g]Directora Ejecutiva- MAR Fund Guatemala (Guatemala)- mjgonzalez@marfund.org, [h]Coordinador Técnico- MAR Fund Guatemala (Guatemala)- cgonzalez@marfund.org

Resumen

En este artículo se describe el estudio de la recuperación litoral en Twin Cayes, un cayo dentro de la reserva Marina de South Water Caye en Belice. El cambio climático con la correspondiente subida del nivel del mar y los temporales sufridos son las principales causas que azotan a Twin Cayes y a todos los cayos de la reserva, causando la perdida de sus playas y amenazando la extensión de sus cayos.Se pretende diseñar una obra de protección y así reconstruir el cayo tal y como era en sus orígenes. Para seleccionar la solución óptima, se analizaron distintas posibilidades, experiencias en casos similares y prácticas locales, visitando distintos Cayos de la zona y analizando las distintas soluciones que se habían adoptado para mitigar los efectos de la erosión, tales como: tablestacas, muros de hormigón, muros realizados con troncos de madera, sacos de cemento, empleo de neumáticos, etc. Se proponen dos alternativas: una de gaviones y una protección de roca, ambas soluciones se integran perfectamente en el entorno con un impacto visual bajo. Finalmente se selecciona la alternativa de la protección de roca como la solución que mejor se adapta a las necesidades económicas y funcionales.

Palabras clave: *Cayo, Cambio climático, Roca, Protección costera, Erosión, Belize, Talud*

1 Introducción

La reserva marina de South Water Caye en Belize es una de las áreas protegidas Marino Costeras (APMC) dentro del sistema Arrecifal Mesoamericano (SAM). La reserva marina Presenta ecosistemas muy diversos con arrecifes de coral, manglares, estuarios , playas, prados marinos, etc. Con el fin de contribuir a la conservación de las funciones ecológicas del sistema arrecifal, la Comisión Centroamericana de Ambiente y Desarrollo (CCAD), firmó un convenio intergubernamental de cooperación financiera con la República Federal de Alemania, para el apoyo al desarrollo del Proyecto "Conservación de Recursos Marinos en Centroamérica" a ser ejecutado por el Fondo para el Sistema Arrecifal Mesoamericano Fondo SAM – MAR Fund, y quedando el Proyecto regido por un Contrato de Aporte Financiero entre el Fondo SAM y KfW (Kreditanstalt für Wiederaufbau).

Una de las actividades propuestas para la Reserva marina South Water Caye de Belice que persigue el objetivo de asegurar la protección y conservación de los ecosistemas marinos y costeros, fue la elaboración de un estudio de factibilidad técnica y ambiental para la recuperación litoral de una zona degradada en Twin Cayes. Para llevar a cabo la elaboración de dicho estudio se contó con la colaboración de un experto de TYPSA. Con el soporte de los técnicos de MAR Fund, puntos Focales y la información existente de proyecto anterior, se ha redactado el presente documento. También se realizaron entrevistas a actores claves y visitas a varias áreas para completar la información.

El proyecto tiene lugar en Twin Cayes, es uno de los cayos que se encuentra integrado dentro de la reserva marina "South Water Caye" en Belice.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

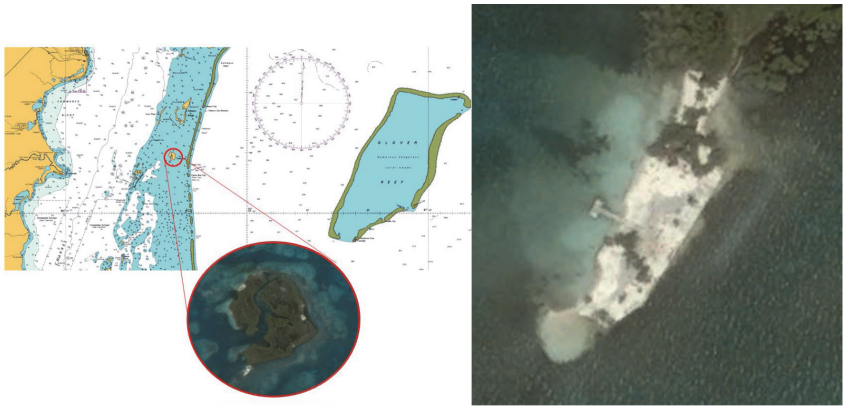


Fig. 1-Localización de la zona de estudio

2 Descripción de la situación actual en Twin Cayes

Se realizaron visitas de campo para conocer de primera mano las condiciones climáticas y físicas de la zona.

Fig. 2- Twin Cayes. Fuente: elaboración propia

Se aprecia notablenmente como el cayo ha ido reduciendo su extensión y debido a las tormentas el muelle de acceso al cayo se ha destruido. En las siguientes imágenes se observa una alineación de maderas hincadas que delimitan la antigüa línea de costa ya hoy visiblemente desaparecida.

Fig. 3-Situación actual del cayo. Fuentes: Google Earth y fotografías propias

Cabe destacar la presencia de manglares tanto en el agua como en el propio cayo. Los manglares son medidas naturales para estabilizar la costa, ayudando a retener el sedimento. Por lo que su presencia se ha de tener en cuanta a la hora de realizar cualquier actuación en la costa. En las siguientes figuras se muestra la ubicación de los mismo en la zona de proyecto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

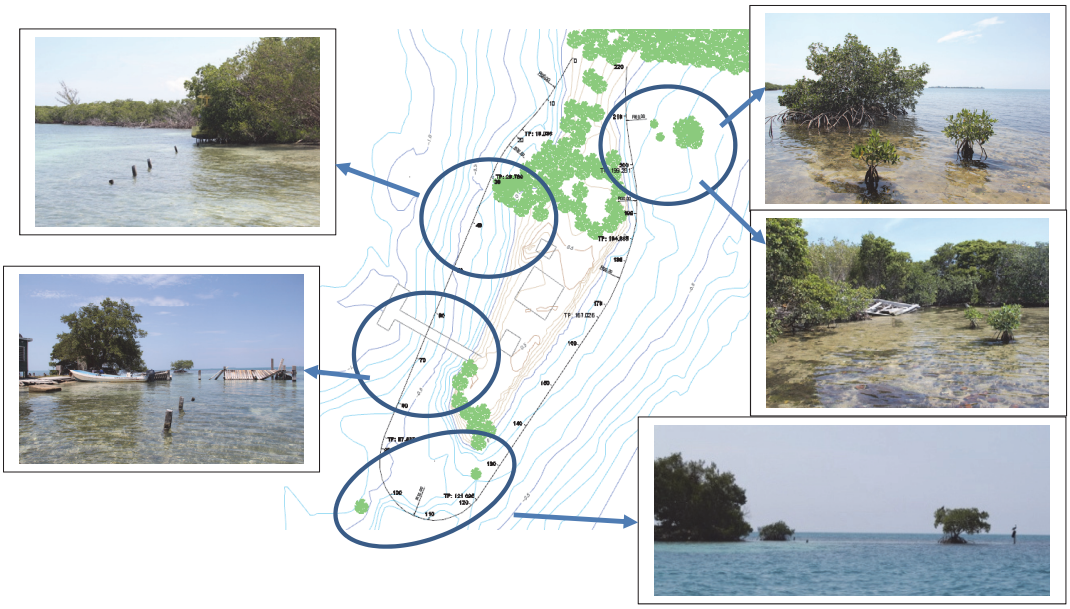


Fig. 4- Manglares a tener en cuenta en la nueva la obra de contención. Fuente: elaboración propia

3 Soluciones adoptadas en Cayos cercanos a Twin Cayes

Para comprender el problema de erosión que están sufriendo en Belice tanto en los distintos Cayos como en la propia costa del continente, se realizaron varias visitas de campo a otros cayos. La finalidad era obtener información sobre las distintas medidas de contención consideradas y analizar brevemente su funcionamiento y/o viabilidad en Twin Cayes. En la siguiente figura se localizan los distintos cayos visitados.

A continuación, se mostrará en cada uno de los cayos visitados las distintas medidas tomadas.

Fig 5- Localización de los distintos cayos visitados

3.1 Ragged Caye

El primer cayo visitado fue Ragged Caye, es el más cercano a Twin Cayes hacia el Norte. Las medidas de contención empleadas en este cayo han sido tres:

3.1.1 Muros verticales de hormigón

Las fotografías muestran como bien debido a los rebases y/o a la alta reflexión del oleaje incidente, ha sufrido descalces y parte del propio muro ha sido destruido. Se aprecia como las arenas que quedaban confinadas por el muro, se han perdido formándose una piscina en la parte interior.

Fig. 6- Muro de hormigón (Ragged Caye). Fuente: Elaboración propia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.1.2 Taludes con enrocado

Taludes de enrocados formados por rocas con un taludes tendidos y que han sido vertidos directamente sobre el fondo. Solución que se integra perfectamente en el entorno.

Fig. 7- Talud de roca (Ragged Caye). Fuente: Propia

3.1.3 Muros Barreras o defensas formadas por troncos de madera

Combinación de hinca de madera y taludes de enrocado. Se aprecia como ha fallado bien por un oleaje extremal o simplemente por el run-up del oleaje, debido a la baja cota de coronación. Creándose una pequeña piscina en su interior con la correspondiente perdida de sedimento posiblemente filtrada a través d ellos troncos de madera.

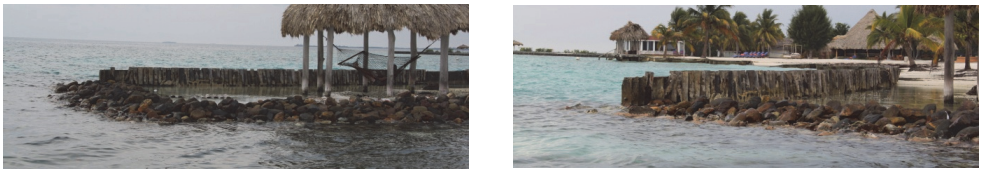


Fig. 8- Muro vertical con troncos de madera (Ragged Caye). Fuente: Propia

3.1.4 Conclusiones

Las ideas principales que se pueden obtener de esta visita para el presente informe se centran en los taludes de rocas, de los que se puede extraer las siguientes anotaciones: empleo de taludes tendidos, apoyo directo de la roca sobre el fondo y consideración del suficiente ancho en coronación para proteger las arenas confinadas.

3.2 Ragged Caye

Para evitar el retroceso de la línea de costa optaron por utilizar dos métodos de contención:

3.2.1 Vertido directo de rocas en los márgenes con el empleo de neumáticos dentro las playas que ayuden a retener la arena.

Fig. 9- Empleo de Rocas y neumáticos en las playas (Ragga Caye). Fuente: Propia

3.2.2 Muros Barreras o defensas formadas por troncos de madera

Fig. 10- Muro de contención formado por troncos de madera (Ragga Caye). Fuente: Propia

3.2.3 Conclusiones

De este cayo se puede extraer la conclusión de que no se deben considerar elementos de contención que causen un elevado impacto visual dañando la imagen de la zona protegida.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.3 Cocoplum Caye

En Cocoplum Caye se han empleado tres tipologías distintas de muro de contención: Muro vertical de hormigón, tablestacas con protección de roca en la base (banqueta), muro de madera con rocas en la parte protegida y muro de madera con protección de roca en la base , a modo de banqueta. En general en este cayo se puede destacar que las cotas de coronación de las medidas de contención son altas.

3.3.1 Muro vertical de hormigón

Se aprecia que el desnivel entre el nivel del mar y la cota de coronación del muro de hormigón es elevado. Se puede destacar que el impacto visual es alto, ya que encontramos un muro de hormigón sobredimensionado en una zona donde el medio ambiente es primordial.

Fig. 11- Muro vertical de hormigón (Cocoplum Caye). Fuente: Propia

3.3.2 Tablestacas con protección de roca en la base (banqueta)

Otras de las soluciones consideradas es el empleo de tablestacas con una banqueta de rocas que ayudan a evitar la socavación y facilitan la disipación del oleaje. Al igual que en el caso de muros de hormigón el impacto visual es alto y aparte hay que tener en cuenta las reflexiones que dichas estructuras causan.

Fig. 12- Tablestacas con banqueta de roca (Cocoplum Caye). Fuente: Propia

3.3.3 Muro de contención de madera con rocas

En la imagen de la izquierda al igual que en el empleo del muro vertical de hormigón, se ha alcanzado una elevada cota de coronación. El empleo de troncos de madera hace difícil conseguir un recinto confinado. En la imagen de la derecha, se han empleado muros o defensas de madera,que buscan proteger la estabilidad de la estructura. Pero a simple vista se ve como el muro de contención ha ido perdiendo estabilidad y ha cedido hacia el mar, perdiéndose la arena que quedaba protegida tras él y como medida de actuación se vertieron rocas para su protección.

Fig. 13- Muro de contención formado por troncos de madera con protección de rocas en la base (Cocoplum Caye). Fuente: Propia

3.4 Thatch Caye

En este cayo se ha empleado un muro y defensas de madera de baja cota de coronación para contener las arenas y un talud de rocas como protección y sujeción de los troncos de madera.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 14- Muro de contención formado por troncos de madera con protección de rocas en el frente (Thatch Caye). Fuente: Propia

3.5 Devond Island

Se han empleado las siguientes medidas de contención:

3.5.1 Geotextil

Se ha empleado geotextil como elemento de sujeción de las arenas, que tal y como se aprecia está sujetado por troncos de madera hincados a cierta distancia unos de otros y algunos de estos troncos son sujetados por maderas inclinadas a modo de contrafuerte. El geotextil se aprecia como se ha deteriorado debido a su puesta en obra ya que está completamente expuesto a factores ambientales: viento, sol, oleaje, etc.

Fig. 15- Geotextil (Devond Island). Fuente: Propia

3.5.2 Muro o defensa vertical de madera

Se observa como la defensa formada por maderas que se encuentra prácticamente destruida

Fig. 16- Defensa formada por tronco de madera (Devond Island). Fuente: Propia

3.5.3 Taludes formados por conchas de caracol de mar.

La siguiente imagen muestra cómo se han utilizado recursos de la zona para la realización de obras de contención.

Fig. 17- Talud de conchas de caracol de mar (Devond Island). Fuente: Propia

3.6 Smithsonian Caye (Carrie Bow Caye)

En Smithsonian Caye o también llamado Carrie Bow Caye se crearon pequeños espigones perpendiculares a la costa con el fin de retener la corriente longitudinal y facilitar la acumulación de sedimento en la parte en sombra, mediante el uso

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de dos tipos de espigones: unos creados por ladrillos hincados con barras de acero que tal y como puede observarse están oxidados y otros con sacos de cemento.

Fig. 18- Espigones creados con ladrillos y sacos de cemento (Carrie Bow Caye). Fuente: Propia

3.7 Southwater Caye

En Southwater Caye se ha empleado una protección de escollera a lo largo de todo el cayo, como principal medida de contención de la arena.

Fig. 19- Taludes con rocas (Southwater Caye). Fuente: Propia

3.8 Tobacco Caye

En Tobacco Caye para evitar el retroceso de la línea de costa han construido una ladera de protección con las conchas del caracol típico de la zona. Al igual que se comentó en Devond island, se han empleado recursos locales que han sido considerados para la creación de elementos estructurales

3.9 Dangriga (Pelican beach resort)

Se mantuvo una reunión con la manager del hotel que explicó las distintas soluciones que había considerado hasta la fecha. Entre las que cabe señalar la construcción de pequeños espigones de roca, protección de las arenas con taludes de roca e incluso había introducido neumáticos en la playa que ayudasen a retener el sedimento de la playa. Otras de las soluciones que actualmente está realizando es verter en los taludes de roca todo los compuestos orgánicos naturales tales como hojas de palmera y otras plantas, cocos, etc. que ayuden al crecimiento de los mangles por la fertilización de las tierras.

3.10 Belize City

Durante la estancia en Belice City se realizaron varias visitas a distintas zonas en las que se podían observar gran variedad de elementos de contención considerados: muros verticales de hormigón, taludes de rocas, taludes de conglomerados y gaviones.

Fig. 20- Soluciones adoptadas en Belize City Fuente: Propia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.11 Conclusiones

Durante la visita de campo de los distintos Cayos y zonas costeras de Belice, se llega a la conclusión de descartar todas aquellas medidas de contención con alto impacto visual y poco efecto práctico y funcional, buscando una solución que resuelva el problema y que se adapte e integre mejor en el entorno. Por ello las obras de contención formados por muros de hormigón, tablestacas, defensas o muros de madera son descartados.. El empleo de elementos de baja densidad como conchas o neumáticos u elementos similares no son aconsejables ya que serán arrastrados por el oleaje y las corrientes con los primeros temporales y pueden impactar en las zonas donde se depositen. Se proponen como soluciones válidas las correspondientes a protección con escolleras de piedra o el empleo de gaviones formando una protección perimetral. En los siguientes apartados se analizarán estas soluciones con mayor detalle.

4 Clima

Para poder caracterizar las condiciones climáticas se cuenta con 32 años de datos que van desde 1985 hasta 2016. Se ha propagado el oleaje existente desde aguas profundas (punto 1), nodo situado fuera del arrecife de coral, hasta distintos puntos ubicados próximos a la zona de estudio. Para la propagación se ha tenido en cuenta los niveles del mar, los vientos y el oleaje del punto 1. Ya que durante la propagación del oleaje del nodo exterior hasta los puntos próximos a Twin Cayes, existe suficiente distancia (fetch) que con el efecto del viento se generan nuevos oleajes. Hay que señalar que los datos de viento engloban los ciclones tropicales, por lo que en los datos propagados se han tenido en cuenta los eventos extremos.

Fig. 21- Localización del nodo en profundidades indefinidas y los nodos a los que se ha propagado

Se ha extraído la información de uno de los nodos propagados, que se ha considerado como el más representativo y próximo a Twin Cayes (Punto 5).

P5			Hs (m)														total
			0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	279768
			0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	
Tp (s)	1	2	0.6026	0.1151	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.7177
	2	3	1.6003	3.8217	0.2012	0.0018	0.0004	0.0007	0.0007	0.0011	0	0.0004	0	0	0	0	0	5.6282
	3	4	1.9702	9.9525	0.5136	0.0043	0	0	0	0	0	0.0018	0	0	0	0	0	12.4425
	4	5	4.0927	8.1525	2.2365	0.0007	0	0	0.0004	0	0	0	0	0	0	0	0	14.4827
	5	6	5.6808	16.3207	1.2728	0.0011	0	0.0004	0.0007	0.0011	0.0021	0	0	0	0	0	0	23.2796
	6	7	4.2893	20.1453	3.3095	0.0068	0.0032	0.0046	0.0025	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0	0	27.7634
	7	8	1.4587	8.8491	1.9109	0.0064	0.0071	0.0021	0.0036	0.0007	0.0004	0	0	0	0	0	0.0004	12.2394
	8	9	0.5819	1.2757	0.4772	0.0039	0.0082	0.0029	0	0.0018	0.0007	0.0007	0	0	0	0.0004	0.0004	2.3537
	9	10	0.1551	0.2473	0.1619	0.0136	0.0043	0.0011	0.0004	0	0.0007	0	0	0	0	0	0	0.5844
	10	11	0.0547	0.0658	0.0375	0.0032	0.0007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.1619
	11	12	0.0497	0.0204	0.0136	0.0029	0.0021	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0886
	12	13	0.0536	0.0179	0.0129	0.0007	0.0014	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0865
	13	14	0.0490	0.0089	0.0118	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0697
	14	15	0.0343	0.0068	0.0039	0.0004	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0454
	15	16	0.0186	0.0082	0.0004	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0272
	16	17	0.0147	0.0082	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0229
	17	18	0.0018	0.0011	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0029
	18	19	0.0021	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0021
	19	20	0.0011	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0011
total	279768		20.7111	69.0172	10.1638	0.0458	0.0275	0.0118	0.0082	0.0050	0.0043	0.0032	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0007	100

Fig. 22- distribución conjunta de altura de ola (Hs en m) y periodo pico (Tp en s)

El 99.89% de las olas que suceden en un año medio no superan los 0.6 m, siendo el rango con mayor probabilidad de ocurrencia el comprendido entre los 0.2 y 0.4 m . Y El 99.49% no supera los 10 s de periodo pico y el de mayor probabilidad ocurrencia es entre 5 y 7s.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la ROM 1.0-09, para la regeneración y defensa de playas en áreas litorales se obtienen unos valores de IRE bajo, ISA no significativo, vida útil de 15 años y una probabilidad de fallo de 0.2. Obteniéndose como resultado un periodo de retorno de 68 años.

$$T_R = \frac{1}{1-(1-P_f)^{1/V_m}} = \frac{1}{1-(1-0.2)^{1/15}} = 68\ años$$

Del estudio de oleaje se puede extraer que la altura de ola del régimen extremal asociada a un periodo de retorno de 68 años es de 3.7 m. Y el periodo asociado a estas alturas de ola está entre 7-9 s para el periodo pico y entre 4-6s de periodo medio.

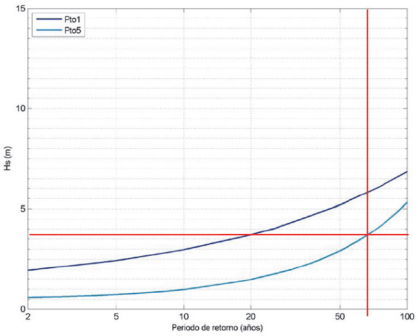


Fig. 23- régimen extremal

Los valores para determinar cuál será el nivel de diseño a considerar en el dimensionamiento de la obra de contención es igual a la suma de Marea astronómica+ Marea meteorológica +Aumento del nivel del mar por cambio climático.

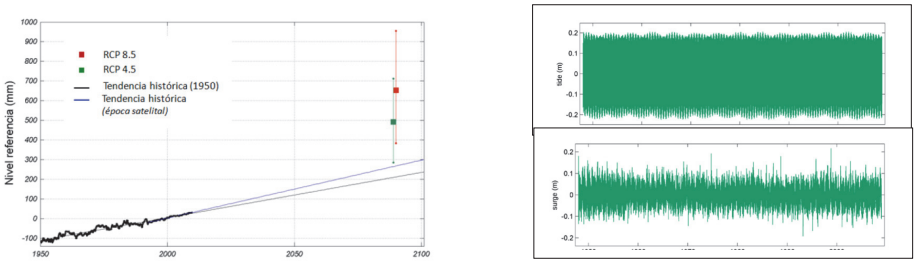


Fig. 24- Niveles de marea. Izquierda: cambio climático. Derecha arriba: marea astronómica y abajo: meteorológica

La carrera de marea astronómica es de unos 40 cm, es decir 0.2 m respecto del MSL. Se puede observar que los valores de marea meteorológica son generalmente pequeños, se ha considerado un valor de 0.1 m respecto al MSL y . El aumento del nivel del mar que se produciría durante los 15 años de vida útil de la obra es de 0.1 m. El nivel de diseño considerado con la suma de marea astronómica+ marea meteorológica +cambio climático es de 0.4 m sobre el Nivel Medio del mar (MSL).

Las alternativas seleccionadas son la solución de gaviones y la protección con un talud de rocas. Ambas alternativas se presentan a continuación. La planta de la obra de protección propuesta se muestra en la siguiente figura, en la que se puede apreciar como en el inicio y fin de la misma tiene una cierta curvatura para evitar posibles reflexiones que afectasen a las zonas adyacentes. y ayude a que la corriente longitudinal se encauce con la barrera de protección evitando reflexiones y vórtices de corriente. La geometría propuesta hace referencia a la situación inicial del cayo antes de sufrir los efectos de erosión. Todo el perímetro interior de la obra de protección se rellenará con arenas hasta la cota +0.70 m, siendo esta cota a la que se encuentra actualmente la parte más alta de la zona de proyecto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 25- Geometría en planta de la obra de protección

Tal y como se ha apreciado en varios de los Cayos visitados, una de las opciones más habituales utilizadas en la zona son los diques en talud formados por roca. Debido a la experiencia que se tiene en la zona y las ventajas que supone esta opción debido a su puesta en obra, experiencia en la zona y su fácil reparación, hacen que esta alternativa adquiera importancia frente a otras.

Debido a la escasa profundidad en la que se ubica la obra de contención, el oleaje en su propagación hacia el perímetro del muro se ve afectado por los fenómenos de rotura. La altura de ola que dimensionará el tamaño de roca necesario es la que llega o justo rompe sobre la obra. Esta altura de ola de diseño se calcula mediante la formulación de Goda en función de la profundidad en la que se encuentre en cada tramo. Una vez obtenida las alturas de ola de diseño, se procede a determinar el peso necesario de la roca empleando la formulación de Van der Meer para profundidades reducidas

Rotura del oleaje: GODA

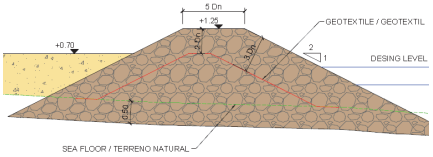
$$\frac{H_{s,b}}{L_0} = 0.17\left[e^{\left(\left(-1.5\,{}^{h_b}/_{L0}\right)\cdot\left(1+15(tan\beta)^{4/3}\right)\right)}\right]$$

Cálculo de los pesos de la roca: Van der Meer para aguas someras en función del tipo de rotura:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl}P^{0.18}\left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right)(\varepsilon_{s-1.0})^{-0.5} \quad (2) \qquad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13}\left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right)\sqrt{cot\alpha}(\varepsilon_{s-1.0})^{P} \quad (3)$$

Otros aspectos considerados en el diseño son:

Un ancho en coronación de 5 piezas con el fin de minimizar el caudal de agua que debido al run-up llegue hasta la zona protegida del tradós. El talud debe ser tendido para dar estabilidad al dique y permitir cierta deformabilidad al mismo, sin que se produzca el fallo de la estructura. El material que se encuentra bajo la obra de contención está formado por materiales blandos, y debido a la baja profundidad no se puede realizar un saneo del mismo. Por esta razón las piedras cuando se coloquen sufrirán un asentamiento en el terreno natural hasta su estabilización. Se ha estimado un volumen extra de material para compensar estos asentamientos del orden de los 0.5 m de altura por la anchura de la base de la protección. Se ha considerado la colocación de una malla de geotextil para retener las arenas que puedan filtrarse entre los huecos de la roca.



La cota de coronación del relleno es la +0.7 m, por lo que el geotextil debe llegar hasta esa cota como mínimo. Para evitar que el geotextil se deteriore y se rompa por los agentes climáticos (oleaje, sol, viento, etc.), debe quedar bien sujeto dentro de del núcleo de rocas (y evitar lo sucedido en Devond Island). Por ello se ha considerado un espesor de 2 piedras entre la cota de coronación del geotextil y la cota de coronación de la obra de contención. Con esto, la cota de coronación del dique quedará a la 1,25 m. Y en el talud expuesto al oleaje se ha dejado un espesor entre el geotextil y la cara exterior de 3 piezas.

Los muros de gaviones son estructuras flexibles, constituidas por cajas fabricadas de malla de alta resistencia. En el caso de utilizarse sumergidos en agua se emplean gaviones de materiales plásticos. Las dimensiones de los mismos se

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

comercializan en fracciones de medio metro, las cuales son rellenadas con roca sana. Esta conformación permite que se pueda realizar un esquema modular, lo que facilita la configuración de una amplia variedad de posibilidades de geometría para el muro.

Debido a las irregularidades del terreno, hay que considerar en cada alternativa dos tamaños de gaviones con el fin de intentar que toda la obra de contención corone a la misma cota. No obstante se realizaría un relleno para nivelar la cota del terreno con el mismo tamaño de roca con el que se rellenarían los gaviones.

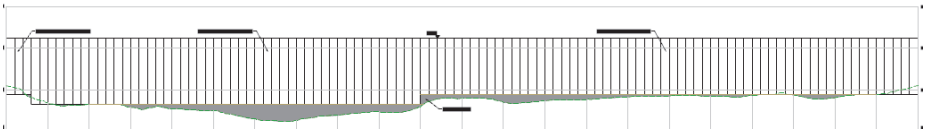


Fig. 26- Perfil longitudinal de la trayectoria de los gaviones

En ambas alternativas se emplearía un Geotextil y una malla anti socavación que se colocaría sobre el relleno del fondo y bajo los gaviones. Una opción de gaviones sería el uso de dos gaviones en la base y uno en coronación y la otra opción sería el uso de un único gavión más grande:

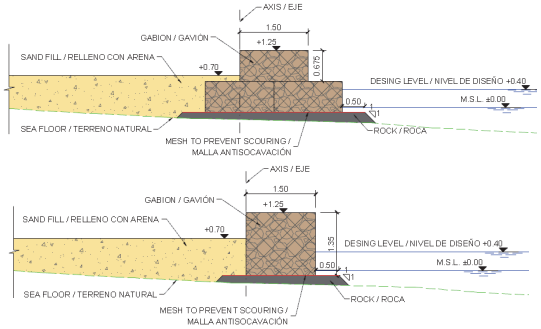


Fig. 27- Secciones de gaviones propuestas

Los muros de gaviones trabajan como muros de gravedad, siendo su función principal la de soportar los empujes laterales del terreno y la del oleaje. Las fuerzas consideradas para su cálculo son:

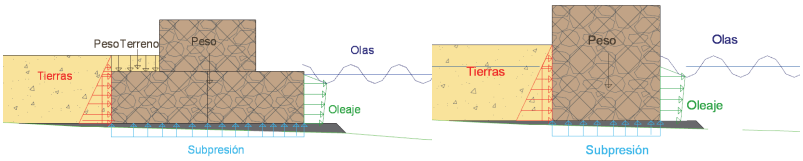


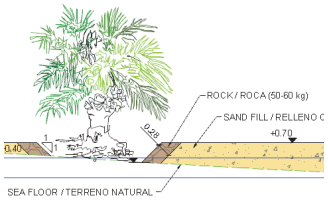
Fig. 28- Fuerzas actuantes en el dimensionamiento de gaviones

La alternativa del sistema de gaviones escalonado proporciona mayor estabilidad por lo que dentro de la opción de gaviones la alternativa considerada es la del sistema escalonado.

Para favorecer el crecimiento de Mangle en la zona a rellenar no vale cualquier relleno. Este sedimento debe de cumplir una serie de requisitos desde el punto de vista de contenido de nutrientes que favorezcan el crecimiento del Mangle, por este motivo se comentó que se debe dragar en una zona interior del arrecife, ya que fuera de esta zona las arenas que se obtendrían serían de bajo contenido en nutrientes. El dragado se realizase en la zona próxima al nuevo muelle.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

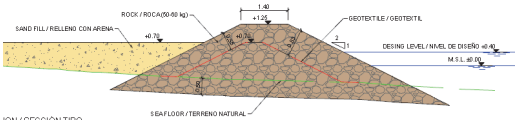
Se debe tener en cuenta que la obra de contención se encuentra dentro de una zona protegida, por lo que el cuidado y protección del medio ambiente debe primar en todo momento. Conservación de los manglares existentes que quedan dentro de la zona rellenar mediante la construcción de taludes que eviten cubrir sus raíces. También se considerará plantar nuevos manglares alrededor de la obra de protección.



En la zona de dragado se debe de tener especial cuidado por la turbidez que generan, ya que podría afectar a los arrecifes cercanos a la zona. Por lo que se deben utilizar barreras de contención.

De las conclusiones alcanzadas durante las visitas de campo y reuniones mantenidas, se descartan las obras de contención formadas por muros verticales de hormigón, tablestacas y muros o defensas de madera, así como cualquier otra solución de empleo de materiales antrópicos, contaminantes, desechos o conchas de caracol marino. Se ha planteado una nueva alternativa de contención con respecto a los estudios previos realizados, que es la de considerar un pequeño enrocado o talud de roca. No obstante, también se ha estudiado la opción de gaviones ya planteada con anterioridad, e incluso se plantea una alternativa a la misma (Alternativa 2) y así poder determinar qué solución es la más adecuada. Son numerosos los Cayos que han utilizado en sus costas los diques en talud formados por roca. Mostrando un conocimiento y experiencia en la zona hacen que esta alternativa adquiera importancia frente a otras.

Se recomienda la alternativa 1 de enrocado o talud de roca, ya que no requiere de un mantenimiento constante, es una solución amigable y de bajo impacto, se tiene una gran experiencia en la zona, son diques deformables, cuenta con una fácil puesta en obra y un presupuesto menor.



La sección típica de la solución propuesta consiste en un dique homogéneo con piedras de peso comprendido entre los 50 kg y los 60 kg. Se dispone en una sección trapezoidal con una anchura de coronación de 1,40 m y taludes 2H/1V. Se ha considerado la colocación de una malla de geotextil para evitar fuga de las arenas entre los huecos de la roca.

Las obras se completan con el vertido de arena en el trasdós del dique hasta la cota 0,70 m. Este material procederá de dragados cercanos, preferiblemente en las inmediaciones del muelle, de manera que se limpien los fondos para permitir atraque de embarcaciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Construcción del Espigón Central de la Ampliación del Puerto de Bilbao en el Abra Exterior (1ª Fase)

Pardo de Gregorio, Vicente[a]; Corredor Molguero, Antonio[a]; Lopez Brea, Isaac[c] y Moral Hermosilla, Eva[d]

[a] Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Torre Espacio, Pº de la Castellana 259D, 28046 Madrid. vicente.pardo@ohl.es
[b] Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Torre Espacio, Pº de la Castellana 259D, 28046 Madrid. acorred@ohl.es
[c] UTE KAI MUTURRA. C/ Gran vía 33, 48009 Bilbao. ilopez@ohl.es
[d] UTE KAI MUTURRA. C/ Gran vía 33, 48009 Bilbao. emoral@ohl.es

Resumen

El presente artículo pretende describir las obras realizadas para ejecutar el Proyecto del Espigón Central de la Ampliación del Puerto de Bilbao en el Abra Exterior (1ª Fase), llevado a cabo por la U.T.E. KAI MUTURRA (OHL-SATO-Viuda de Sainz). Dicho proyecto es uno de los más relevantes llevados a cabo en el sistema portuario español en la última década, debido a la embergadura de sus obras, los volúmenes de material requeridos, su complejidad técnica, etc. Las obras consistieron en realizar un muelle de cajones de unos 1.200 m de longitud a la cota -21 m y la generación de la explanada adosada a los mismos, más de 300.000 m2.

Palabras clave: *Bilbao, Muelle, ampliación, espigón, mota, cajones, dragado, pedraplén, relleno, cantil.*

1. Introducción

En el año 2016 se adjudicaron las obras de construcción del Espigón Central de la Ampliación del Puerto de Bilbao en su Abra Exterior (1ª fase) a la U.T.E. KAI MUTURRA (OHL-SATO-Viuda de Sainz), cuya finalización está prevista para finales de 2019. El Espigón Central estará constituido en su fase final por tres muelles perimetrales (Muelles A-4, A-5 y A-6, de 650 m, 700 m y 650 m de longitud, respectivamente), ocupando parte del espejo de agua de la dársena. El alcance de la primera fase se limita a la generación de la mitad Oeste de la infraestructura, con la construcción del muelle A-6, parte del muelle A-5, el arranque del muelle A-4 y la realización del relleno de la zona oeste de explanada. En esta primera fase se han ganado al mar alrededor de 335.000 m2 de superficie (algo más de la mitad de los 600.000 m2 que tendrá el Espigón central una vez concluido) y se han ejecutado unos 1.200 m de línea de atraque con un calado de 21 m. El presupuesto de adjudicación de la obra fue de 79.348.201,22€ (sin I.V.A.) y su plazo de ejecución de 39 meses.

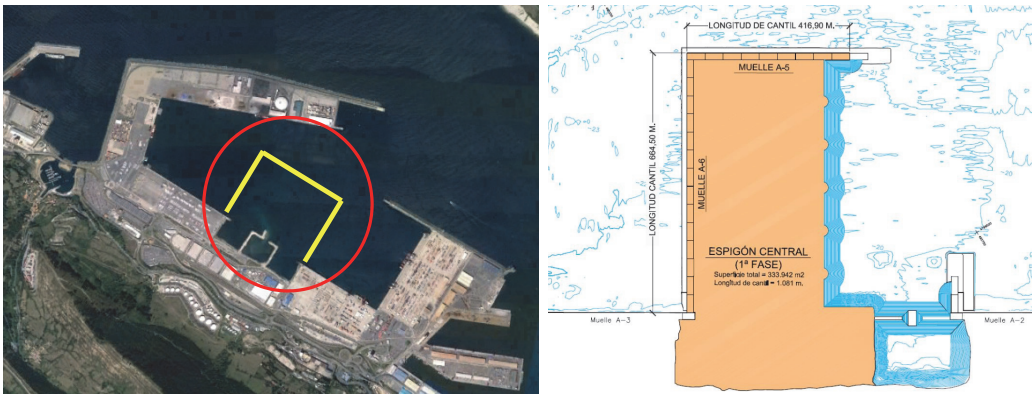


Fig. 1. Localización de las obras (izq.) y planta de las mismas (dcha.)

La tipología escogida para el desarrollo de los muelles ha sido la de cajones prefabricados de hormigón armado, asentado sobre una banqueta de escollera de 50-100 kg y de 2 m de espesor (1 m en los arranques contra los muelles existentes), la cual se enrasaba con grava antes del fondeo de los cajones. Previamente a la conformación de la banqeta de pie fue necesario realizar un dragado de acondicionamiento hasta la cota -23 m (hasta la -21 m en los arranques contra el muelle existente), con un volumen de 68.000 m3, de los cuales 9.000 m3 fueron en roca. A continuación, pueden verse la sección transversal tipo del muelle.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

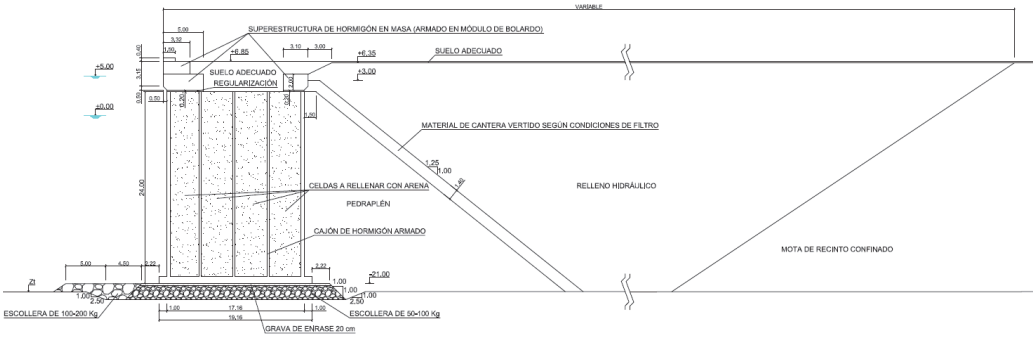


Fig. 2. Sección transversal tipo del muelle

El alcance del proyecto incluía la construcción de dos alineaciones de muelle vertical formadas por 22 cajones de hormigón armado de con 55,20 m de eslora y 17,16 m de manga, y el arranque de la tercera alineación. Dos de estos cajones (Cajón tipo 1) cuentan con un puntal de 23 m y se han fondeado a la cota -20 m en el arranque de los Muelles A-4 y A-6 (en la figura siguiente se puede ver una sección longitudinal del mismo) para contener los derrames de los materiales de relleno. Los otros 20 cajones (Cajón tipo 2 y 3) tienen un puntal de 24 m y se han fondeado a la cota -21 m, lo que proporciona un calado al muelle que le permitirá acoger buques de gran capacidad de carga.

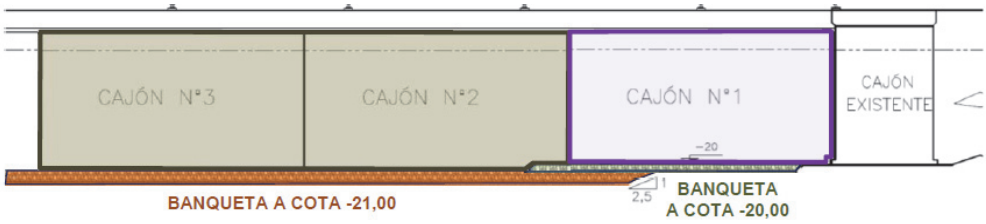


Fig. 3. Sección longitudinal del muelle A-6

En la zona superior del cajón, se conforma una viga cantil de hormigón en masa (desde la +3,00 m a la +6,85 m) con armadura solamente en los módulos de bolardo y una viga trasera también de hormigón en masa de 2,4 m de altura. En el trasdosado de los cajones se plantea un pedraplen (450.000 m3) y una capa de filtro (65.000 m3) para evitar la perdida de finos del rellenos de la explanada (6,3 Mm3) provenientes de un banco de arena frente a la bocana del Puerto.

2. Desarrollo de los trabajos

Previamente al inicio de las trabajos, se dispusieron las instalaciones generales de obra en el muelle A-3 junto al arranque del muelle A-6 a construir en este proyecto. Como se puede ver en la siguiente imagen, las mismas se encontraban en una zona muy reducida y de una manera muy compacta; estando formadas por: cajonero, pontona auxiliar, cargadero y atraque provisional para vestido de cajones.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 4. Vista general de las instalaciones de obra

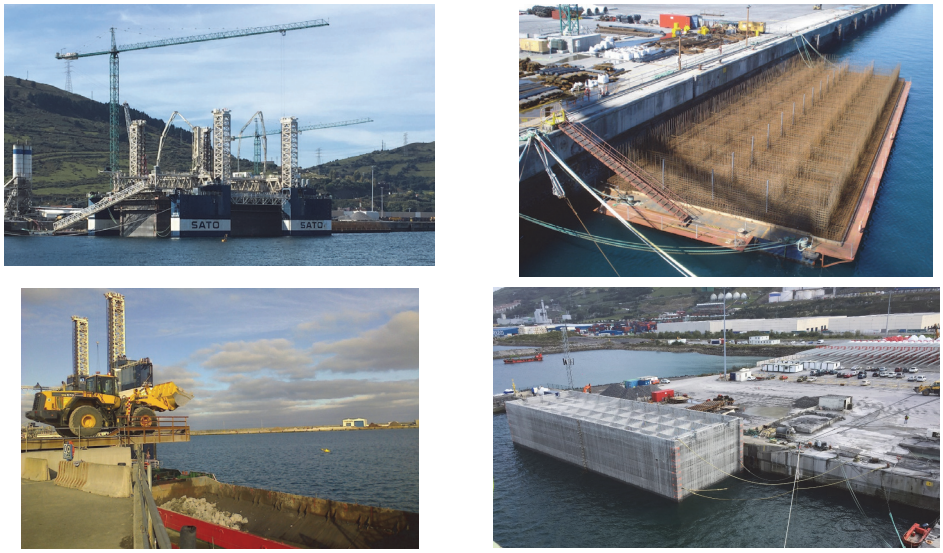


Fig. 5. Instalaciones generales de obra. Cajonero, pontona auxiliar, cargadero y atraque provisonal vestido cajones

La fabricación de los cajones de hormigón se ha realizado en el dique flotante SATO Levante, llegándose a obtener un rendimiento medio de 9 días por cajón. Para facilitar el relleno de los cajones mediante vertido con draga se deslizaron las paredes exteriores del cajón un metro adicional para crear un recinto donde el material pudiera decantar. La draga empleada en esta tarea fue de succión en marcha con la peculiaridad de que secaba el material en un proceso interno para posteriormente verterlo mediante una cinta transportadora, la cual obtuvo un rendimiento de 1,75 días/cajón, con un total de arena de relleno de cajones de 396.500 m3.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 6. Detalle del recrecido de paredes exteriores de los cajones (izq.) Llenado de cajones con draga de vertido por cinta (dcha.)

Una vez fondeados y rellenos los cajones se procedió a conformar la superestructura de los mismos. Para poder trabajar en condiciones de seguridad frente a la marea se recrecieron los cajones. Desde dicho recrecido se virtió el pedraplén del trasdós de los cajones y se ejecutaron tanto la viga cantil como la viga trasera. Ambas vigas se realizaron en hormigón en masa, a excepción de los tramos con bolardo en los que se dispuso la armadura especificada en proyecto. La viga cantil se ejecutó mediante un carro de encofrado y la trasera mediante encofrado tipo PERI apuntalado. En el caso de la viga cantil las puestas fueron de 13,83 m (unos 152 m^3 de hormigón/puesta), mientras que en la viga trasera fueron de 18,44 m (unos 70 m^3 de hormigón/puesta).

Fig. 7. Vertido del pedraplen desde el recrecido sobre los cajones

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 8. Ejecución de la viga cantil con carro deslizante

Fig. 9. Ejecución de la viga trasera en dos puestas mediante encofrado tipo PERI

En cuanto a la mota de cierre de la explanada, se realizó principalmente con vertido directo y material todo uno (aproximadamente 1 Mm3). Dicha ejecución se simultaneó con los trabajos de relleno de la explanada mediante dragas de succión, con una descarga hasta la cota -12 por fondo y entre la -12 y la -5 por el método denominado *Pokken*, el cual consiste en una descarga por bombeo a baja presión y alta densidad (descarga más rápida y precisa).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 10. Ejecución de la mota de cierre por medios terrestres

Fig. 11. Descarga de la draga por el método Pokken (baja presión y alta densidad)

A partir de la cota -5 y una vez la mota de cierre estaba lo suficientemente avanzada como para que la lengua de material no se saliese del recinto, la descarga de material se realizó mediante tubería. Especialmente relavante fue la ejecución del cierre de la mota, donde puesto que la draga no se podía permitir el lujo de parar, hubo que acopiar una gran cantidad de material hasta el momento de iniciar el cierre de la mota. En esta fase se trabajó durante las 24 h del día (durante 1 mes), aportando material de día (procedente de la Ladera) y de noche (procedente del acopio), así como con un Gánguil que vertió material por fondo, de esta manera se pudo realizar el cierre del recinto sin que la lengua de arena formada por el aporte que la draga estaba realizando por tubería corriese ningún riesgo de salirse del recinto.

Fig. 12. Relleno de la explanada mediante tubería con la mota de cierre finalizada

En cuanto a la procedencia de los materiales del proyecto: los tipo escollera y pedraplén han sido transportados desde canteras comerciales del entorno, el todo uno y suelo adecuado han provenido principalmente de la estabilización de antigua cantera de Punta Lucero (la cual se llevó a cabo mediante un sistema de raise-boring). El suelo adecuado también se ha obtenido mediante valorización de subproductos de otras actividades, como son el árido siderúrgico y el árido procedente de RCDs; mientras que el material de relleno general que ha conformado la explanada del Espigón Central ha procedido mayoritariamente de un banco de arenas ubicado en el Sector Norte de la Zona II de la Autoridad Portuaria de Bilbao.

Cabe mencionar que tanto la redacción del Proyecto como la dirección de obras ha sido realizada directamente por los propios servicios técnicos de la Autoridad Portuaria de Bilbao.

Agradecimientos

Queremos expresar nuestro agradecimiento a la A.P. de Bilbao, así como al resto de los miembros de la UTE, por su colaboración durante la ejecución de las obras y del presente artículo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Solución de nueva viga cantil para muelle 11 del Puerto de Alicante

Garrido, Joaquín M.[a], Pérez, Angela [a] y García, Sara[b]

[a]IGM, C/ Maximiliano Thous, 20-1ºB, 46009 Valencia. jgarrido@ingeomar.es

[b]Autoridad Portuaria de Alicante, Muelle de Poniente, 11 03001 Alicante. sgarcia@puertoalicante.com

Resumen

El presente artículo recoge las características y condicionantes considerados para la verificación de la estabilidad del Muelle 11 en el Puerto de Alicante, en aplicación de las Recomendaciones de Obras Marítimas vigentes, al objeto de mejorar las condiciones de atraque y amarre del muelle para que sea compatible con el tráfico de buques esperable. Para ello, se definen las condiciones de uso actual del Muelle 11 dentro del Puerto de Alicante, se establecen los condicionantes de diseño y se desarrollan los cálculos de la mejor solución técnica para la adecuación de la viga cantil. El artículo finaliza con un resumen de las principales actividades del proceso constructivo de ejecución de la obra.

Palabras clave: *adecuación, viga cantil, atraque, Puerto de Alicante, superestructura, calado, estabilidad, ROM 2.0-11.*

1. Introducción

El muelle objeto de la remodelación es el denominado muelle 11, que se sitúa en la Dársena Exterior del Puerto de Alicante y se destina a uso comercial de tipo granel sólido y mercancía general ordinaria. Tiene una longitud de atraque de 355 m y presenta una tipología de gravedad formada por 6 bloques de hormigón de a 5,25 m de anchura en su base, cimentados sobre escollera apoyada a la cota -11,00 m. La viga cantil es de 3,30 m x 2,00 m, coronada a la cota +2,00 m (variable), referida al Cero del Puerto de Alicante.

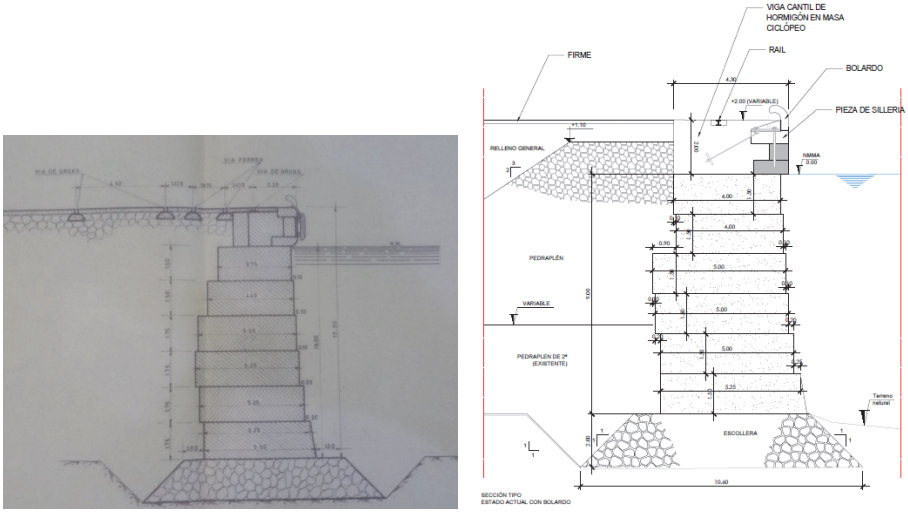


Fig. 1. Sección tipo Muelle 11 (Puerto de Alicante)

Los equipos de manipulación de mercancías que operan en el Muelle 11 actualmente son grúas móviles (2 grúas LHM 400 y 1 grúa MHC-5150) y equipos auxiliares del tipo carretillas elevadoras.

De acuerdo a lo dispuesto en la ROM 0.2-11 para los usos establecidos, se define una sobrecarga de operación de 30 KN/m^2 en una longitud de 25 m desde el cantil y una sobrecarga de almacenamiento de 60 KN/m^2 (uso comercial mercancía general) y de 80 KN/m^2 (uso comercial granel sólido).

El equipamiento del muelle actual está formado por defensas de tipo cilíndrico y bolardos de 50 t de capacidad nominal, dispuestos cada 20 m., por lo que la actuación prevé la ampliación de capacidad de amarre a 100 t y el atraque a buques de mayor tamaño.

A partir de las características de la flota de buques esperable definidas por la Autoridad Portuaria de Alicante se establece como buque tipo un granelero de 18500 TPM, 160 m de eslora, 23,32 m de manga y 9,80 m de calado a plena carga.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Estudios previos y diagnóstico

Los sondeos realizados confirman la existencia de una capa superficial de fangos de consistencia muy blanda y elevado contenido de materia orgánica hasta la cota -11,00 m de cimentación de la banqueta. Por debajo, ésta se apoya en un nivel de limos y arenas arcillosas de consistencia firme, de potencia variable entre 2,60 m y 4,50 m.

Nivel	Ángulo de rozamiento ♡	Cohesión efectiva c'	Densidad aparente γ	Densidad seca γd
Unidad de medida	°	kPa	kN/m³	kN/m³
Nivel 0.A Hormigón	--	--	24,0	24,0
Nivel 0.B Escollera	35	0	19,0	16,0
Nivel 0.C Pedraplén	35	0	19,0	16,0
Nivel 1. Fangos	22	0	16,0	13,0
Nivel 2. Limos y arenas	29	5	21,0	17,0
Nivel 3. Limo arcilloso	26	15	21,0	18,0
Nivel 4. Gravas arenosas	36	0	19,0	16,0
Nivel 5. Arcilla gris	27	25	20,0	17,0

Nivel	Cohesión no drenada C_u	Módulo elástico E'	Permeabilidad	Módulo de Poisson
Unidad de medida	kPa	MPa	m/s	
Nivel 0.A Hormigón	--	--	--	0,2
Nivel 0.B Escollera	--	50	10^{-2}	0,3
Nivel 0.C Pedraplén	--	50	10^{-2}	0,3
Nivel 1. Fangos	10	5	10^{-6}	0,3
Nivel 2. Limos y arenas	65	10	10^{-6}	0,3
Nivel 3. Limo arcilloso	160	20	10^{-7}	0,3
Nivel 4. Gravas arenosas	--	50	10^{-2}	0,3
Nivel 5. Arcilla gris	250	35	10^{-9}	0,3

Fig. 2. Parámetros geotécnicos de los niveles detectados en los sondeos

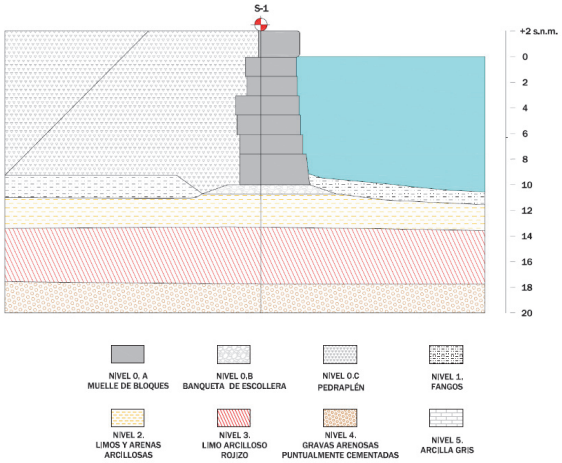


Fig. 3. Perfil estratigráfico de la sección de cálculo

Dado que se descarta la viabilidad del dragado por debajo de la cota de cimentación de la banqueta (-11,00 m) y muy próxima a la misma, se plantean alternativas de adecuación de la superestructura tal que se incremente la distancia entre el buque atracado y el fuste del muelle para conseguir el incremento del calado en el frente de atraque. Esto, añadido a que las dimensiones de la viga deben permitir alojar las nuevas defensas y bolardos compatibles con las nuevas solicitaciones de atraque y amarre, y que, en continuidad con la prolongación del Muelle 13, el diseño de la superestructura ha de alcanzar la cota de coronación +2,60 m.

3. Estudio de alternativas

Analizados los documentos de proyectos existentes y la información sobre la construcción del muelle; así como, inspecciones realizas en la actualidad, se ha podido caracterizar la sección tipo del muelle al objeto de poder establecer los criterios de cálculo adecuados y plantear las soluciones para la adecuación de la viga cantil bajo las nuevas condiciones de uso y explotación de forma que no quede comprometida la estabilidad del muelle y no se requiera el refuerzo de su cimentación.

Se desarrollan dos variantes principales: (1) solución con dragado de la fosa de atraque y (2) solución sin dragado de la fosa de atraque. Dentro de las cuales se plantean diferentes soluciones para el adelanto de la línea de cantil.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.1 Soluciones con dragado de la fosa de atraque

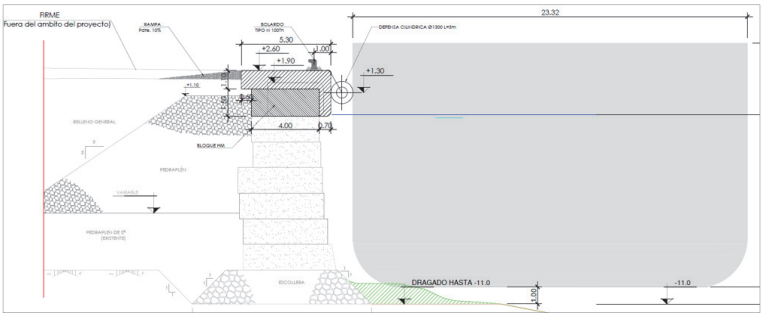


Fig. 4. Alternativa 1. Dragado hasta la cota -11,00 m

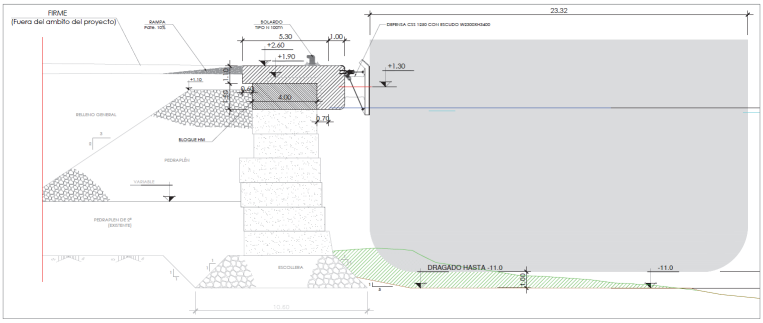


Fig. 5. Alternativa 2. Avance viga cantil 1,00 m (defensa escudo)

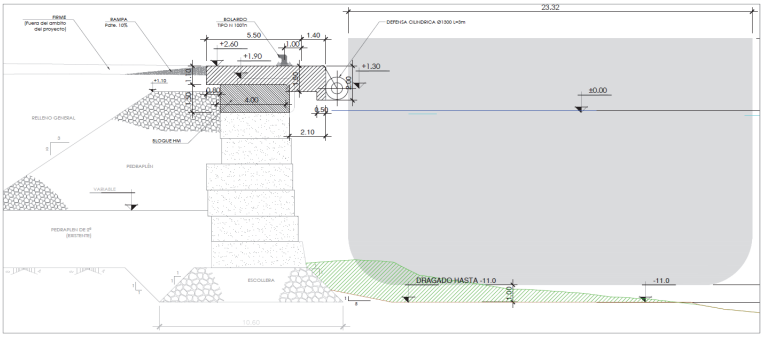


Fig. 6. Alternativa 3. Avance viga cantil 1,40 m (defensa cilíndrica)

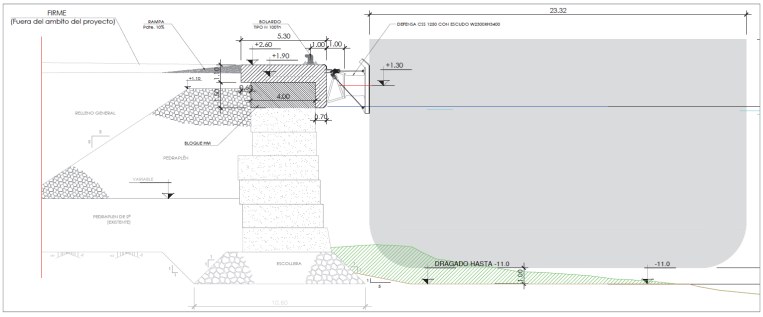


Fig. 7. Alternativa 4. Avance de cantil 1,00 m (anclaje defensa - viga cantil)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.2 Soluciones sin dragado de la fosa de atraque

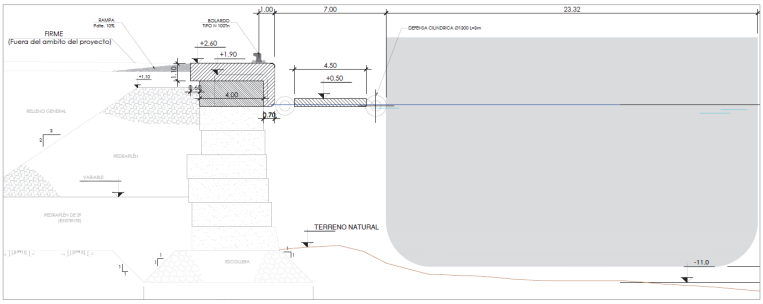


Fig. 8. Alternativa 5. Avance puntos de atraque 7,00 m (sistema de defensas)

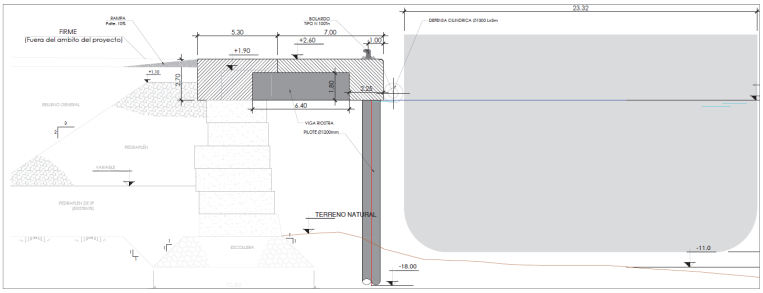


Fig. 9. Alternativa 6. Avance de cantil 7,00 m (estructura pilotada)

En el análisis comparativo de las alternativas, los criterios de decisión analizados han sido: (1) Funcional, (2) Económico, (3) Plazo de Ejecución y (4) Interferencias en la explotación. En resumen, el resultado se presenta en la siguiente tabla.

CRITERIOS	INDICADORES	PESOS	
FUNCIONALIDAD	Compatibilidad de atraque del buque tipo	0,25	0,60
	Operatividad y maniobrabilidad	0,20	
	Adaptabilidad a uso futuro	0,15	
DE EJECUCIÓN	Proceso constructivo	0,05	0,20
	Plazo de ejecución	0,05	
	Interferencias a la explotación	0,10	
ECONÓMICO	Coste de ejecución	0,20	0,20

Fig. 10. Criterios, indicadores y pesos establecidos en el análisis multicriterio

Como consecuencia del proceso de evaluación de las seis alternativas planteadas inicialmente, se descartan: (1) La alternativa 1, puesto que no es compatible con el atraque del buque tipo manteniendo el resguardo de fondo establecido y (2) La alternativa 5, ya que no resulta operativa para el sistema de carga y descarga.

Del análisis multicriterio se concluye que la alternativa 3 (Avance viga cantil en 1,40 m, con dragado de fangos, y colocación de defensa cilíndrica) es la más adecuada a los objetivos del proyecto por cumplir con todos los indicadores establecidos, optimizando el coste económico y manteniendo la funcionalidad y operatividad de la terminal.

CRITERIOS	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4	Alternativa 5	Alternativa 6
FUNCIONALIDAD	1,45	2,15	2,40	2,05	1,55	3,00
DE EJECUCIÓN	0,80	0,80	0,80	0,80	0,90	0,50
ECONÓMICO	---	0,94	0,96	0,91	---	0,20
VALORACIÓN FINAL	2,25	3,89	4,16	3,76	2,45	3,70

Fig. 11. Resultados del análisis multicriterio

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Diseño de la actuación

Las obras comprenden la readecuación de la superestructura del Muelle 11 en una longitud de 355 m y 7,40 m de anchura desde cantil. La actuación contempla el dragado del frente de atraque hasta la cota -11,00 m. Añadiendo un dragado mínimo de la capa de fangos hasta el pie de la banqueta de unos 4000 m^3.

La viga cantil se diseña para conseguir el avance de la línea de atraque que garantice un resguardo de 1,00 m entre el fondo y el casco del buque tipo y consiste en realizar un recrecido de la viga cantil cada 20 m de muelle en la zona donde se alojan las defensas cilíndricas. Las dimensiones en planta del tramo de recrecido de la viga son de 5 m de longitud en sentido muelle y 1,40 m de anchura.

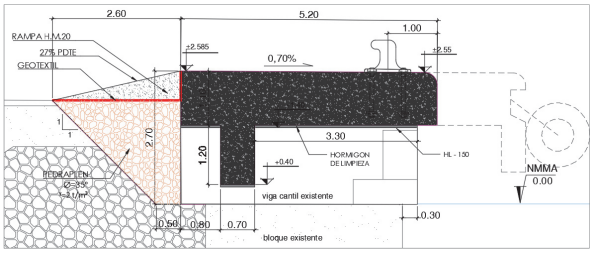


Fig. 12. Sección tipo de Proyecto

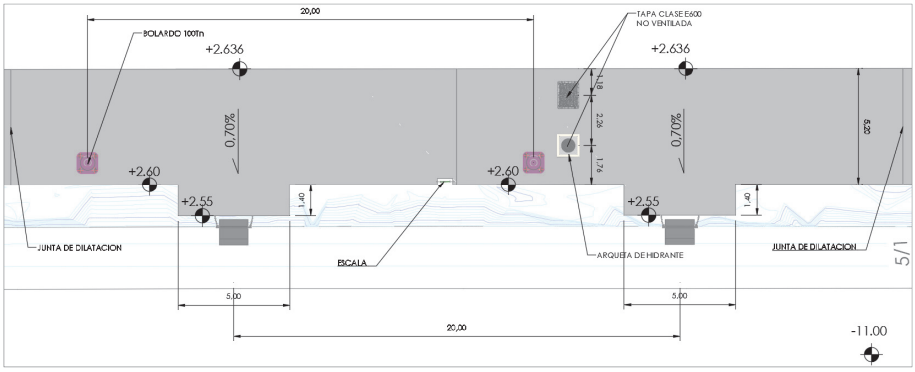


Fig. 14. Vista en planta de la solución propuesta

El sistema de atraque está formado por 17 defensas cilíndricas 1300 x 700 (longitud = 3 m) y el sistema de amarre por 17 bolardos de 100 t, dispuestos en ambos casos cada 20 m.

6. Cálculos de estabilidad

El método de cálculo para la verificación de la sección tipo del muelle siguiendo la ROM 0.0, es de Nivel I, de Coeficientes de seguridad parciales, dado que los tramos de cálculo se clasifican según IRE/ISA como r_2/s_2.

Los modos de fallo considerados en Estados Límite Últimos para el análisis de estabilidad de la sección son: (1) Verificación de los modos de fallo tipo EQU, que incluye la seguridad al vuelco rígido y (2) Verificación de los modos de fallo tipo GEO, que incluye la seguridad frente al deslizamiento superficial estructura-banqueta, el hundimiento, el vuelco plástico y la estabilidad global.

Se consideran en el cálculo condiciones trabajo operativas (CT1), extremas de viento (CT2) y excepcionales por actuación de un sismo (CT3.3.2).

6.1. Verificación de los modos de fallo de tipo EQU

Para la comprobación de los modos de fallo de tipo EQU se aplican métodos de Nivel I, considerándose los coeficientes de seguridad que se establecen en la ROM 0.5-05 para cada tipo de combinación.

6.1.1. Seguridad frente al vuelco rígido

Se comprueba según la metodología propuesta por la ROM 2.0-11 *y* ROM 0.5-05. El cierre en contra-cantil de la viga a ejecutar sobre la viga existente permite efectuar la consideración de que ambas actúan como un único sólido rígido de cara a la verificación del modo de fallo de vuelco rígido del conjunto sobre el bloque de hormigón en masa.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La condición de trabajo CT2 es la más desfavorable bajo la combinación de cargas dada por la Hipótesis 3 con un coeficiente de seguridad (CS = 1,32 > 1,80).

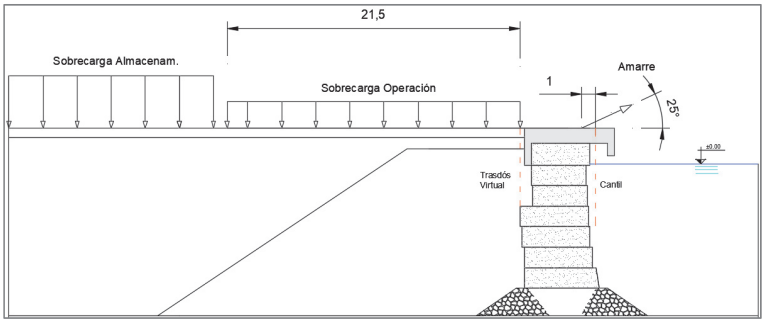


Fig. 15. Croquis Hipótesis 3

6.2. Verificación de los modos de fallo de tipo GEO

Los modos de fallo de tipo geotécnico, a excepción del fallo por deslizamiento estructura - banqueta de cimentación, se verifican aplicando métodos de Nivel II.

Las modelaciones numéricas del proceso constructivo del muelle se realizan mediante el uso del programa computacional de elementos finitos bidimensionales PLAXIS V.8. Puesto que el procedimiento de cálculo del coeficiente de seguridad de este método no se ajusta a la metodología establecida por la ROM 0.5-05, se realiza un análisis de sensibilidad que permite valorar la incertidumbre del coeficiente de seguridad obtenido y determinar el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo asociada al mismo.

En la verificación de modos de fallo adscritos a estados límite últimos, se asigna toda la probabilidad de fallo disponible para la obra ($p_{f,ELU} = 0,10$) a la suma de probabilidades de los modos de fallo en las condiciones de trabajo e hipótesis de combinación más críticas para el dimensionamiento de la obra y se verifica, para el resto de modos de fallo considerados individualmente, que se cumple el criterio incondicional de "no fallo", equivalente a $p_{f,ELU} < 10^{-3}$.

6.2.1. Seguridad frente al deslizamiento hormigón – banqueta de apoyo

Se sigue la metodología expuesta en el apartado 3.5.5 de la ROM 0.5-05 y se aplican métodos de Nivel I. La condición de trabajo CT2 es la más desfavorable bajo la combinación de cargas dada por la Hipótesis 3 con un coeficiente de seguridad (CS = 1,49), superior al valor mínimo 1,30 recogido en la ROM 0.5-05.

6.2.2. Seguridad frente al vuelco plástico, hundimiento y estabilidad global

Los resultados de la verificación de los estados límite últimos de tipo geotécnico con aplicación de métodos de Nivel II muestran como caso crítico la situación de sismo CT3.3.2 en Hipótesis 3 (Fig. 15), que presenta un coeficiente de seguridad superior a la unidad CS = 1,057. Adoptando este valor como coeficiente de seguridad de referencia, el resultado del análisis de sensibilidad ($p_{fallo\ anual} = 9,14 \cdot 10^{-5}$) muestra que la probabilidad de fallo anual obtenida es inferior a la probabilidad máxima de fallo recomendada por la ROM 0.5-0.5 ($p_{fELU} = 10^{-3}$) para índices ISA bajos y modos de fallo no principales y se concluye que la sección es estable.

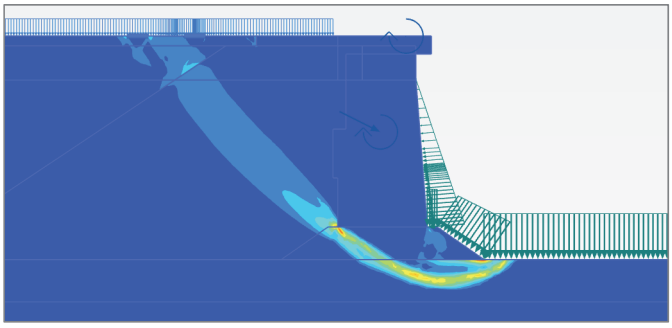


Fig. 16. Rotura del terreno según modelo numérico. Caso de carga CT3.3.2. Hipótesis 3

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7. Proceso constructivo

Como consecuencia del estudio y proyecto realizado, la Autoridad Portuaria de Alicante ha llevado a cabo la ejecución de la obra que se describe en el presente artículo.

Los trabajos de obra se desarrollaron en dos fases con el objetivo de que el muelle permaneciese parcialmente operativo la mayor parte del tiempo posible. La primera fase consideró el dragado y los tajos para ejecución de las obras en los primeros 200 m de alineación con inicio la sección de cierre del Muelle 13 (tramo 1). En la segunda fase de las obras los trabajos se desarrollaron en los restantes 155 m de muelle (tramo 2).

La obra se ejecutó en módulos tipo, sumando un total de 16 módulos de 20 m de longitud y un módulo en el tramo final de 25 m.

Las siguientes figuras constituyen un resumen gráfico de las principales actividades que formaron parte de las obras definidas en el Proyecto de construcción de la adecuación de la viga cantil del Muelle11.

Fig. 18. Dragado y demoliciones

Fig. 19. Ejecución de la viga cantil. Excavación en zanja y ejecución del tacón

Fig. 20. Ejecución de la viga cantil. Encofrado del voladizo y faldón

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 21. Ejecución de la viga cantil. Armado e instalación de la red de agua potable

Fig. 22. Ejecución de la viga cantil. Instalación de cantoneras y bolardos

Fig. 23. Ejecución de la viga cantil. Hormigonado y juntas de dilatación

Fig. 24. Finalización del módulo

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Finalmente, se ejecuta el pavimentado del muelle y rampa de acceso, quedando el muelle remodelado con el aspecto que se muestra en la siguiente imagen.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Autoridad Portuaria de Alicante la información facilitada.

Referencias

"Proyecto reformado del modificado de nuevos Muelles en Poniente y dársena de embarcaciones de pesca del Puerto de Alicante", (1955).

"Proyecto de Ampliación del Muelle Nº11", (1975).

"Proyecto de Ampliación del Muelle Nº11 y 7+9 del Puerto de Alicante", (2003).

"Proyecto de Construcción de la prolongación del Muelle 13 del Puerto de Alicante", (2017).

R.O.M. 0.0-01: Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias

R.O.M 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.

R.O.M 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre.

EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Adecuación muelle de raíces para nuevos tráficos en el Puerto de Avilés

Pita Olalla, Eloy[a]; Sánchez-Barriga Marín, Mario[b] y Sánchez Luzón, Olga Mª [c]

[a]Director General Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla 6, Portal 1, 1ºA, 28036 Madrid, España. Tlf.: +34 913785266 e-mail: epita@increa.eu; [b]Ingeniero Proyecto Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla 6, Portal 1, 1ºA, 28036 Madrid, España. Tlf.: +34 913785270 e-mail: msanchezb@increa.eu; [c]Jefa del Departamento de Infraestructuras y Conservación. Autoridad Portuaria de Avilés, Travesía de la Industria, 98 33401 - Avilés (Asturias). Tlf +34 985541111 email: osanchez@puertoaviles.com

Resumen

La Autoridad Portuaria de Avilés (APAv) se plantea acometer una actuación para aumentar el calado del Muelle de Raíces hasta los 14 m y acondicionar la explanada trasera para soportar la sobrecarga de almacenamiento de 100 kN/m2 y 50 kN/m2 de carga de operación.

Por ello, planteó un Concurso que fue ganado por la UTE Increa-Tecnoambiente, para la redacción de un Proyecto Básico que definiera la ampliación de calado en toda la longitud del muelle y un Documento Ambiental que sirviera de base para tramitar ambientalmente las obras, fase que quedó iniciada el pasado 22 de diciembre de 2018 con la publicación en BOE del Estudio de Impacto Ambiental elaborado.

Previamente a la redacción del Proyecto Básico, se ha desarrollado un completo estudio de alternativas cuyo fruto fue la elección de una tipología de sección tipo formada por una tablestaca principal, anclada en una tablestaca trasera, con la singularidad del diseño de una losa de descarga apoyada en la tablestaca y el muelle existente.

Palabras clave: *Avilés, tablestacas, calado, muelle, ampliación, hinca, dragado.*

1. Introducción y antecedentes.

El Puerto de Avilés es un puerto de interés general que se sitúa en la fachada Norte (Mar Cantábrico). Presta servicio a la industria pesada y del metal de la zona, tanto en importación como exportación. Se trata de un Puerto granelero, moviendo 5 millones de toneladas al año.

El Muelle de Raíces está situado en la margen izquierda de la Ría de Avilés y fue construido entre los años 1929-1935. Tiene una sección tipo de gravedad con bloques de hormigón. Cuenta con 823 m de longitud de línea de atraque, 8 m de calado nominal y tiene la cimentación situada a la cota -8,7 m respecto al cero del Puerto. La anchura de la explanada es de 300 m.

Fig. 1. Ubicación del Muelle de Raíces en el Puerto de Avilés

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La Autoridad Portuaria de Avilés (APAv) se plantea acometer una actuación para aumentar el calado hasta 14 m y acondicionar la explanada trasera para soportar la sobrecarga de almacenamiento de 100 kN/m2, con una carga de operación en muelle de 50 kN/m2.

Con estas premisas, en julio de 2016, la APAv adjudica a la unión temporal de empresas (UTE) INGENIERÍA CREATIVA PITA S.L.-TECNOAMBIENTE S.L. la contratación del servicio de "Asistencia Técnica para la redacción del Anteproyecto y Documento Ambiental de las Obras de Adecuación del Muelle de Raíces para Nuevos Tráficos".

El objetivo es realizar un Proyecto Básico que defina la ampliación de calado en toda la longitud del muelle y un Documento Ambiental que sirva de base para tramitar ambientalmente las obras, fase que quedó iniciada el pasado 22 de diciembre de 2018 con la publicación en BOE del Estudio de Impacto Ambiental elaborado.

El mayor condicionante será el aspecto ambiental, dado que el material a extraer es de Categoría C según las "*Directrices para caracterización del material de dragado y su reubicación en el dominio Público marítimo terrestre"* de 2017. Por ello, se tratará de dar uso productivo al material.

Para no afectar al muelle existente, el aumento de calado se consigue adelantando el nuevo cantil 10 m aproximadamente hacia el agua, dejándolo de este modo alineado al muelle colindante (Raíces-Ampliación). El muelle antiguo quedará integrado dentro del nuevo, formando parte de su trasdós.

2. Estudio de alternativas

2.1 Introducción

Previamente a la redacción del Proyecto Básico, se ha desarrollado un completo estudio de alternativas. Esta tarea es fundamental antes de la elección de una tipología para el muelle. Se analizaron las siguientes:

- Alternativa 1: Muelle de tablestacas.
- Alternativa 2: Muelle de tablestacas con losa de descarga.
- Alternativa 3: Muelle de pilotes.
- Alternativa 4: Muelle de bloques.

2.2 Alternativa 1: Muelle de tablestacas

La alternativa de tablestacas consiste en la ejecución de una pantalla principal con un tirante que se ancla a una tablestaca de reacción o contra-tablestaca.

Esta es la primera alternativa que surge debido a que es capaz de absorber todo el material excavado.

La principal ventaja de esta alternativa es que medioambientalmente se evita la necesidad de llevar a vertedero el material excavado, pues permite la colocación de la totalidad del material en el trasdós de las tablestacas. Por tanto, hay un total confinamiento del material durante la ejecución del mismo.

La principal desventaja es que el perfil de acero requerido es de gran capacidad mecánica (perfil combinado HZ 1080M C C-24/ AZ 25-800), siendo además necesario su hinca en el lecho rocoso en una gran parte de la longitud del muelle. Aunque en estos estudios estamos recurriendo a la perfilería de tablestacado de la prestigiosa casa Arcelor, serían válidos perfiles equivalentes de cualquier otro suministrador que cumpla con los estándares de calidad.

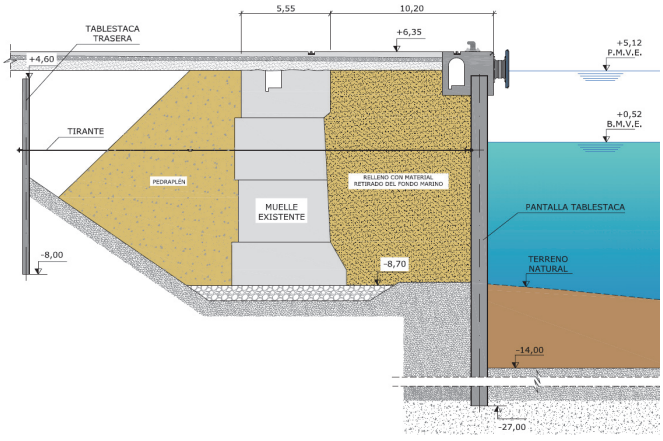


Fig. 2. Alternativa 1: Muelle de tablestacas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2.3 Alternativa 2: Muelle de tablestacas con losa de descarga

Como variante de la alternativa anterior, surge la alternativa 2 como una solución de tablestacas coronada con una losa de descarga entre la tablestaca y el muelle existente. De esta manera, las cargas sobre la losa se transmitirían sobre la tablestaca y al muelle existente como axil en lugar de como empuje lateral, aprovechando que las tablestacas combinadas HZ/AZ soportan bien los esfuerzos axiles. Esta alternativa permitiría, además de subir la cota de empotramiento de la tablestaca, reducir el perfil de tablestaca y por tanto, ahorrar en acero y en preforos en la roca.

Se consigue reducir el perfil hasta un combinado HZ 1180M A C-12/ AZ 25-800.

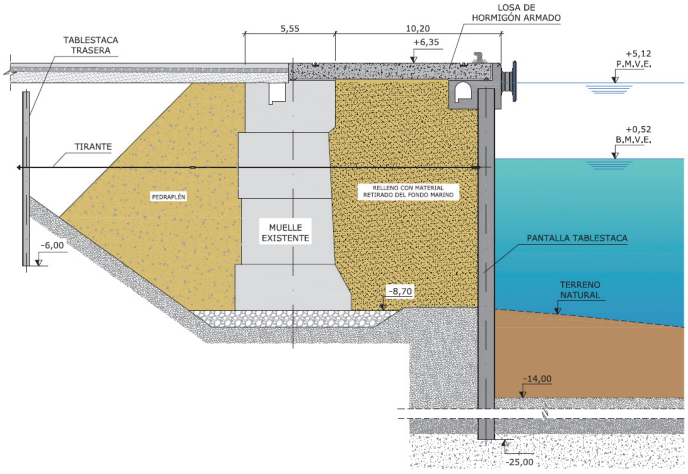


Fig. 3. Alternativa 2: Muelle de tablestacas con losa de descarga

2.4 Alternativa 3: Muelle de pilotes

La alternativa de muelle de pilotes consiste en ejecutar una nueva estructura delante del muelle actual para lograr el calado necesario.

El muelle de pilotes seguiría la concepción estructural habitual para este tipo de actuaciones: pilotes, vigas prefabricadas, prelosas prefabricadas y losa ejecutada in situ.

Según los estudios realizados en fases preliminares al presente estudio, el muelle existente no es estable para cargas de almacenamiento de 100 kN/m2. Por ello, en esta alternativa, y para garantizar la estabilidad del muelle existente, se contempla la posibilidad de un tratamiento del terreno. Se propondría la realización de tres alineaciones de jet-grouting, dado el buen comportamiento de este tipo de tratamiento del terreno en terrenos granulares. Las columnas de jet grouting se estima que podrían necesitar alcanzar la cota -18 m.

La principal ventaja es que se emplea una tipología similar a la de Ampliación de Raíces, por lo que la APAv ya tiene mucha experiencia en la zona con los pilotes.

La alternativa de pilotes tiene un inconveniente ambiental, y es la no necesidad de rellenos y por tanto, requiere llevar todo el material extraído para lograr el calado necesario a la zona de vertido estipulada por la APAv.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

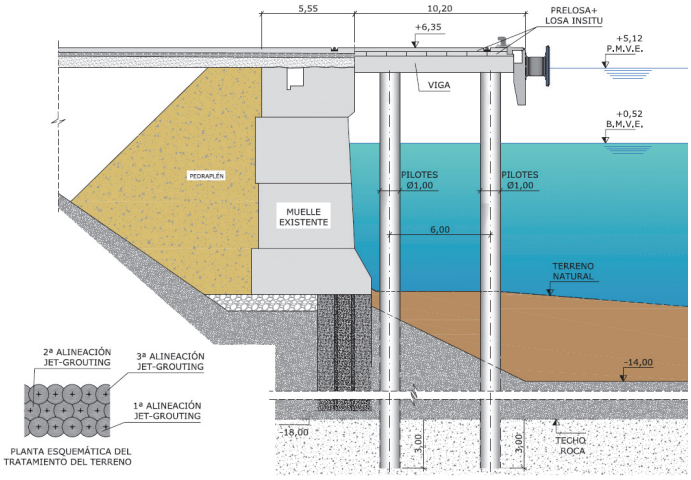


Fig. 2. Alternativa 4: Muelle de pilotes

2.5 Alternativa 4: Muelle de bloques

Se contempla como Alternativa 4 una solución de gravedad formada por un muelle de bloques de hormigón.

Tras analizar la geometría de la ampliación y sus condiciones de estabilidad, se contemplan cuatro tipos de bloques distintos:

- Un bloque de cimentación, de mayor anchura, que tendrá una geometría de 8 m x 6,6 m, posicionándose sobre una banqueta de cimentación debidamente enrasada.
- Un primer bloque intermedio, de 7 m x 4 m.
- Un segundo bloque intermedio, de 6 m x 4 m.
- Un bloque de coronación, de 6 m x 4 m que sobresaldría un poco respecto a los bloques inferiores y definiría el cantil. En dicho bloque se dispondría de la galería de servicios y serviría de viga cantil, colocándose en él los bolardos y defensas necesarios.

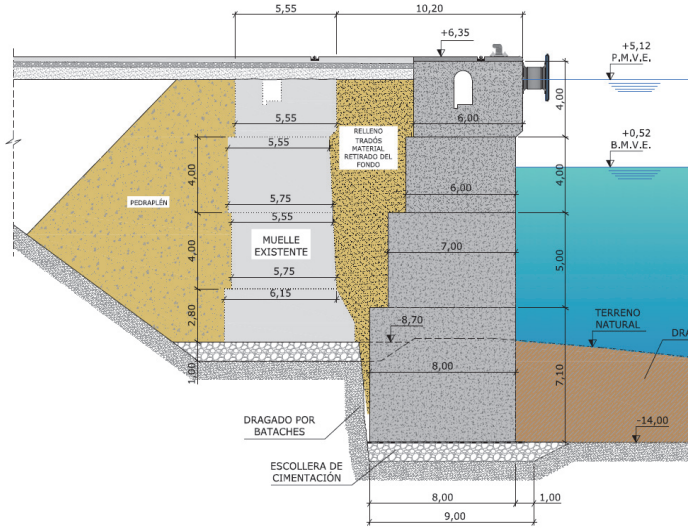


Fig. 5. Alternativa 4: Muelle de bloques

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Debido al gran calado del muelle (14 m en bajamar y 17 m en pleamar) y a la gran altura de tierras en el trasdós (18,85 m) serán necesarios bloques de grandes dimensiones, especialmente en la cimentación del muelle. Estos bloques serán de mayor tamaño que los bloques del muelle actual debido a la mayor altura de tierras en el trasdós y a que el muelle actual no es estable bajo las nuevas cargas según el estudio previo realizado por la APAv, y puede fallar en el futuro.

Por las limitaciones geométricas de la ampliación del muelle no parece posible ejecutar el nuevo muelle de bloques sin descalzar la estructura existente. Para solventarlo se propone realizar la excavación del nuevo muelle por bataches, lo que podría requerir realizar inyecciones.

La principal desventaja de esta alternativa es que existe un claro peligro de descalce del muelle, por lo que debe tenerse en cuenta durante la fase de ejecución de las obras, así como los problemas que ocasiona la presencia del actual muelle, que debe seguir en explotación durante las obras.

2.6 Análisis multicreterio

Tras realizar el análisis multicriterio, la Alternativa con mayor puntuación es la **Alternativa 2 de tablestaca con losa de descarga**.

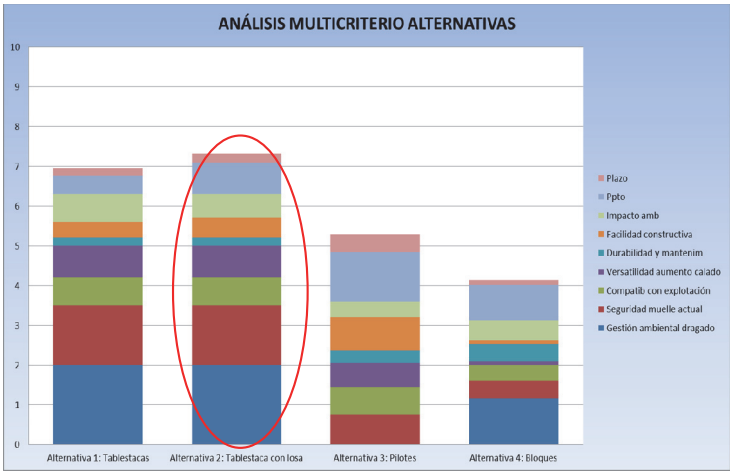


Fig. 6. Análisis multicriterio

3. Viabilidad de la hinca de tablestacas

Según el análisis geotécnico, la hinca de tablestacas es viable mediante vibrador en la parte arenosa y martillo en el estrato rocoso. Esta hinca de las tablestacas en roca se garantiza mediante la ejecución previa de taladros (técnica de pre-drilling, con preforos) para debilitar la roca antes de la hinca.

En caso de que se detectasen problemas de hinca en un tramo donde no estaba previsto la presencia de roca, se recurrirá a la ejecución de taladros (técnica de post-drilling) próximos al perfil principal (HZ) para disgregar la roca en el entorno del perfil de tablestaca en cuestión.

Los perfiles intermedios (AZ) no alcanzan la roca, por lo que no se prevé que necesiten sistemas de ayuda a la hinca.

En cualquier caso, será necesario adoptar medidas especiales, tales como el corte curvo y refuerzo del pie de los perfiles principales (HZ) de las tablestacas.

Dado que las argilitas constituyen una roca blanda, existiría también la posibilidad de utilizar un martillo de gran capacidad. De esta manera, se reduciría significativamente el coste de disponer de preforos.

Cabe destacar que existen experiencias exitosas previas de hinca de tablestacas combinadas HZ/AZ en roca blanda.

Por otro lado, antes de llegar a la roca, es necesario atravesar el nivel de arcillas limosas. Según el Estudio Geotécnico, en este nivel se han obtenido valores de resistencia a compresión simple inferiores a 140 kPa, que equivale a una resistencia a corte sin drenaje de 70 kPa. Según la bibliografía técnica existente, la hinca de este nivel sería viable con la utilización de martillo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Caracterización del material a extraer

El aumento de calado del muelle lleva aparejada una extracción de material del pie de muelle hasta la cota -14 m y en un ancho de 40 m medido desde el cantil, de modo que el buque tipo pueda atracar y garantizarse su plena operatividad.

El material ha sido caracterizado según las "Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre" (CEDEX Julio 2015) (en adelante DCMD), las cuales han sustituido a las anteriores Recomendaciones para la Gestión del Material a Dragar en los Puertos Españoles (RGMD CEDEX 1994).

Los trabajos de caracterización han constado de las siguientes fases:

1. Realización de una campaña de toma de muestras de sedimento superficial desde embarcación, con un total de 8 muestras tipo M (Muelle).
2. Realización de una campaña de toma de muestras de sedimento en profundidad, mediante vibrocorer. Se ha tomado un total de 5 muestras.
3. Sobre cada muestra, se ha llevado a cabo una caracterización preliminar, con ensayos de microbiología, dada la cercanía de zonas de baño; en función de los resultados obtenidos, se completan los ensayos con una Caracterización Química de los materiales según las DCMD.
4. En el caso de las muestras que superaran los umbrales de la Categoría C, será necesario realizar ensayos desde el punto de vista del Anexo III de la Ley 22/2011, de residuos, para clasificarlo en último caso como peligroso o no peligroso.
5. Tipificación y clasificación de los materiales en función de las categorías de las DCMD.
6. Valoración del tipo de gestión en base a la tipificación y clasificación de los materiales.

Tras los ensayos realizados, el material a extraer ha sido catalogado como **Categoría C y no peligroso**, por lo que debe ser confinado.

Así pues, el uso productivo que se le da a este material será su vertido en el recinto cerrado que se forma entre el muelle de tablestacas y el muelle actual, quedando confinado y aislado del resto del medio natural.

5. Proyecto Básico

Una vez realizado el estudio de alternativas y decidida la opción a desarrollar, se redacta el Proyecto Básico para realizar la tramitación ambiental del Proyecto.

La tablestaca se hinca con su eje a una distancia de 8,26 m respecto al cantil actual, que sumado el vuelo de la viga cantil, consigue alinear el nuevo cantil con el existente con el muelle contiguo, la Ampliación del Muelle de Raíces. El ancho de la ampliación respecto al cantil actual será de 9,61 m.

Para la ejecución del muelle, se decide emplear la tipología de tablestacas que se describen a continuación.

La estructura estará formada por una pantalla de tablestacas delantera y otra trasera, unidas entre sí mediante tirantes de acero.

La pantalla de tablestacas delantera será combinada tipo HZ/AZ, compuesta por un perfil principal tipo HZ cada 1,927 m y entre ellos, un perfil intermedio tipo AZ. El perfil principal HZ será 1180M D-14 y llegará hasta la cota -24,0 y entre los perfiles principales se hincará el perfil tipo AZ 20-700 hasta la cota -17,0. La cota de coronación de la tablestaca delantera es de +4,60 m.

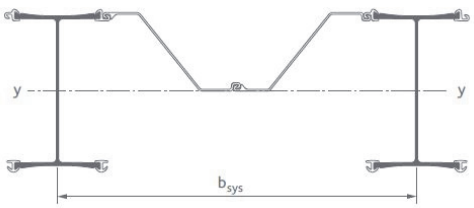


Fig. 7. Detalle perfil tablestaca delantera

La pantalla de **tablestacas delantera** será una combinada tipo HZ/AZ, compuesta por un perfil principal tipo HZ cada 1,927 m y, entre ellos, un perfil intermedio tipo AZ. El perfil principal HZ será 1180M D-14 y alcanzará la cota -24 m y entre los perfiles principales se hincará el perfil tipo AZ 20-700 hasta la cota -17 m. La cota de coronación de la tablestaca delantera es de +4,60 m.

La pantalla de **tablestaca trasera** será tipo AZ 36-700 N y se ejecuta a 30 m de distancia de la delantera. Se hinca hasta la cota -8 m y corona a la cota +5 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La tablestaca delantera irá anclada a la trasera mediante **tirantes** ASDO 500 M130/120, colocados cada 1,927 m, que atravesarán los bloques del muelle existente (previa perforación de los mismos).

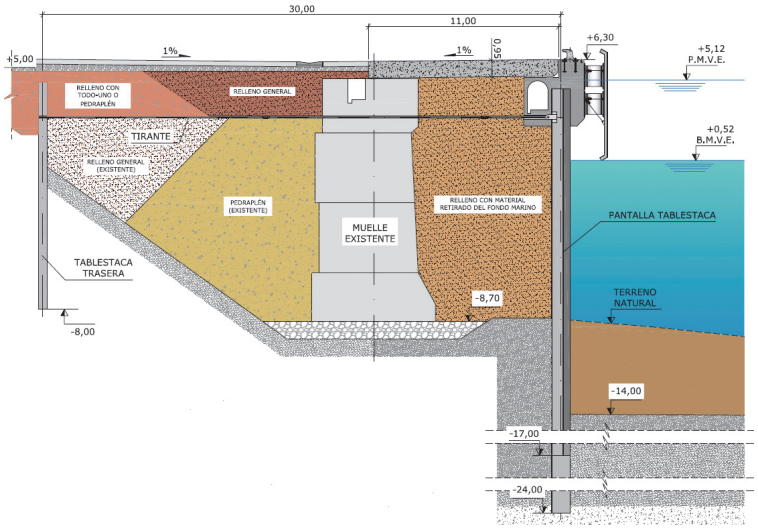


Fig. 8. Sección tipo Proyecto

Para reducir los esfuerzos generados por el empuje del relleno sobre la tablestaca principal y permitir el diseño óptimo de la solución con tablestacas, se proyecta una **losa de descarga**, de 11,64 m de longitud y 0,95 m de espesor, apoyada, por un lado, en el eje de la tablestaca delantera y, por otro, en el eje del muelle actual. De esta manera, las cargas de operación son transmitidas mediante axil a la tablestaca y al muelle existente, no produciendo empujes adicionales sobre la tablestaca delantera.

Una vez hincadas las tablestacas y colocados los tirantes, es necesario realizar las operaciones de **extracción del material** sumergido a pie de muelle para aumentar el calado desde la cota aproximada de -8,7 m (referida al Cero del Puerto) hasta la cota -14 m. Se excavará una fosa de 40 m de ancho desde la línea de cantil a lo largo de todo el muelle. El volumen de material a extraer asciende a 85.000 m3.

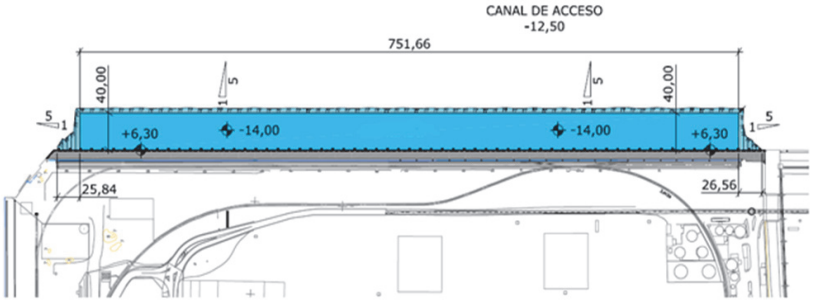


Fig. 9. Zona extracción material

El material ha sido caracterizado según las "Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre" (CEDEX Julio 2015) (DGMD) como **Categoría C y no peligroso**, por lo que debe ser confinado. Así pues, será "colocado" en el recinto cerrado que se forma entre el muelle de tablestacas y el muelle actual, quedando confinado y aislado del resto del medio natural. Por tanto, no se produce ningún excedente de material, cumpliendo así con las DGMD y con el RD 105/2008. Su vertido será lento, para garantizar su sedimentación y así, por un lado, reducir empujes contra la tablestaca y, por otro lado, evitar que pueda salir material en suspensión a la ría.

Para dar forma al cantil del muelle, transmitir sus cargas a las tablestacas y permitir la ubicación de la galería de servicios y los elementos de atraque y amarre se diseña una **viga cantil.** También tiene la función de transmitir las cargas desde la losa de descarga hasta la tablestaca. Sus dimensiones exteriores son de 3,8 m de alto y 3,5 m de ancho.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El muelle irá dotado de **bolardos** de 100 t cada 25 m y **defensas** cilíndricas SD-1150-H con escudo rectangular de 6 m x 2 m cada 12,5 m.

Además, se diseña un **pavimento** de hormigón armado con fibras en la zona de operación y se realiza el prediseño de las **instalaciones** necesarias: drenaje, abastecimiento, red contraincendios y red eléctrica y de comunicaciones.

La APAv, a pesar de tramitar ambientalmente la actuación completa, por motivos presupuestarios tiene previsto laminar la inversión en el tiempo y desarrollar esta actuación por tramos de 205 m de longitud cada uno, que irá ejecutando de manera secuencial.

6. Tramitación ambiental

La tramitación ambiental se realiza en cumplimiento de la Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental.

Los espacios Red Natura 2000 en la zona de actuación son: ZEC Cabo Busto-Luanco (ES1200055) y la ZEPA Cabo Busto-Luanco (ES0000318). Además, toda la zona de actuación está, asimismo, próxima a los Monumentos Naturales Charca de Zeluán y Ensenada de Lloredo.

Se decide realizar una tramitación ambiental ordinaria por el principio de cautela por parte de la APAv.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Nueva Terminal de GNL en el Mar Rojo (Sudán)

Capote, Alfonso[a]; Zamora, Daniel[b] y Contreras, Marta[c]
[a]Acciona Ingeniería alfonso.capote.garcia@acciona.com, [b]Acciona Ingeniería daniel.zamora.serrano@acciona.com [c]Acciona Ingeniería marta.contreras.gonzalezrosell@acciona.com

Resumen

ACCIONA ha redactado el proyecto de la Nueva Terminal de GNL del Mar Rojo (Sudán), que constituirá la primera y única entrada de gas natural en Sudán. La nueva terminal permitirá suministrar gas a una central de ciclo combinado, alimentar a varias fábricas de cemento y llevar gas natural a los hogares de las principales ciudades del país. Se trata de una terminal de importación de gas natural con capacidad para dar servicio a dos buques tipo Q-MAX, los más grandes de su categoría. Los trabajos consistieron en la visita, caracterización, evaluación y comparación de dos posibles ubicaciones a lo largo de la costa de Sudán. En esta fase se tuvieron en cuenta no sólo aspectos técnicos, sino también sociales (núcleos poblacionales, desarrollo), ambientales (naturaleza coralina del fondo, dragado) y, económicos. Tras plantear diferentes alternativas para cada ubicación, se seleccionó Port Sudán como la ubicación preferida, y para la alternativa en planta más ventajosa, se desarrolló un proyecto FEED que a la fecha forma parte de la documentación de un EPC en marcha para la construcción de la terminal.

Palabras clave: *gas natural, Sudán, Q-MAX, coral, Mar Rojo, cajones, dragado.*

1. Introducción

Sudán no dispone en la actualidad de ninguna infraestructura gasística, ni de puntos de entrada de gas natural al país o conexiones con redes de países limítrofes.

El gobierno sudanés, por medio de la empresa semi-estatal SUNAGAS, lanzó en el año 2016 los trabajos para diseñar una terminal de importación de gas natural por vía marítima, y un gasoducto de unos 1000 km que conectara dicha terminal con la capital del país, Jartum.

ACCIONA ha sido la responsable del diseño de las obras marítimas de la nueva terminal, incluyéndose entre ellas los siguientes elementos:

- Plataforma de descarga de gas.
- Duques de alba de atraque y amarre.
- Trabajos de dragado para aseguramiento de los calados requeridos.
- Toma y vertido de agua para regasificación.
- Protección de explanadas ejecutadas mediante rellenos ganados al mar.

Los trabajos se dividieron en dos fases:

- Fase 1: Pre-FEED, incluyendo un estudio de posibles ubicaciones para la terminal y varias alternativas para cada ubicación.
- Fase 2: FEED, que desarrolló un diseño para la ubicación y alternativa seleccionadas.

2. Marco de los trabajos

Sudán es un país relativamente desconocido, aunque en la primera mitad de 2019 ha estado más presente en los medios debido al golpe de estado que ha acabado con la dictadura militar gobernante durante los últimos 30 años.

Sudán fue colonia británica hasta 1956, año en el que consiguió su independencia. Aunque se administró como un único territorio, Sudán está formado por dos territorios bastante diferentes: el norte, de religión mayoritariamente musulmana, más árido y muy ligado a la cultura árabe con gran influencia saudí; y el sur, de mayoría cristiana, y de clima, vegetación y cultura más del áfrica sub-sahariana. El conflicto norte-sur ha estado detrás de gran parte de los conflictos que ha sufrido el país.

Casi a continuación de conseguir la independencia tiene lugar la 1ª Guerra Civil Sudanesa (1956 a 1972). Le sigue posteriormente un período de cierta paz hasta 1983, cuando comienza la 2ª Guerra Civil Sudanesa (1985 a 2005).

En el año 2011 Sudán se separa en dos países: Sudán y Sudán del Sur.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Además de su extrema pobreza y mínimo nivel de desarrollo, Sudán presenta la peculiaridad de ser uno de los países que junto con Irán, Irak, Libia, Somalia, Yemen y Siria, forman la "lista negra" de los EEUU por supuesta financiación y apoyo al terrorismo islamista.

El conflicto con los EEUU se traduce en que Sudán sufre un bloqueo internacional. Esto afectó al proyecto en el sentido de que el cliente, sudanés, no permitió utilizar ninguna normativa estadounidense, ni hacer referencia a equipos, brazos de carga, etc. norteamericanos.

A consecuencia del aislamiento, Sudán ha orientado parte de sus relaciones comerciales internacionales, y en concreto el sector de la construcción, hacia las empresas chinas. Los bancos chinos ofrecen financiación para la construcción de infraestructuras y a cambio exigen, entre otras cosas, que las obras de construcción sean ejecutadas por empresas constructoras chinas. Generalmente también los proyectos son redactados por empresas chinas, empleando además normativa china, lo que hace que sea muy complicado controlar el diseño.

Esta cuestión de la dependencia de las empresas chinas se tradujo en que el cliente impuso la utilización de estándares y códigos de diseño internacionales, principalmente europeos, y nunca chinos.

Completando el marco en el que se desarrolló el proyecto, además de estos condicionantes "no técnicos", el cliente definió un único requisito técnico: la terminal debía ser capaz de dar servicio a dos buques tipo Q-MAX, los gaseros más grandes que existen hoy en día. Estos buques cuentan con capacidades de almacenamiento de 256.000 m^3, y presentan esloras de 345 m, mangas de 55 m y calados máximos de 12,50 m.

3. Objetivo y estructura del proyecto

El objetivo del proyecto es el de llevar gas natural a Sudán para abastecer una central térmica que se pretende construir en la costa del Mar Rojo, en las proximidades de Port Sudan. Para ello se ha previsto proyectar y construir una terminal de importación de GNL. Esta terminal quedará además unida con Jartum, la capital del país, mediante un gasoducto de 1000 km de longitud que se aprovechará para suministrar gas a varias centrales de fabricación de cemento. El país sueña además con llevar gas a países más al sur, como a Uganda, Eritrea y Somalia.

Los trabajos se dividieron en dos fases: una primera fase Pre-FEED centrada en la búsqueda y selección de ubicaciones, y una segunda fase FEED en la que se desarrolló una solución concreta.

4. Fase 1: Pre-FEED

Los trabajos de la fase Pre-FEED se centraron en la evaluación de dos posibles ubicaciones para la nueva terminal de importación de gas, con el objetivo de seleccionar una de ellas y presentar al cliente una primera propuesta conceptual.

En esta etapa se incluyeron:

- Selección y visitas de campo a las ubicaciones.
- Informes de caracterización de las ubicaciones.
- Propuestas conceptuales de la terminal, proponiendo 4 alternativas para cada ubicación.
- Evaluación de las propuestas con matriz multicriterio, en base a una serie de factores relevantes.
- Evaluación de las alternativas en base a los criterios clave definidos, y preparación de matriz multicriterio.
- Selección de la ubicación y alternativa a desarrollar en la fase FEED.

Se consideraron dos posibles ubicaciones: Port Sudan, una ciudad relativamente importante, y Suakin, una población más pequeña. La realidad fue que, aparte de estas dos localizaciones, en los 600 km de costa que tiene Sudán en el Mar Rojo no se identificaron más ubicaciones realmente viables.

4.1 Suakin

Suakin es una pequeña localidad histórica, de unos 40.000 habitantes, en la que tuvieron lugar acontecimientos importantes durante el conflicto que desembocó en la independencia de Sudán del Imperio Británico. Cuenta con un puerto antiguo, y con instalaciones dedicadas principalmente a la pesca.

Suakin presenta unas condiciones naturales ideales en cuanto a protección frente al oleaje y corrientes, y cuenta con un canal de acceso de 270 m de anchura, con profundidades entre 12 y 16 m, que une el puerto antiguo con el Mar Rojo. En la margen Sur del canal existen varios muelles, dedicados principalmente al comercio de cabras con Arabia Saudí.

Al Sur del canal de acceso se identificaron áreas ganadas al mar de unos 540.000 m^2, y se consideraron en principio susceptibles de albergar los depósitos de gas y la terminal de regasificación en tierra.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

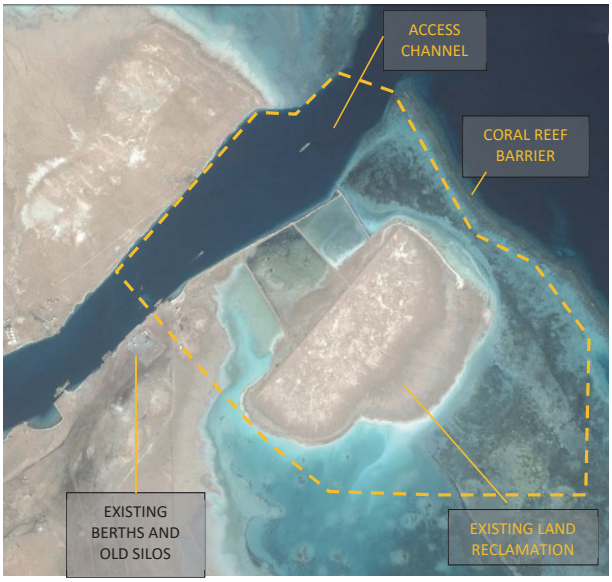


Fig. 1. Posible ubicación Suakin

Las siguientes imágenes muestran algunos de los muelles existentes, dedicados al comercio con Arabia Saudí.

Fig. 2. Muelles existentes en Suakin

Para la ubicación de Suakin se propusieron 4 alternativas en planta, siendo la clave la utilización o no del canal de acceso como área de reviro de los buques gaseros. En aquellas alternativas en las que se consideraba el reviro en el canal de acceso, los trabajos de dragado necesarios se reducían de forma importante. Como contrapartida, se producían muchas más interferencias con el tráfico local y afección a la navegación en el canal de acceso. En el caso contrario, para evitar interferencias, se generaba una nueva superficie de agua para maniobras a costa de dragar importantes volúmenes.

Otro aspecto clave fue la utilización o no de los rellenos ganados al mar en el área al Sur del canal de acceso.

Las siguientes figuras muestran las alternativas analizadas para Suakin.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

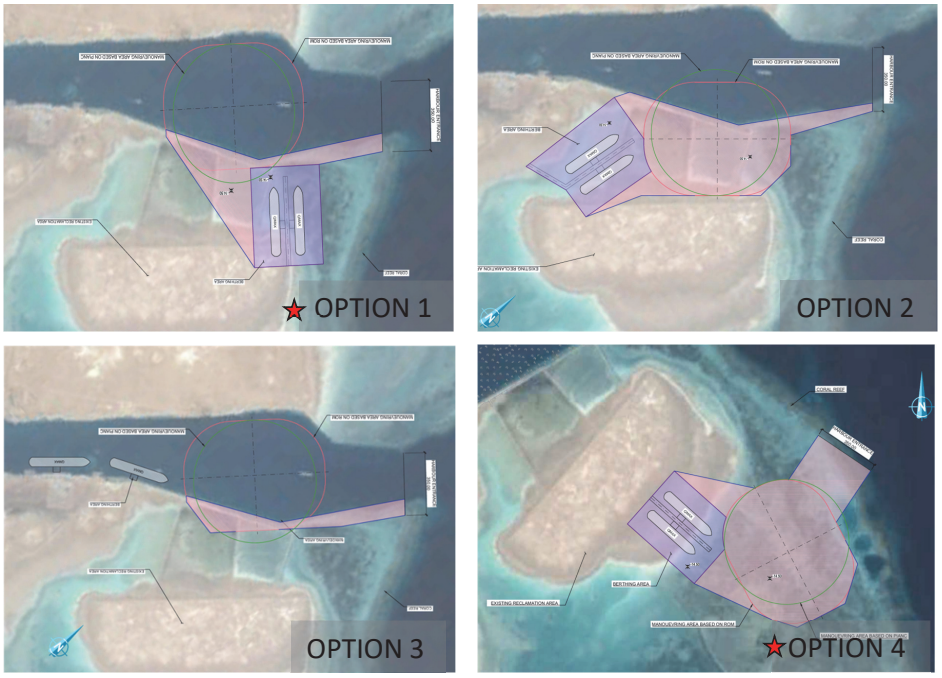


Fig. 3. Alternativas layout en Suakin

Las alternativas 1 y 4 mostradas en las figuras anteriores fueron seleccionadas como preferidas para Suakin. Se identificaron las siguientes ventajas e inconvenientes:

Ventajas:

- Buena protección frente al oleaje y las corrientes
- No excesiva afección del viento, especialmente en la Opción 1 porque los barcos quedaban orientados en el sentido de los vientos dominantes (N-S).
- Posible reducción de los trabajos de dragado en la Opción 1, aprovechando el canal de acceso (con la pega de que la interferencia con los tráficos locales era mayor).
- Disponibilidad de superficies en tierra.
- Buenas condiciones geotécnicas.

Inconvenientes:

- La entrada a través del canal de acceso se complicaba por los vientos dominantes (N-S).
- El área de reviro en el canal provocaba interferencias con los tráficos locales.
- Realizar el reviro fuera del sitio, en aguas abiertas, era una maniobra más difícil y no se recomendaba.
- Se trataba de una ubicación menos conectada y menos estratégica que Port Sudan.
- La autoridad portuaria se mostró reticente a aceptar la terminal en sus planes de crecimiento.

4.2 Port Sudan

Port Sudan es el mayor puerto de Sudán. Se trata de una población relativamente grande, de unos 300.00 habitantes, con un cierto nivel de desarrollo para los estándares en los que se mueve el país. Tiene una buena conexión con las redes de transporte, por supuesto marítimas al ser el puerto más importante del país, por carretera, y también cuenta con un aeropuerto. Previsiblemente será donde se construya la central de ciclo combinado a la que se pretende suministrar gas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

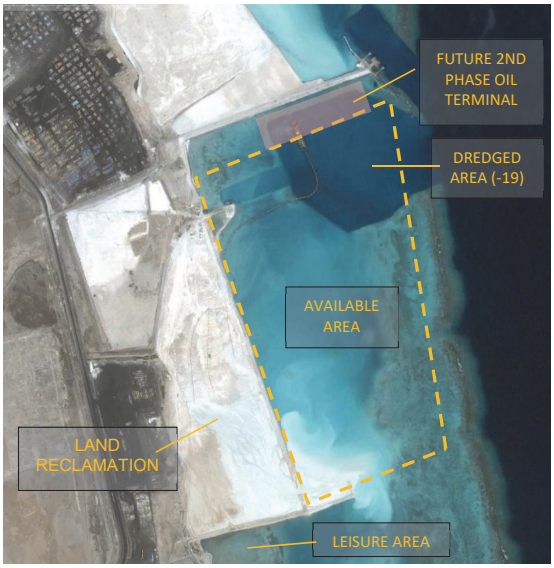


Fig. 4. Posible ubicación Port Sudan

El área identificada como susceptible de albergar la nueva terminal se sitúa al sur del canal de acceso a Port Sudan, en un área llamada Damma-Damma. Se trata de una suerte de dársena natural de unos 900.000 m^2, protegida del oleaje y las corrientes por una barrera de coral. La ubicación queda delimitada al norte por la terminal petrolífera de Al-Khair, y al sur por una zona recreativa para turismo local. Quedando situada entre unos rellenos ganados al mar mediante material dragado al oeste, y la barrera de coral al este, la zona se caracteriza por presentar calados naturales entre 1 y 2 m, excepto en una zona ya dragada a cota -19 en principio para una posible futura terminal petrolífera.

Al igual que en Suakin, se propusieron 4 opciones de distribución en planta de las nuevas instalaciones. Todas ellas consideraban la terminal al abrigo de la barrera de coral, y giraban en torno a la idea de utilizar los rellenos ganados al mar para localizar la terminal de regasificación en tierra.

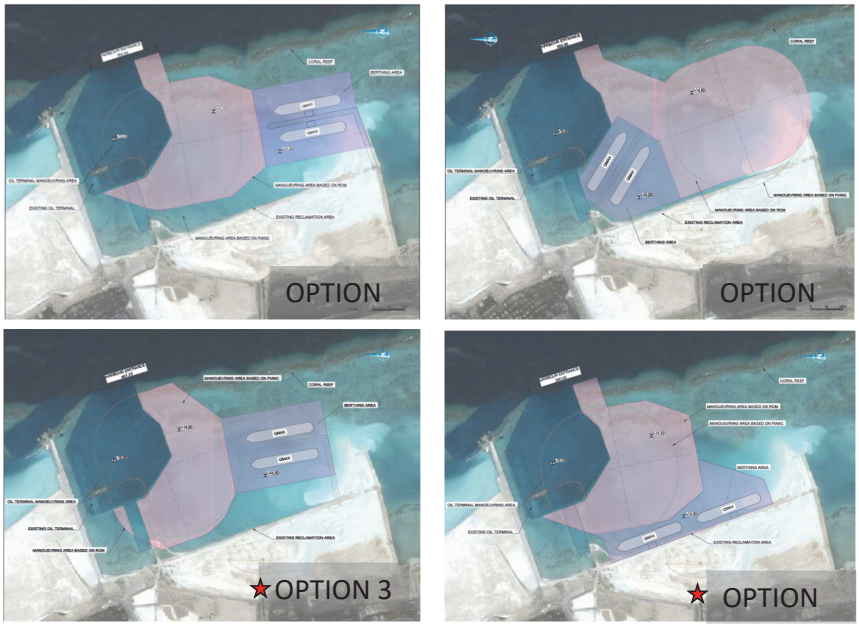


Fig. 5. Alternativas layout en Port Sudan

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Se seleccionaron las alternativas 3 y 4, y se identificaron sus principales ventajas e inconvenientes.

Ventajas:

- Excelentes condiciones de abrigo.
- Independencia total del resto de tráficos.
- Buenas condiciones geotécnicas.
- Disponibilidad de superficies en tierra.
- Cercanía a instalaciones existentes, infraestructura portuaria y conexión con redes de transporte.

Inconvenientes:

- Enormes necesidades de dragado.
- Afección al área turística al Sur.

4.3 Criterios de evaluación y matriz multicriterio

Las opciones en planta se evaluaron en función de una serie de criterios a los que se les asignó un peso. Los criterios fueron:

- Geotecnia, aunque ambas zonas son similares, sí había una diferencia por disponerse de información de campaña geotécnica previa en Port Sudan, y no en Suakin. En ambos casos calizas coralinas, y corales.
- La configuración física, valorando la protección frente al oleaje, muy buena en todos los casos.
- Acción del viento, en el sentido de orientación. En este sentido era preferible la orientación N-S que es la dirección de los vientos dominantes.
- Operaciones marítimas, valorando la accesibilidad, la dificultad del reviro, etc.
- Interferencia con otros tráficos.
- Necesidades de dragado. En todas las alternativas se trataba de dragar coral, con las dificultades que eso implica y requiriendo una draga con cortador.
- Localización, en el sentido de evaluar la ciudad, accesos, cercanía a industrias, etc.
- Limitaciones ambientales y aspectos sociales, como cercanía a lugares turísticos, afección a población, etc.
- Interferencia con planes de las autoridades portuarias o la administración.
- Coste.

4.4 Alternativa seleccionada

Como resultado de la fase Pre-FEED se seleccionó Damma-Damma (Port Sudan) como ubicación preferida para la nueva terminal de GNL, identificándose además la Opción 4 como la más ventajosa.

La solución a desarrollar en la fase FEED consideró los dos atraques para QMAX situados junto a los rellenos ganados al mar. En esa explanada ganada al mar se situó también la central de regasificación en tierra.

Los trabajos de dragado para alcanzar la cota -14,50 se estimaron en casi 7 millones de m^3.

Se estimó una cifra de inversión de unos 160 Mill.$.

5. Fase 2: FEED

La fase FEED se centró en la solución seleccionada en la Fase 1 (Port Sudan, Opción 4).

Los trabajos realizados en esta fase se pueden agrupar en 3 grupos:

- Trabajos de campo: batimetría, geofísica, toma de muestras…
- Estudios náuticos y de operatividad: estudio de buque amarrado, análisis de compatibilidad, downtime…
- Diseño como tal: cálculos estructurales, estabilidad, análisis de tipologías estructurales…

En los siguientes apartados se comentan únicamente los aspectos más peculiares de los trabajos realizados, los que suponen una cierta diferencia o novedad con proyectos más convencionales, y los que más condicionaron el diseño.

5.1 Trabajos de campo

La ejecución de las campañas de campo fue complicada por las peculiaridades del país: no fue fácil conseguir empresas que estuvieran dispuestas a trabajar en Sudán, complicada obtención de permisos, coordinación de las campañas, etc.

En cuanto a los trabajos de campo lo más relevante fue la confirmación de fondos de caliza coralina, y la existencia de muchas cavidades y las cavernas, típicas en estos casos. Esto condicionó mucho la elección de la tipología estructural.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.2 Clima marítimo

Las conclusiones principales fueron:

- Las direcciones más energéticas son las del N y NNE, pero la zona queda abrigada por unas islas situadas al norte que la protegen frente a estos temporales más energéticos.
- Los únicos temporales que afectan al sitio son del E, caracterizados por alturas de ola pequeñas (<1 m).
- Las olas más grandes además rompen contra la barrera de coral, que actúa como un dique.

5.3 Estudios náuticos

El FEED incluyó un análisis de las posibles procedencias del gas. Se estudiaron tres posibles orígenes:

- Argelia, a 2400 millas náuticas y con 6 días de trayecto.

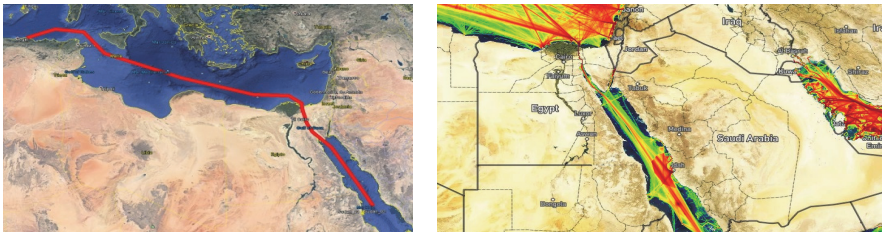


Fig.6. Estudio náutico gas procedente de Argelia

- Yemen, a 900 millas náuticas y 2 días de trayecto.

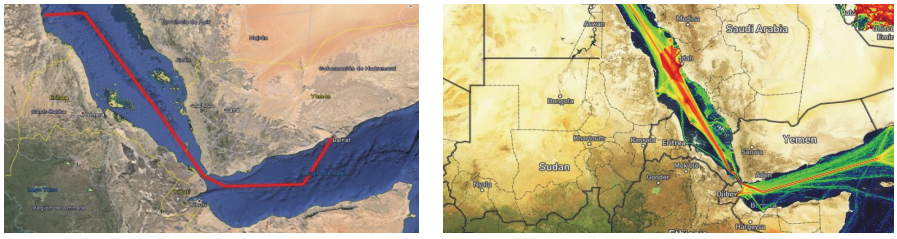


Fig.7. Estudio náutico gas procedente de Yemen

- Qatar, a 2400 millas náuticas y 6 días de trayecto.

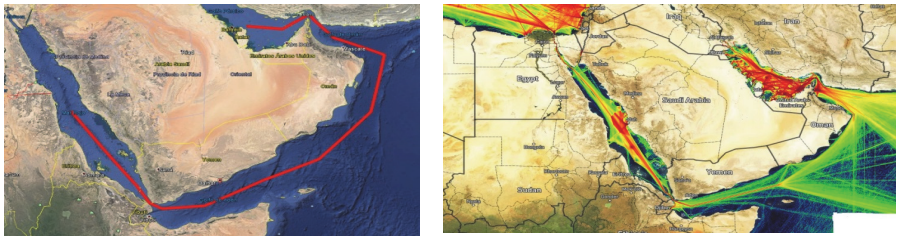


Fig.8. Estudio náutico gas procedente de Qatar

Se analizaron en todos los casos las interferencias con el tráfico marítimo, considerando la densidad de tráfico en la zona del Mar Rojo, la utilización de rutas habituales de tráfico marítimo, etc.

Se analizaron también las condiciones de aproximación al puerto, la utilización de remolcadores y la asistencia para el acceso.

5.4 Estudio de maniobras

El FEED incluyó un estudio de maniobras (fast track) en el que se analizaron ambos puestos de atraque, considerando siempre la asistencia de remolcadores durante las maniobras. Este análisis permitió optimizar las zonas de dragado propuestas en el Pre-FEED, y confirmar que la operatividad a efectos de acceso náutico era excelente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

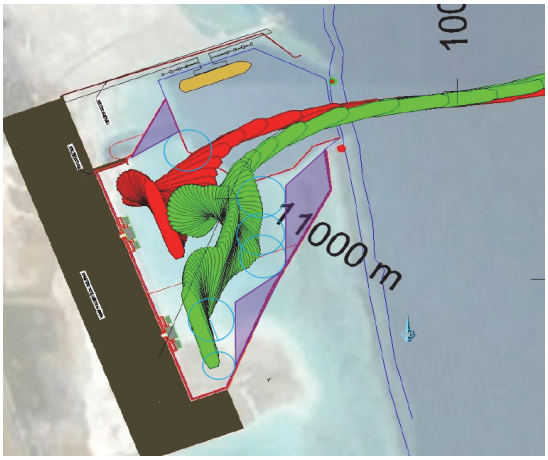


Fig.9. Estudio de maniobras

5.5 Estudio de compatibilidad

Imprescindible en este tipo de proyectos, el FEED incluyó un estudio de compatibilidad en el que se analizó toda la flota de diseño mediante 3 buques característicos:

- QMAX
- 136.000 m^3, 290 m de eslora
- 75.000 m^3, de 260 m de eslora

Entre otras cosas, en este tipo de estudios se analizan los movimientos máximos admisibles del buque, se establecen las situaciones extremas en cuanto a distancias y cotas, y se definen las envolventes de trabajo de los equipos (brazos de carga, gangway, conexiones, etc.).

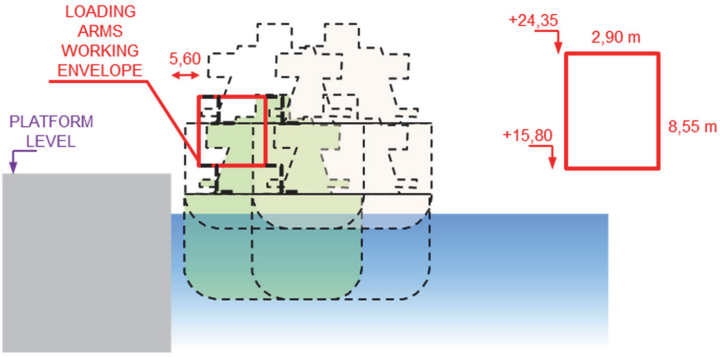


Fig.10. Envolvente de trabajo brazos de carga

Con este estudio se verificó que la terminal diseñada (cotas de coronación, distancias, brazos de carga previstos, etc.) era capaz de dar servicio a la flota esperada.

5.6 Estudio dinámico de buque amarrado

El FEED incluyó un estudio dinámico de buque amarrado, de forma que se comprobó que el sistema de amarre propuesto presentaba un buen comportamiento en cuanto a:

- Cargas máximas en las líneas de amarre.
- Cargas en las defensas.
- Movimientos del buque.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

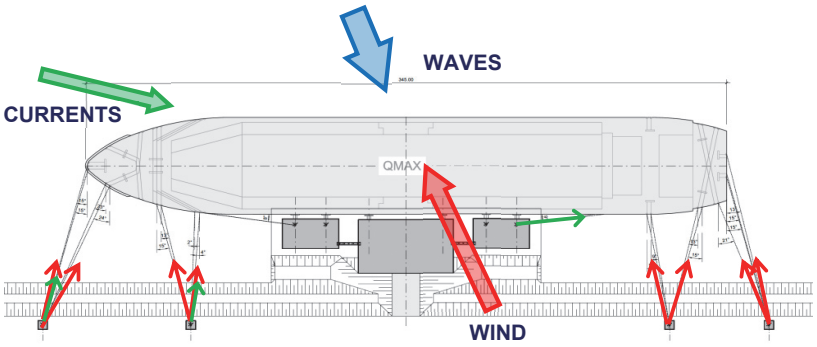


Fig.11.Planta del atraque y agentes climáticos actuando sobre el buque

Del estudio de buque amarrado se concluyó que ambos puestos de atraque presentaban un 100% de operatividad.

5.7 Diseño

Desde el punto de vista del diseño, al tratarse de cajones de hormigón armado las únicas cuestiones relativamente diferentes a un proyecto convencional fueron las siguientes:

- Para el estudio de tipologías estructurales resultó clave la existencia cavernas, que penalizó enormemente a la solución de pilotes. Si se optaba por pilotes metálicos no era posible garantizar la resistencia por fuste, y si eran de hormigón in situ el problema era la pérdida de material. Se optó por estructuras de gravedad, considerando banquetas de alturas importantes (4-5 m) a fin de repartir las cargas y evitar el colapso de la caliza coralina.

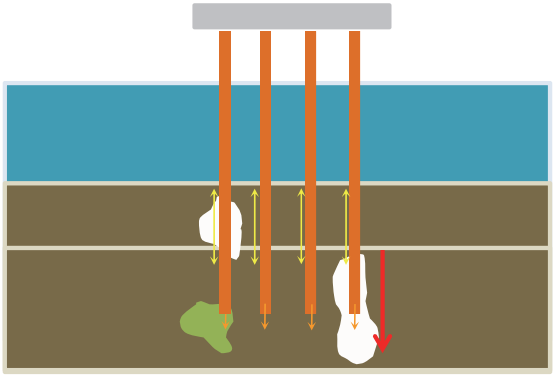


Fig.12.Problemas de pilotes con existencia de cavernas.

- Una vez seleccionada la tipología de gravedad, se llevó a cabo un exhaustivo estudio de metodologías constructivas. Se analizó la construcción mediante cajonero, pero también en tierra considerando diferentes metodologías para poner los cajones a flote: mediante rampa con flotadores, con dique flotante, etc. Se identificaron diferentes ubicaciones para las instalaciones de obra y construcción de cajones en tierra.

5.8 Dragado

Debido a la gran repercusión que en este caso tenían los trabajos de dragado, se llevó a cabo un detallado estudio de dragado analizando diferentes opciones de draga y comparando rendimientos y capacidades.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

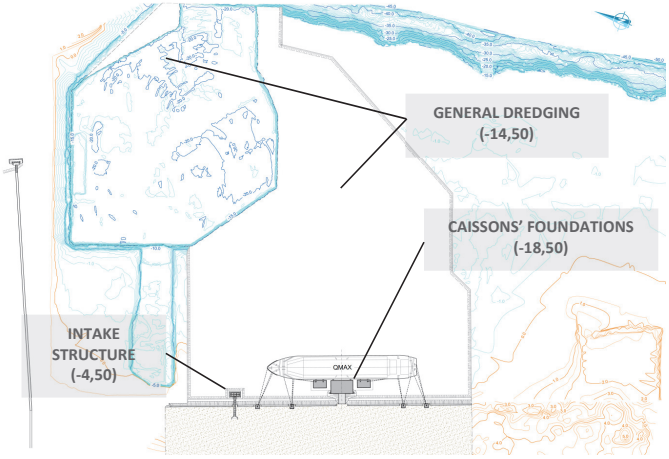


Fig.13.Zonas de dragado y cotas previstas

Del estudio de dragado se concluyó en considerar el uso de una draga de succión con cortador, de hecho la zona dragada se hizo con una draga de este tipo. Para las zonas en las que el equipo no podía alcanzar la elevación requerida, se optó por una excavadora sobre pontona.

6. Fast track

Una vez concluidos los trabajos se estimó que la inversión necesaria rondaría los 145 Mill. $, y SUNAGAS decidió optar por el estudio de una solución de rápida implantación en la que se redujeran drásticamente los costes de arranque de la terminal. Se propuso entonces una solución menos ambiciosa en la que:

- Se reanalizó la demanda y se redujo el tamaño de los gaseros. Se pasó a considerar un único puesto de atraque para gaseros de 150.000 m3 de capacidad, y unos 250 m de eslora.
- Se eliminó la necesidad de una terminal de regasificación en tierra, sustituyéndola por una unidad FSRU (Floating Storage Regasification Unit). Este tipo de buques almacenan y regasifican el gas a bordo.
- Se aprovechó además la zona dragada a cota -19, que ya no era necesaria para la 2ª terminal petrolífera.

Con estas propuestas se rediseñó la terminal, con una ingeniería básica, y se propusieron 3 alternativas considerando diferentes alcances de los trabajos de dragado en función del nivel de seguridad requerido en las maniobras (más seguro cuanto mayor era la superficie dragada y por tanto disponible para realización de maniobras, pero mayor el dragado).

SUNAGAS optó por la alternativa 1, convocando un EPC. A la fecha de redacción de este escrito está pendiente la decisión de adjudicación.

Fig.14.Alternativas proyecto fast track

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Retos de la Terminal de Contenedores de Galati. Rumanía

Sánchez-López, Natividad[a]; Coba-Castro, Eva[b] y Contreras-González Rosell, Marta[c]
[a]Acciona Ingeniería (Departamento de Obras Marítimas, España). natividad.sanchez.lopez@acciona.com, [b]Acciona Ingeniería (Departamento de Obras Marítimas, España) eva.coba.castro@acciona.com [c]Acciona Ingeniería (Departamento de Obras Marítimas, España) marta.contreras.gonzalezroselle@acciona.com

Resumen

Dentro del Proyecto Constructivo de Plataforma Multimodal en el Puerto de Galati (Rumanía) se diseña un muelle de tablestacas ancladas de más de 800 metros de longitud. La existencia de un elevado sismo en la zona, un terreno con importante presencia de suelos blandos, variaciones importantes del nivel freático y la utilización de normativa internacional han supuesto un interesante reto para la ingeniería. El objeto del presente artículo es compartir la experiencia acontecida y transmitir las lecciones aprendidas durante el proyecto que, dado el carácter internacional del mismo, con interlocutores de otros sectores y el uso de una tipología estructural poco utilizada en los últimos años en el panorama portuario español, suponen un gran aliciente.

Palabras clave: *tablestacas ancladas, obra fluvial, muelle, terminal de contenedores, Eurocódigo, elevado sismo, Rumanía.*

1. Introducción

La sucursal de Acciona Ingeniería es ganadora de la licitación para el desarrollo del proyecto constructivo de la Plataforma Multimodal de Galati. El proyecto se engloba en una actuación que integra la creación de una plataforma multimodal con naves intermodales con funciones de interfaz y servicios de ferrocarril en el Puerto Fluvial de Galati, en la región rumana de Moldavia. Consiste en la generación de una nueva explanada de 125.264 m^2, de los cuales 39835 m^2 son ganados al lecho fluvial gracias a la realización de un muelle de tablestacas ancladas de 2284 m de longitud y 7,5 m de calado.

Los retos del proyecto se, se centran en cuatro aspectos:

- Condicionantes de diseño; se trata de un enclave fluvial, con terrenos muy flojos y una fuerte aceleración sísmica.
- Diseño de pantallas de tablestacas: aplicación eurocódigos, programas utilizados e importancia del sismo.
- Proceso constructivo: necesidad de pre consolidación.
- Repercusión del cambio de cargas de operación del muelle en la inversión de las obras.

El proyecto se dividía en tres bloques:

- Object 01: Muelle de más de 800 m de longitud.
- Object 02: Conexiones por carretera y ferrocarril.
- Object 03: Creación de una plataforma de 12,5 ha de las cuales 4 ha son superficies ganadas a la lámina de agua existente.

Acciona Ingeniería llevó a cabo el proyecto constructivo de Object 01 y Object 03.

2. Condicionantes del diseño

A continuación se exponen los condicionantes de diseño que han marcado el proyecto.

2.1 Batimetría

El contorno de la terminal, definido por la línea de del cantil. Era uno de los requisitos impuestos por el cliente y que no admitía variación alguna. Esto dio lugar a tener que definir distintas secciones tipo en función de la cota de fondo. Como se muestra en la Figura 1, se establecieron tres secciones tipo diferentes. La sección S-1 en la que el fondo natural discurría por la dársena existente excavada en el contorno del río Danubio cuya cota de fondo era la -5,00. La sección S-2 sita en el talud existente que delimitaba la dársena actual, que discurría por la cota 0,00. Por último la sección S-3 en el margen del río Danubio. En esta última el fondo discurría entre las cota -5,00 y -10,00 con un talud muy pronunciado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

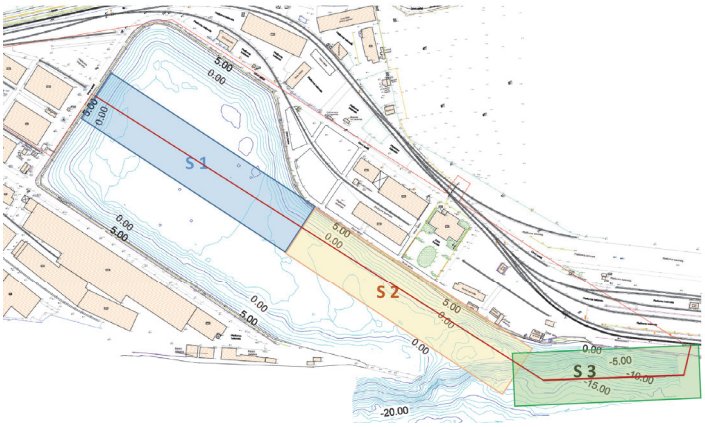


Fig. 1. Secciones de diseño

2.2 Geotecnia

Dentro de los trabajos de Acciona Ingeniería se contemplaba el diseño y realización de una campaña geotécnica que sirviese de caracterización de los suelos y el diseño de las obras. La campaña geotécnica consistió en la realización de 9 sondeos a rotación con extracción de testigo y 3 CPT's. Con los resultados obtenidos e información disponible de campañas previas se concluye que el terreno existente lo componen un potente (12 metros aprox.) estrato de suelos blandos con escasa capacidad portante compuesto por arcillas y arcillas limosas e incluso fangos. Bajo el anterior aparece una intercalación más arenosa de unos 10 metros aproximadamente con limos arcillosos para de nuevo dar paso a otros 10-12 m de arcilla. Por último se alcanza el estrato competente de arenas densas a la cota -35. Como se explica más adelante la presencia de suelos blandos precisan consolidación ya que dentro de los requisitos del cliente se encontraba la limitación de asientos para la explotación de la terminal.

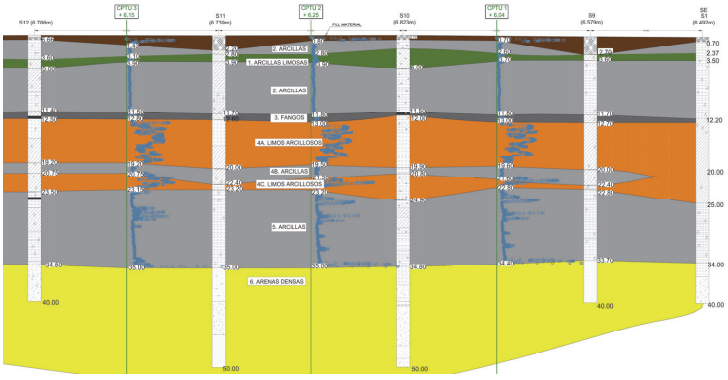


Fig. 2. Perfil geotécnico adoptado

En la siguiente tabla se muestran los parámetros geotécnicos adoptados en los diseños.

	DEFINICIÓN	TECHO	SUELO	ESPESOR	$\gamma_{(NAT)}$ (KN/m3)	Cu (kpa)	c´ (kpa)	ϕ	M (Mpa)	Cc/(1+e0)	Cv (cm2/sg)
1	Arcilla Limosa	4.3	1.9	2.4	18.5	25	15.0	20.0	(5)	0.20	$3.5 \cdot 10^{-4}$
2	Arcilla	1.9	-4.3	6.2	18	30	15.0	20.0	(5)	0.20	$3.5 \cdot 10^{-4}$
3	Fango	-4.3	-5.8	1.5	16	25	5.0	17.0	(4)	0.25	$1 \cdot 10^{-4}$
4A	Limo Arcillo-Arenoso	-5.8	-11.3	5.5	18.5	30	10.0	25.0	15.0		drenado
4B	Arcilla	-11.3	-14.3	3	18	50	15.0	20.0	(5)	0.20	$3.5 \cdot 10^{-4}$
4C	Limo Arcillo-Arenoso	-14.3	-17.3	3	18.5	30	10.0	25.0	15.0		drenado
5	Arcilla	-17.3	-29.8	12.5	18.8	65	15.0	20.0	(5)	0.20	$3.5 \cdot 10^{-4}$
6	Arenas Densas	-29.8	-43.8	14	19	-	0.0	35.0	40.0		drenado

Tabla 1. Parámetros geotécnicos considerados en el diseño

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dado el significativo grosor de suelos blandos con alta deformabilidad (10 metros), fue inevitable considerar un tratamiento del suelo para evitar asientos residuales excesivos en fase operativa.

Entre las muchas técnicas diferentes de mejoramiento del suelo para suelos cohesivos y sin inclusiones, la más utilizada es la precarga (con o sin drenes verticales). Dado que la consolidación se produce muy lentamente en suelos cohesivos debido a su baja permeabilidad y la longitud de la trayectoria del drenaje vertical, la elección de un tratamiento de aceleración de la consolidación primaria se consideró inevitable. Los drenes verticales prefabricados crean vías de evacuación del agua intersticial acortando el recorrido de drenaje del terreno. El objetivo último es dimensionar el tratamiento que satisfaga los requerimientos del cliente.

Con el fin de evaluar la influencia del diseño de precarga y mechas drenantes, se realizaron diversas hipótesis que permitieron evaluar el efecto tanto de las características del terreno como del dimensionamiento de la malla de mechas.

Las figuras a continuación muestran el efecto de considerar diferentes hipótesis relativas al espaciado de las mechas drenantes:

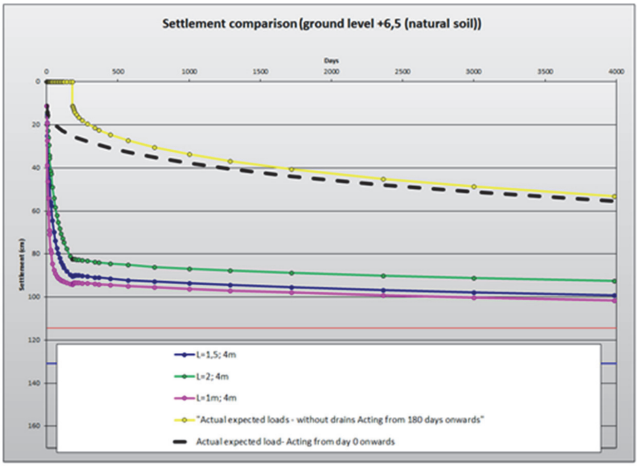


Fig. 3. Comparación de asientos con distintas hipótesis de separación de mechas drenantes

2.3 Sismo

Uno aspecto importante que ha marcado el diseño ha sido el elevado sismo existente en la zona. Según lo indicado en la norma sísmica rumana la aceleración sísmica básica asociada a un periodo de retorno de 225 años es de 0,3 g. Habituados a resolver el problema sísmico con cálculos pseudo-estáticos como el propuesto en la ROM 0.5-05 nos encontramos con la dificultad añadida de que este procedimiento no es de uso para sismos importantes. Las formulaciones de Mononobe-Okabe, utilizadas para la obtención de los coeficientes de empuje de tierras en la situación sísmica, no son válidas para aceleraciones importantes. La utilización de programas convencionales de pantallas como el RIDO para simular la hipótesis sísmica con cálculos pseudoestáticos queda anulada.

Es necesaria la utilización de programas más sofisticados que permitan simular el fenómeno sísmico. Como se explicará más adelante el programa utilizado fue el de diferencias finitas FALC 3D

2.4 Sección tipo de diseño. Tipología estructural definida

Uno de los requisitos del cliente fue la tipología estructural. Las pantallas ancladas era una condición de partida sin posibilidad de cambio. En el estudio conceptual que sirvió de base para el desarrollo del proyecto se proponía esta solución que no quedaba suficientemente justificada. Acciona Ingeniería planteó al cliente otras propuestas que resolviesen mejor la problemática de los suelos blandos (muelles de pilotes) pero fueron rechazadas.

El puerto de Galati se ubica el curso bajo del río Danubio (desde Suline en el km 0 hasta Portile en el km 863) el cual está clasificado como una vía fluvial de clase VII. Para esta clase pueden circular trenes de tres barcazas que dan como resultado 285 x 44,20 y con un calado entre 2.5 y -4.50.

Barcaza máxima:

- Eslora: 82m
- Manga: 11.40 m
- Calado máximo: 3.80 m
- TPM: 3.000 t

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Pese a esta premisa, otra imposición adicional que se fija en los requerimientos del contrato es que se contemple en el diseño que el muelle pueda ser utilizado por un portaconetenedores Feeder con las siguientes características:

- Eslora: 129m
- Manga: 21.10 m
- Calado máximo: 7.40 m
- TPM: 12.000 t

Esto obliga a que el calado del muelle a diseñar quede fijado a la -8,50. La cota de coronación del muelle está condicionada a los niveles de avenidas del río Danubio que se muestran a continuación. La cota de coronación del muelle se establece a la cota +7,50. La altura total del muelle alcanza la importante cifra de 16,00 metros que unido a la baja capacidad del terreno auguran importantes estructuras de contención de tierras.

Corrientes	Nivel del agua
Q1% = 16170 m3/s	Z1% = 6.99 mMN
Q2% = 15400 m3/s	Z2% = 6,84 mMN
Q5% = 14290 m3/s	Z5% = 6.61 mMN
Qmed = 6310 m3/s	Zmed = 3.55 mMN

Tabla 2. Corrientes y niveles de agua asociados a probabilidad de ocurrencia

3. Diseños. Cálculos de pantallas

Los requisitos del cliente exigían que el dimensionamiento de las estructuras se realizase utilizando las normas rumanas y en su defecto el Eurocódigo 7 y las British Standard.

Este trabajo ha permitido hacer un análisis comparativo de los modos de fallo a analizar, coeficientes de seguridad e hipótesis de cálculo entre Eurocódigo y ROM.

3.1 Cálculo sísmico

El cálculo pseudo-estático realizado consiste simular la acción del sismo como con fuerzas horizontales y verticales iguales a producto de la gravedad y el coeficiente sísmico y que afectan a todas las masas. Los coeficientes se obtienen según Eurocódigos 7 y 8.

Según "*SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR PORT STRUCTURES*" del PIANC para estructuras portuarias se han considerado dos niveles diferentes de daños:

- Nivel 1 (L1). Sismo que probablemente ocurra durante la vida útil de la obra marítima. Normalmente se define como sismo asociado a una probabilidad de excedencia del 50% durante la vida útil de una estructura. Se ha considerado un periodo de retorno de 50 años. Nivel de daño: daño estructural menor o nulo y poca o ninguna pérdida de capacidad de servicio. Tr, 50 años → ah = 0,31 g; av =0,10g
- Nivel 2(L2). El nivel movimientos sísmicos asociados con eventos infrecuentes o poco frecuentes, que típicamente involucran temblores muy fuertes. Se considerará un período de retorno de 225 años. Nivel de daño: se exigirá que no se produzca el colapso de la estructura. Tr, 225 años → ah = 0,48 g; av =0,16g

3.2 Combinación de hipótesis. APLICACIÓN EUROCÓDIGO 7 Y BS 6349

En el Eurocódigo 7 se proponen 3 posibles planteamientos para la resolución de la verificación de las estructuras:

Enfoque nº1: Se ha de comprobar que no se produce un estado límite de rotura o deformación excesiva en dos combinaciones de conjunto de coeficientes parciales aplicados a las acciones y a los parámetros resistentes del terreno

Combinación nº1. A1 "+" M1 "+" R1

Combinación nº 2. A2 "+" M2 "+" R1

Enfoque nº2: Sólo es requerido un cálculo, en el cual los coeficientes parciales de seguridad se aplican a las acciones o a los efectos de las acciones y a las resistencias del terreno.

A1 "+" M1 "+" R2

Enfoque nº3. Se requiere un cálculo, con factores aplicados a acciones geotécnicas y propiedades del material simultáneamente.

(A1 or A2) "+" M2 "+" R3

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Donde:

A: coeficiente parcial de las acciones.

M: coeficientes parciales de los parámetros del terreno.

R: coeficiente de seguridad para distintos modos de fallo.

Para la selección de enfoques a considerar, dado que era requisito el cumplimiento de la normativa rumana y de la British Standard, se hizo uso de la publicación de la *Comisión Europea "Eurocode 7: Geotechnical Design Worked examples"*.En la siguiente figura se puede ver que, en nuestro caso eran preceptivos los enfoques 1 y 2.

Fig. 4. Elección del enfoque de diseño por países para muros de contención (Bond, 2013). Ref.: "Eurocode 7: Geotechnical Design Worked examples" (European Commission)

Valores de coeficientes parciales recomendados *EN 1997-1* (DA1-1 and DA1-2) :

DA1_1: A1 "+" M1 "+" R1

DA1_2: A2 "+" M2 "+" R1

Parameter		Symbol	DA1-1			DA1-2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent action (G)	Unfavourable	γ_G	1,35			1,0		
	Favourable	$(\gamma_{G,fav})$	1,0					
Variable action (Q)	Unfavourable	γ_Q	1,5			1,3		
	Favourable	-	(0)			(0)		
Shearing resistance (tan φ)		γ_φ					1,25	
Effective cohesion (c')		γ_c						
Undrained shear strength (c_u)		γ_{cu}		1,0			1,4	
Unconfined compressive strength (q_u)		γ_{qu}						
Weight density (γ)		γ_γ					1,0	
Bearing resistance (R_v)		γ_{Rv}						
Sliding resistance (R_h)		γ_{Rh}			1,0			1,0
Earth resistance (R_e)		γ_{Re}						
Factors given for persistent and transient design situations								

Fig. 5. Valores de coeficientes parciales recomendados EN 1997-1 (DA1-1 and DA1-2)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para el caso de DA3:

(A1 or A2) "+" M2 "+" R3

Parameter		Symbol	DA3			
			A1#	A2*	M2	R3
Permanent action (G)	Unfavourable	γ_G	1.35	1.0		
	Favourable	($\gamma_{G,fav}$)				
Variable action (Q)	Unfavourable	γ_Q	1.5	1.3		
	Favourable	-	(0)	(0)		
Shearing resistance (tan ϕ)		γ_ϕ			1.25	
Effective cohesion (c')		γ_c				
Undrained shear strength (c_u)		γ_{cu}			1.4	
Unconfined comp. str. (q_u)		γ_{qu}				
Weight density (γ)		γ_γ			1.0	
Bearing resistance (R_v)		γ_{Rv}				1.0
Sliding resistance (R_h)		γ_{Rh}				
Earth resistance (R_e) walls		γ_{Re}				
Earth resistance (R_e) slopes						
Factors given for persistent and transient design situations						
#Applied to structural actions; *Applied to geotechnical actions						

Fig. 6. Valores de coeficientes recomendados en SR EN 1997-1-2004/NB (Romanian Eurocode nº 7) for Design Approach 3 (DA3)

3.3 Proceso constructivo

El proceso constructivo quedaba condicionado por la necesidad de consolidación de los terrenos. Los asientos estaban limitados una vez finalizadas las obras. Para conseguir este objetivo es necesaria la aplicación de una precarga sobra la explanada y ésta se ha de realizar antes de que se hayan ejecutado las pantallas y sobre todo colocado los anclajes.

La definición del proceso constructivo es imprescindible para el dimensionamiento del muelle ya que condiciona las estructuras resultantes. La secuencia de las obras se fija como se expone a continuación:

- Mota auxiliar: en primer lugar se ejecuta una mota auxiliar con un doble objetivo: por un lado evitar la ejecución de las pantallas por medios flotantes y por otro servir de contorno en la parte este a los rellenos con el fin de generar explanada donde no existía.
- Precarga con drenes: Una vez generada la explanada (gracias a la mota) realizar una precarga para la consolidación de los suelos más deformables. Para acelerar esta consolidación se realiza una maya de drenes verticales.
- Retirada precarga.
- Hinca de pantallas de tablestacas con medios terrestres.
- Excavación hasta nivel de anclajes en el trasdós de la pantalla delantera y ejecución de anclajes.
- Relleno hasta coronación
- Dragado en el frente

3.4 Cálculos de pantallas. Programas utilizados

Con todo lo anteriormente expuesto ya se tiene información suficiente para acometer el cálculo. Como se ha dicho anteriormente el uso de programas convencionales de pantallas (RIDO), no es posible debido a la elevada aceleración sísmica.

Por este motivo se decide hacer una primera aproximación con el programa de diferencias finitas FLAC 3. Este programa permite un modelo pseudo-estático para la simulación del sismo. Además, es capaz de reproducir el proceso constructivo con la simulación de la precarga y consolidación en el tiempo. Adicionalmente se introducen las distintas combinaciones de carga para situaciones fundamentales y sísmicas (los dos niveles de sismo L1 y L2 citados anteriormente).

Con el FLAC 3 se verifica la estabilidad global del conjunto en todas las fases de ejecución, incluidas las motas provisionales necesarias para la construcción.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

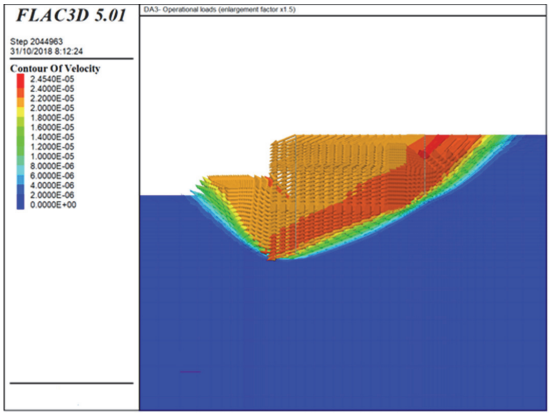


Fig. 7. Salida programa Flac 3D

De los resultados de este cálculo se confirma que las hipótesis sísmicas no son las que dimensionan las estructuras. Es por este motivo por lo que se decide utilizar el programa RIDO con la finalidad de obtener las solicitaciones con las que se realizan las comprobaciones estructurales de todos los elementos que componen el muelle (pantalla delantera, pantalla trasera, anclajes y todos sus elementos de conexión)

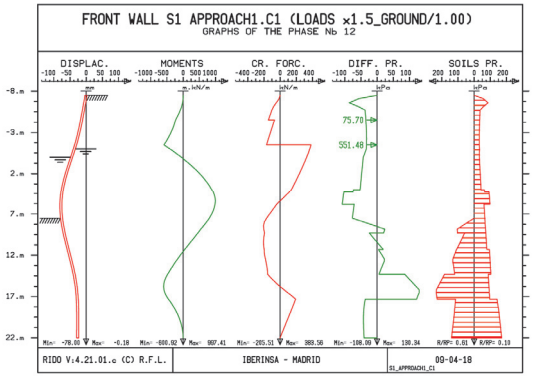


Fig. 8. Salida programa Flac 3D

3.5 Solución propuesta de pantalla de tablestacas

El muelle de tablestacas resultante consiste en una pantalla delantera coronada a la -7,50 y cuya longitud alcanza los 42,5 m en las secciones S1 y S2 y 47,5 m en la sección S3. Se trata de una pantalla metálica combinada compuesta por pilotes de 1142 mm de diámetro exterior y 20 mm de espesor y tablestacas AZ18. El módulo resistente de la pantalla combinada y su inercia son W= 11.325 cm^3 y I= 805.231 cm^4 y tiene un peso de 313 kg/m^2. Pese a que el uso de pantallas combinadas con pilotes complica la ejecución (dificultad de hinca y de colocación de anclajes), no se tiene otra opción ya con que las combinaciones con H no se alcanzan los valores resistentes necesarios.

La pantalla principal se ancla a una pantalla trasera consistente en una tablestaca AZ-48, con módulo resistente W= 4800 cm^3 e inercia I= 115670 cm^4 y 22,5 metros de longitud. La conexión entre ambas pantallas se realiza con dos niveles de anclajes, a la cota +1,00 y a la cota +2,5. El primer nivel de anclajes

La cota del primer nivel se fija en función de los niveles hidrográficos con el objetivo de que su ejecución se pueda realizar en seco.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

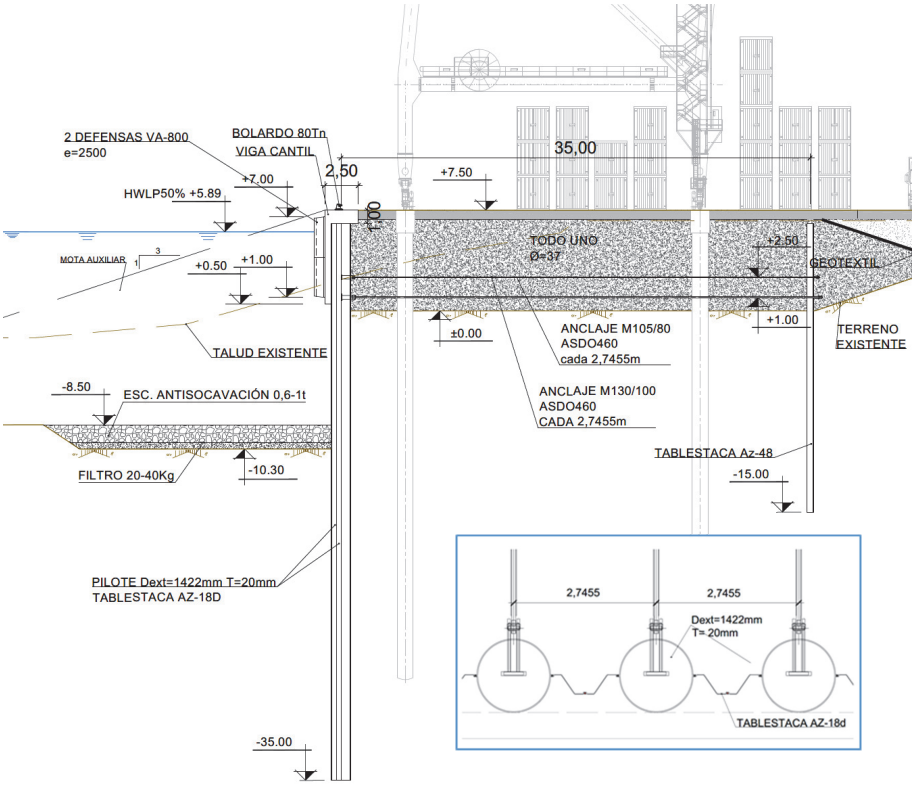


Fig. 9. Sección tipo diseñada inicialmente

4. Redefinición de los criterios de diseño. Optimización de la solución

Dada la importancia de las inversiones resultantes obtenidas con los requisitos iniciales del cliente, se entra en un proceso de racionalización del diseño encaminado a dar respuesta a las necesidades reales de la nueva terminal. Este proceso concluye en las siguientes redefiniciones de las bases de cálculo:

- Retranqueo de la línea de cantil. Se retranquea hacia tierra unos 12 metros. Esto tiene como consecuencia la disminución de la cota de fondo natural en la segunda alineación alejándola del talud del río Danubio. Con ello se consigue reducir los volúmenes de mota provisional necesaria para la hinca de las tablestacas
- Reducción de calado requerido: se reduce un metro el calado nominal del muelle pasando de -8,50 -7,50
- Nueva definición de cargas de operación y almacenamiento. En un principio se exigía que bajo la grúa de muelle se pudiesen alcanzar 5 alturas de contenedores dando lugar a una sobrecarga de 6 t/m^2. Esto tiene una doble ventaja. De una parte se consigue reducir cargas en fase de operación y por ende también se reduce el valor de la precarga. Al disminuir la precarga en la coronación de la mota provisional, se pueden disponer taludes menos tendidos con el consiguiente ahorro de material. En el diseño inicial los taludes eran 3H:1V y se pasa a taludes 2H:1V)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

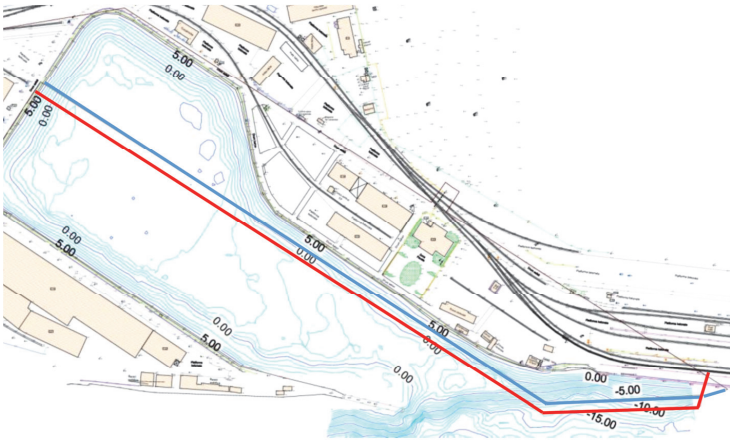


Fig. 10. Retranqueo de la línea cantil

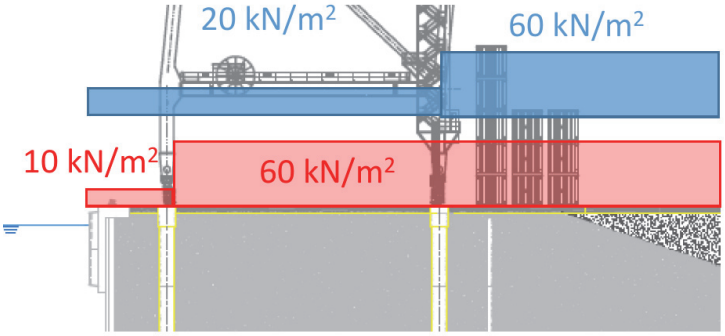


Fig. 11. Comparación de cargas de operación y almacenamiento iniciales y finales

Del resultado de la optimización la pantalla delantera pasa a reducir su longitud a 29,5 m en las secciones S1 y S2 y 37,5 m en la sección S3. Se trata de una pantalla metálica combinada HZ-880 MA 12/AZ-13-770. El módulo resistente de la pantalla combinada y su inercia son W= 4.815,00 cm^3/m y I= 215.290,00 cm^4/m y tiene un peso de 182 kg/m^2.

La pantalla principal se ancla a una pantalla trasera consistente en una tablestaca Pantalla AZ-25, con módulo resistente W= 2455 cm^3/m e inercia I= 52250 cm^4/m y 14,00 m de longitud. La conexión entre ambas pantallas se realiza con un único nivel de anclajes , a la cota +1,50. Como se puede ver la cota se ha subido medio metro con lo cual se incrementan las ventanas temporales de trabajar en seco.

La precarga necesaria consiste en la colocación de 4,00 m de altura de relleno (7.2 t/m^2) en zona de almacenamiento + 1,3 m de altura en zona de operación (2,4 t/m^2). Los drenes dispuestos tienen una longitud de13 m en malla de 1,5 m de separación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

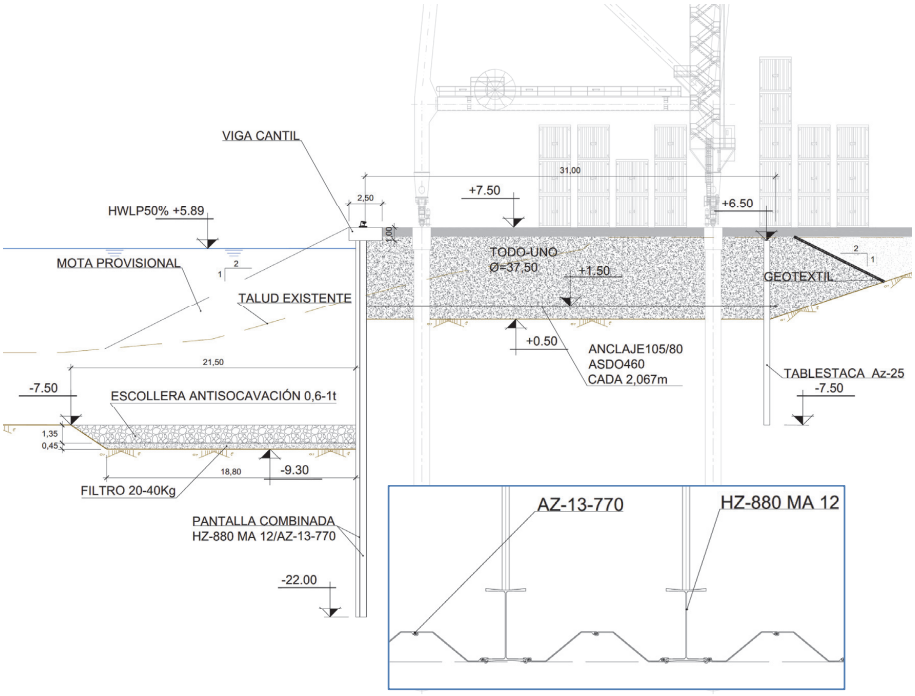


Fig. 12. Seción tipo final

En la siguiente tabla se muestra la medición de las principales unidades de obra en ambas soluciones (inicial y optimizada) así como su variación

UNIDAD	Solución inicial	Solución final	Diferencia	%
M3 Todo uno en formación de mota auxiliar	538.334	389.456	148.879	28%
M3 Retirada de todo uno mota auxiliar	233.607	151.176	82.431	35%
M3 Dragado	292.398	282.953	9.444	3%
M3 Excavación	280.564	210.832	69.732	25%
M3 Relleno granular entre cota 0,00 y + 6,00	237.602	193.961	43.642	18%
Kg de acero en pantallas	16.626.807	7.362.831	9.263.976	56%
M2 Ejecución pantallas	57.538	40.238	17.300	30%
Ud ejecución de anclajes	652	430	222	34%
Kg de acero laminado en perfiles	201.810	128.183	148.879	74%
M3 Relleno general explanada	171.470	135.940	35.529	21%

Tabla 3. Parámetros geotécnicos considerados en el diseño

5. Resumen y conclusiones

Se trata de un proyecto cuyos condicionantes de diseño fundamentales son el enclave fluvial con terrenos muy flojos, la gran variabilidad de los niveles de agua y elevada sismicidad.

En el diseño de las pantallas se han aplicado los Eurocódigos y normativa Rumana y se han utilizado programas de cálculo específicos.

Ha supuesto una nueva experiencia ya que en España no se ha diseñado un muelle de esta tipología estructural (pantalla de tablestacas anclada) con una aceleración sísmica tan elevada en terrenos de estas características.

El proceso constructivo es determinante y viene marcado por la necesidad de consolidar los terrenos antes de construir el muelle ya que los anclajes no admiten los efectos de la consolidación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como resultado de la optimización del diseño se consigue ahorrar un 40 % en peso de tablestacas y una importante reducción en el volumen de dragado y precarga. En el resto de unidades de obra también se consiguen deducciones. Todo ello se consigue manteniendo la operatividad del muelle.

Normas utilizadas

Rumanía. NP_106_2004 NORMATIV PRIVIND PROIECTAREA PORTURILOR FLUVIALE

Rumanía. P100_1_2013 COD DE PROIECTARE SEISMIC

Reino unido. BS 6349 Maritime Works (Partes 1-1 a 1-4, parte 2 y parte 5)

Reino Unido.BS EN1997-1:2004 Geotechnical Design. General Rules.

Reino Unido. BS EN 1997-2:2007, Eurocode 7, Geotechnical design: Part 2: Ground investigation and testing.

Reino Unido. BS 1998-1-2004_Eurocode 8_Earthquake Resistance_General Rules.

Reino Unido. BS 1998-5-2005_Eurocode 8_Earthquake Resistance_Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

Unión Europea. SR EN 1997-1-2004 Eurocod

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Ampliación del Puerto de Hanstholm (Dinamarca) con Cubipod®

Corredor Molguero, Antonio[a] y Pardo de Gregorio, Vicente[b]
[a]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Torre Espacio, Pº de la Castellana 259D, 28046 Madrid. acorred@ohl.es
[a]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Torre Espacio, Pº de la Castellana 259D, 28046 Madrid. vicente.pardo@ohl.es

Resumen

El Puerto de Hanstholm es uno de los más importantes de la costa danesa del Mar del Norte. Se está llevando a cabo la ampliación del mismo, cuya finalización está prevista en 2020. Se generarán nuevas explanadas y áreas de navegación, siendo la obra más comprometida la ampliación del Dique Oeste ("Vestmole"), que se está llevando a cabo con Cubipod. El diseño ha sido realizado por la ingeniería COWI, la construcción por la empresa Per Aarsleff A/S y SATO está actuando como supervisión y asistencia tecnológica para la construcción e instalación de los Cubipod®.

La construcción de las piezas se ha llevado a cabo en Swinoujscie (Polonia) por parte de Aarsleff Biz, filial de la constructora especializada en la prefabricación de elementos de hormigón armado y en masa. Desde allí las piezas se han trasladado a Hanstholm por medios marítimos, donde se han colocado en el dique oeste. La obra supone la primera utilización de hormigón de alta densidad en Cubipod® así como su uso en el trasdós en un dique rebasable.

Palabras clave: *Hanstholm Port, Cubipod®, dique rebasable, hormigón alta densidad.*

1. Introducción

La decisión de la materialización del Puerto de Hanstholm fue tomada en 1917. Ya en la primera mitad del siglo XX se realizaron varios intentos fallidos de construcción del mismo, principalmente debido a que se encuentra en la parte más expuesta de Dinamarca, abierta al Mar del Norte (ver Figura 1) y a los medios de la época. Finalmente el puerto no fue inaugurado hasta 1967, tras 7 años de trabajos para su construcción.

A principios del siglo XXI el Puerto de Hanstholm planificó su última ampliación, la cual tiene previsión de terminar en el año 2020. En la Figura 1, se puede ver la planta actual del puerto en gris, con una tipología típica de los países nórdicos, con dos diques (en este caso de cajones circulares) en forma de brazos que conforman una ante-dársena previa a la dársena realmente utilizada por las embarcaciones. En la misma figura y representados en color, se pueden ver los nuevos diques a realizar durante los trabajos de construcción de la ampliación iniciados en 2017, siendo el Dique Oeste el conformado por un manto monocapa de Cubipod®, cuyo diseño y construcción es el foco de este artículo.

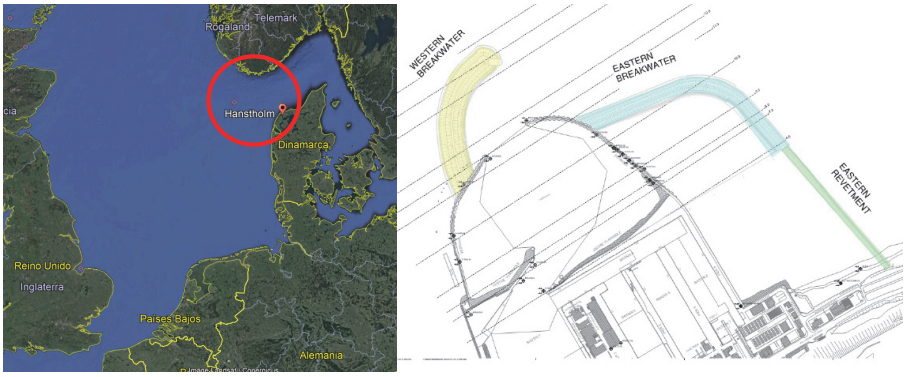


Fig. 1. Localización Puerto de Hanstholm (izq.). Planta de la ampliación en construcción (dcha.)

El Puerto de Hanstholm hace frente así a las necesidades de incremento de tráfico como uno de los puertos de referencia en el tráfico pesquero en Dinamarca.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Descripción del proyecto

El nombre del proyecto es "Expansion of the Port of Hanstholm", siendo su promotor el Puerto de Hanstholm. Para la supervisión del diseño y ejecución de la obra ha contado con Ramboll, ingeniería de reconocido prestigio. La ejecución de la obra, llevada a cabo mediante un contrato de diseño y construcción, ha sido responsabilidad de la empresa Per Aarsleff A/S, constructora puntera en el mercado danés. Dicha constructora ha contado con la ingeniería COWI (también danesa y referente internacional en ingeniería portuaria) para las labores de diseño en el proyecto.

El presupuesto global de todo el proyecto es de 67 millones de euros.

2.1 Partes de la obra

El proyecto consiste en las siguientes partes, según se muestra en la Figura 2:

- Dragado para ampliación de calado en la entrada y antepuerto.
- Nuevo Dique Este, descansando en el actual y cerrando contra la costa en perpendicular.
- Ampliación del Dique Oeste, cerrando de la bocana actual con un arco de 400 m, protegido con Cubipod®
- Demolición del Dique Este en su tramo central para dar acceso a la nueva dársena exterior, al extremo del Dique Oeste para ampliar el canal de entrada, así como la retirada de elementos en el Dique interior para permitir el nuevo muelle en la explanada este.
- Formación de explanada al noreste del puerto actual, protegido por el nuevo dique este.
- Construcción de un nuevo muelle de tablestacas en el norte de la nueva explanada, incluso la parte ocupada antiguamente por el escollerado del antepuerto.
- Formación de explanada al abrigo del dique oeste existente, en aguas del antepuerto actual.

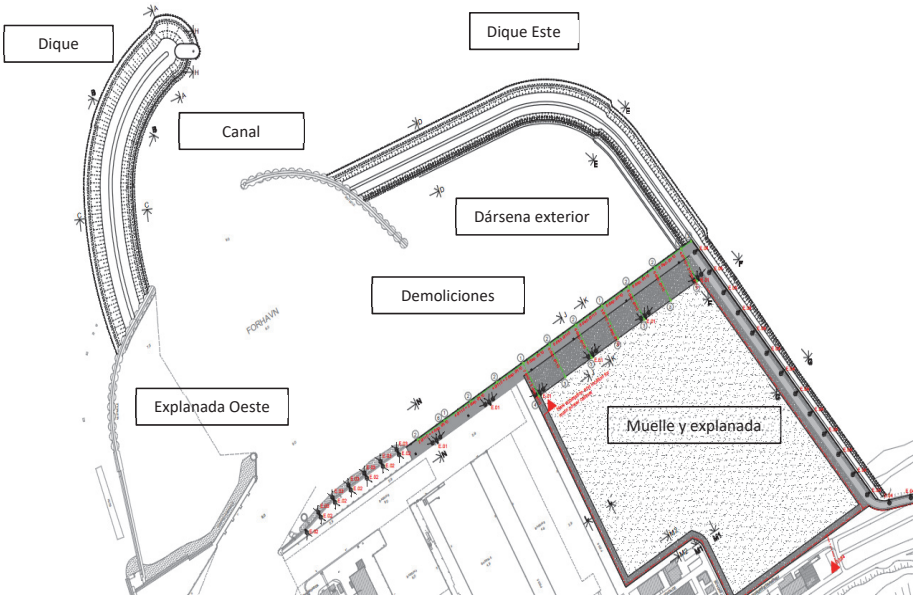


Fig. 2. Plano de planta con las partes del proyecto

El presente artículo se centra en la descripción del diseño y construcción del dique oeste (Vestmole).

2.2 Dique Oeste

El diseño original estaba basado en escollera de grandes dimensiones (hasta 45 t) procedente de canteras en Noruega, ya que no existe material pétreo en Dinamarca. Durante la licitación, la solución alternativa propuesta por Per Aarsleff A/S y COWI utilizaba un manto monocapa de Cubipod® de 15 t en la mayor parte del dique (excepto en la zona cercana al cajón vertical del morro, donde se utilizaban 30 t). El talud del lado mar es 1,75/1 y la cota de coronación (protegida con escollera) se sitúa entre la +8,20 y la +9,20. Para disminuir el peso necesario de los Cubipod®, se utilizó un hormigón de alta densidad mediante el uso de árido pesado (Magnadense®), lo que permitió inicialmente una densidad de 2,7 t/m³ en

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

las piezas del manto. El manto principal se apoyaba a cota variable sobre una berma de escollera de 10-15 t y sobre un filtro de 3-8 t. Es de remarcar el gran tamaño de la escollera de filtro, necesario para asegurar la estabilidad de la misma en fases de construcción dado el clima marítimo de la zona. En la Figura 3 se muestra la sección tipo inicial.

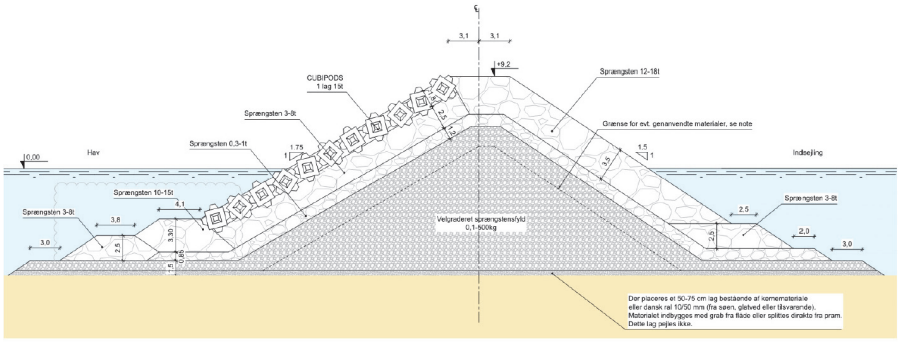


Fig. 3. Sección tipo inicial del Dique Oeste

Con posterioridad al inicio de la construcción, el Puerto de Hanstholm planteó una modificación de las condiciones de diseño, debido a un reestudio del oleaje, en el que se incrementaba la altura de ola de diseño en el último tramo del dique (150 m) pasando de 7,5 m a 8,5 m. Esa modificación obligó al cambio de la sección tipo, pasando en ese último tramo las piezas de protección del manto de 15 a 22 toneladas, también con 2,7 t/m³ de densidad. En esa situación se mostró que las escolleras previstas en el talud interior eran insuficientes y se optó por incluir en el talud interior Cubipod® de 15 t con talud 1,5/1 y densidad 2,7 t/m³.

El morro del dique se diseñó, por imperativo del Puerto de Hanstholm, mediante un cajón vertical de 39x22 m en planta, contra el que se remataron las capas de manto en ambos taludes. Debido a las inestabilidades observadas, fue preciso el refuerzo local de algunas zonas con bloques paralepipédicos (berma y contacto) y el uso de una densidad mayor (3,0 t/m³) en las unidades de la zona más cercana al cajón, que llegan a un peso de 33 toneladas.

3. Diseño del Dique Oeste

3.1 Proceso de diseño del dique

Las condiciones de diseño del Dique Oeste se comentan a continuación. Se trata de un dique rebasable, protegido por ambos taludes con manto de Cubipod® y/o escollera natural, con un núcleo de material de cantera y los correspondientes filtros. Los mantos se apoyan en bermas de pie y se dispone una capa de material de filtro con el terreno natural dada la gran movilidad del fondo con un importante transporte longitudinal a lo largo de la costa.

La longitud total del dique es de 400 m, desde una batimétrica -7 en el inicio hasta una profundidad de -12 a -14 en las cercanías del canal de navegación, variable por el citado transporte litoral. El fondo está formado por arenas postglaciales sobre una base de calizas. Se considera una variación en los niveles de marea entre -1,0 y +1,7 m para tener en cuenta el efecto de la sobrelevación por temporales. Las corrientes son relevantes, llegando a 2,0 m/s en el nuevo morro. Como dato curioso el diseño considera la posible presencia de hielo con un espesor máximo de 0,20 m.

El oleaje de diseño inicialmente previsto era de 7,5 m de altura significante y 16,5 s de periodo. Según se indica en el siguiente apartado, finalmente la altura se incrementó en 1,0 m, lo que incidió en el diseño final.

3.2 Proceso de diseño del dique

Durante la licitación, tras los prediseños realizados por COWI, se llevaron a cabo ensayos en modelo reducido 2D en el Technische Universität Braunschweig Leichtweiß (Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources) en Hannover (Alemania). De dichos ensayos se obtuvo el buen comportamiento de los Cubipod® en el manto, que debían ser comprobados en piscina de oleaje.

Una vez adjudicada la obra se realizaron en dos ocasiones ensayos en el laboratorio de la Aalborg University (Dinamarca) en 3D, tanto con la solución original como con el nuevo oleaje de diseño. En dichos ensayos se comprobó la estabilidad de los mantos y bermas, entre otros aspectos de toda la solución, especialmente en el tramo cercano al morro.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 4. Ensayos en tanque de oleaje en Aalborg University

Es de mencionar que es la primera utilización real de Cubipod® en el trasdós en diques rebasables y su comportamiento ha sido excelente en todos los ensayos.

4. Construcción

4.1 Fabricación de los Cubipod®

Debido al coste de los materiales, Per Aarsleff A/S estimó adecuada la fabricación de las piezas por su filial especializada en prefabricados Aarsleff Biz en sus instalaciones de Swinoujscie (Polonia). Allí dispone de amplias instalaciones para la fabricación de elementos de hormigón.

Fig. 5. Panorámica de las instalaciones de fabricación en Swinoujscie (Polonia)

Para dicho proceso de fabricación, SATO proporcionó a Aarsleff Biz los diseños de encofrado y pinzas de manipulación y supervisión las dosificaciones y propuestas de manipulación realizadas desde Polonia. En total se utilizaron 12, 5 y 2 encofrados de 5,5 m³, 8,1 m³ y 11,1 m³ respectivamente. La fabricación de los encofrados fue responsabilidad de la empresa constructora.

Para la manipulación de las piezas se eligió la tradicional con pinzas de presión para los bloques de 15 toneladas, mientras que para las de 30 t se planteó la utilización de eslingas embebidas en el hormigón. Finalmente se usó esta última también para las nuevas piezas de 22 y 33 toneladas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 6. Elevación con pinza (izqda.) y con eslinga embebida (dcha.)

La ejecución se realizó mediante un parque de fabricación tradicional, con andén elevado y encofrados en un lado. Es preciso considerar que la climatología fría de la zona hizo imperioso tomar precauciones para evitar la fisuración de los bloques debido a las diferencias térmicas, protegiendo los encofrados y las piezas.

Fig. 7. Panorámica de la zona de fabricación y acopio

4.2 Transporte de Cubipod®

El transporte marítimo desde Swinoujscie hasta Hanstholm se ha realizado utilizando barcazas o buques de carga. Para ello los Cubipod® han sido convenientemente arriostrados. La manipulación y acopio en cada uno de los puntos se ha realizado con los medios anteriormente citados. Se puede ver un detalle del transporte en la Figura 8

Fig. 8. Vista aérea de un transporte de Cubipod®

Para los movimientos internos de las piezas se han utilizado medios de elevación como grúas y equipos tipo Forklift, que han llevado las piezas hasta el frente de colocación cuando la longitud de acarreo es corta.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4.3 Colocación de Cubipod®

La colocación de Cubipod® se ha realizado según las propuestas de la constructora. Dada la maquinaria disponible en obra y la experiencia de Per Aarsleff A/S y su personal en el manejo de retroexcavadoras de gran potencia, se ha optado por la colocación de los Cubipod® mediante esa maquinaria. Para ello se ha realizado una adaptación de los útiles de colocación de escollera utilizados habitualmente para evitar daños en las unidades de hormigón.

Fig. 9. Colocación de unidades con retroexcavadora (izqda.) y gancho (drcha.)

Independientemente del método de colocación utilizado, todas las piezas se han situado mediante una malla de colocación diseñada por SATO, en la que se establece el orden de colocación y posición de cada unidad. En este caso la malla ha sido especialmente compleja, ya que la cota de la berma es variable, existen varias transiciones entre tamaños y la planta es curva. En la Figura 10 se muestra la malla diseñada, que se ha seguido con éxito en el proyecto.

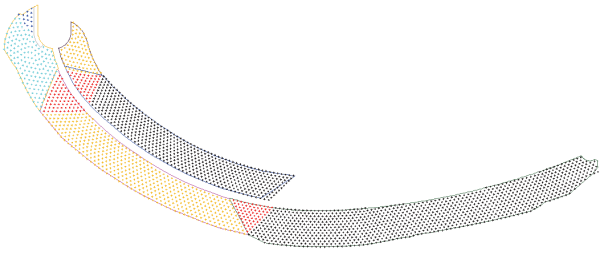


Fig. 10. Malla de colocación

5. Proceso de construcción

La construcción de los primeros Cubipod® se realizó en la primavera de 2018. Una vez fabricadas un número suficiente de piezas se realizó el primero de los transportes y se comenzó la colocación en mayo, en la zona en la que previamente se había completado el núcleo y los filtros.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 11. Primeros Cubipod® colocados en el inicio del dique

Debido a las condiciones del clima invernal, se ha realizado el avance en dos temporadas de trabajo, en verano, limitando el trabajo entre los meses de abril y septiembre. De este modo en el otoño de 2018 se realizó el cierre de un morro de invernada con escollera de gran tamaño, cubriendo el núcleo de igual forma. No se han producido daños en el dique debido a los temporales invernales.

Fig. 12. Vista del dique durante la invernada de 2018

Una vez continuados los trabajos en la primavera de 2019, se ha procedido a fondear el cajón del morro, terminando el núcleo contra dicho cajón y procediendo al cierre de los filtros y mantos. Si bien no ha sido posible completar el dique al completo, se ha cerrado el tronco contra el morro y se han protegido con el manto toda la zona adyacente, restando tan solo completar la parte superior del dique.

Fig. 13. Vista del dique en agosto de 2019

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

6. Conclusiones

La obra de Ampliación del Puerto de Hanstholm ha supuesto la confirmación de la versatilidad del Cubipod® en su utilización en situaciones adversas. En una solución monocapa, con un oleaje importante y de largo periodo, ha sido elegido por una constructora y una ingeniería de primera línea en el mundo de la obra marítima para resolver con ventaja el desafío que presentaba el Dique Oeste del Puerto de Hanstholm.

Este proyecto supone la utilización de nuevos métodos de colocación y manipulación, que han sido propuestos por la constructora y debidamente justificados y validados por SATO. Se han utilizado los Cubipod® de forma novedosa en el trasdós de un dique. También se ha utilizado hormigón de alta densidad demostrando su utilidad para la mejora de la seguridad en una solución monocapa de gravedad. También es novedoso y completamente diferenciador respecto a otros elementos de manto la posibilidad de transporte de las piezas a larga distancia, posible gracias a su robustez y facilidad de manipulación.

En definitiva, este proyecto supone un hito relevante en el camino del Cubipod® para su utilización en un mayor número de situaciones distintas.

Agradecimientos

Queremos agradecer al Puerto de Hanstholm y a los distintos agentes implicados: a Per Aarsleff A/S, por su confianza y excelente colaboración y buen hacer en la obra; a COWI por su llamada y confianza en el Cubipod®, venciendo el miedo a lo desconocido y aportando una excelente referencia en nuestra corta historia. Y no quiero dejar de mencionar a todos los compañeros de SATO que a lo largo de estos años han colaborado para que este proyecto se haya podido ser un éxito y no han podido ver el resultado final desde la empresa: María, Elena, Santiago, Vicente, Chema, Elisa y tantos más.

Fig. 14. Vista aérea del Puerto de Hanstholm al inicio de los trabajos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estudio de soluciones para mejorar la operatividad y la respuesta del barco atracado en la dársena de África (Puerto de Las Palmas)

Romano-Moreno, Eva[a]; Diaz-Hernandez, Gabriel[a]; Rodríguez, Beatriz[a]; Lara, Javier L.[a] y Ortega, Fermín[b]
[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. eva.romano@unican.es , gabriel.diaz@unican.es , beatriz.rodriguez@unican.es , jav.lopez@unican.es.
[b]Trama Ingenieros. C/ Concejal Luis María Pereira García, nº 1, local C. 35011, Las Palmas de Gran Canaria. fortega@tramaingenieros.es.

Resumen

En este estudio se presenta una metodología integral que se encarga del diagnóstico predictivo de la parada operativa en puertos, basada en tres fases consecutivas: 1) estudio numérico y pormenorizado de agitación que permite una adecuada caracterización del clima marítimo portuario y el consecuente análisis preliminar de la operatividad portuaria en relación con la respuesta de oleaje en el interior de la dársena (por ejemplo, con base en los criterios/umbrales de ROM y PIANC); 2) identificación forense de los elementos geométricos portuarios y forzamientos climáticos que comprometen la operatividad portuaria en la dársena, de cara al adecuado planteamiento de alternativas de mejora, análisis de operatividad en cada una de ellas y selección de la alternativa finalista; 3) para la alternativa finalista, estudio del sistema barco-muelle-amarre para corroborar su operatividad en términos de movimiento del barco, tensiones en las amarres y estrategias de optimización de detalle. Esta metodología permite acceder a un conocimiento en profundidad del funcionamiento operativo del puerto en cualquiera de sus alternativas, y en términos de la respuesta de la embarcación en muelle. Además, la técnica propuesta permite desagregar el problema de agitación en todas las sub-partes asociadas al forzamiento (oleaje y nivel del mar) y en términos de la geometría y secciones de abrigo portuario, lo cual permite optimizar cualquier diseño futuro, un mejor conocimiento del problema y una óptima propuesta de soluciones de cara a reducir la agitación, maximizar la operatividad y aumentar la eficiencia económica en el diseño.

Palabras clave: *agitación, puertos, clima marítimo, muelle, amarre, barco, parada operativa.*

1. Introducción

En el presente estudio se presentan los resultados generales relacionados con el análisis integral de operatividad portuaria realizado en la dársena de África, perteneciente a la Autoridad Portuaria de las Palmas, así como el método de trabajo seguido para la obtención de los productos de (1) clima marítimo portuario, (2) diseño de la solución finalista y, (3) análisis comparativo de los movimientos del barco amarrado antes y después de la solución propuesta.

Dicha dársena ha venido presentando recurrentes eventos de parada operativa en algunos muelles destinados al tránsito de pasajeros (ferry), especialmente bajo ciertas características energéticas y direccionales del forzamiento exterior (oleaje). A priori, la orientación Sur de la dársena hace pensar que dicha infraestructura se encuentra bien resguardada con respecto a las direcciones de propagación del oleaje exterior (principalmente provenientes del Norte y primer cuadrante), y por lo tanto, no se intuyen problemas de penetración de oleaje. No obstante, tras un primer análisis de clima marítimo portuario, se encuentra que la dársena está altamente influenciada por el quiebro del dique Reina Sofía del Puerto de las Palmas, que funciona como un importante elemento reflejante que proyecta los frentes de oleaje hacia el interior de la dársena, para una franja identificada de direcciones y periodos incidentes. Este efecto, también denominado agitación colateral de campo lejano, ha podido ser identificado gracias a los avances en la estrategia numérica de agitación que IHCantabria ha venido desarrollando en los últimos años, permitiendo incluir dominios numéricos de gran extensión y definiciones de mallado de alta resolución y que ratifica los problemas actuales.

Esta primera conclusión del estudio de clima marítimo portuario, ha permitido llevar a cabo una ambiciosa propuesta de alternativas de mejora con el objetivo de reducir la agitación y aumentar la operatividad en los ferries. Para ello se han propuesto más de 30 geometrías/escenarios de alternativas, tras la compleja combinación de: colocación de nuevas estructuras; longitudes de nueva obra de abrigo; orientaciones y reflexiones en los contornos (tipologías), para llegar a identificar una estrategia de actuación finalista que cumple con los límites recomendados por la ROM 3.1-99 (condiciones límite de operación de buques en muelles y pantalanes vs. tiempo medio aceptable de cierre de un área por condiciones climáticas adversas), y que además considera una obra económicamente asumible y técnicamente factible.

No obstante, con el objetivo de garantizar el éxito de la solución encontrada, se ha creído conveniente extender el estudio hacia el análisis de las características de movimiento del barco (ferry) amarrado en el muelle, con el objetivo de poder disgregar qué movimiento (dentro de los 6 grados de libertad) impera ante las diferentes familias de forzamientos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

identificadas (clima marítimo) y de esta forma poder compararlo con los límites recomendados por el PIANC (1995). Por lo tanto, se lleva a cabo un análisis comparativo de la respuesta del ferry entre la geometría actual y la geometría finalista propuesta, bajo la acción de aquellos oleajes de especial interés identificados.

Para ello se emplea el modelo numérico SHIP-MOORINGS (desarrollado por Alkyon-Arcadis), y pre-validado cualitativamente para este estudio con eventos de parada operativa identificados por la empresa TRAMA Ingenieros en marzo de 2017 (evidencias visuales de los movimientos, comentarios del operador con respecto a los movimientos experimentados, vídeos, etc.).

2. Metodología

A lo largo del desarrollo del estudio se ha establecido una metodología innovadora capaz de relacionar los forzamientos con la respuesta del sistema barco – atraque y amarre – estructura. Esta metodología distingue dos fases: una primera fase donde se obtiene la respuesta de agitación de la dársena frente a los forzamientos (viento y oleaje) y una segunda fase donde se simula la respuesta dinámica del barco atracado, haciendo uso de herramientas de última generación.

Para la primera fase de propagación y agitación numérica del oleaje se emplea el modelo MSP v2.0 (desarrollado por IHCantabria), para la geometría actual y las geometrías propuestas (incluyendo la finalista identificada). Para la segunda fase, la simulación de la respuesta del barco y de los elementos de atraque y amarre se realiza mediante el modelo SHIP-MOORINGS (desarrollado por Alkyon-Arcadis) que resuelve en el dominio del tiempo las ecuaciones del movimiento del barco atracado para los seis grados de libertad (6DoF) y las fuerzas en las líneas de amarre y defensas. Para ello, se introducen los datos de agitación obtenidos en las propagaciones de la fase previa como forzamiento del sistema. Este modelo permite estudiar esta respuesta, tanto en términos de magnitud temporal como en el ámbito espectral.

El análisis histórico del clima marítimo portuario y respuesta del barco amarrado, se lleva a cabo siguiendo el método de regionalización híbrida de (Camus et al., 2011a, 2011b), para poder evaluar de forma ágil la respuesta histórica de la agitación y los movimientos (6DoF) de la embarcación analizada (para cualquier configuración portuaria y sistema barco – amarre – muelle). De esta forma se logra relacionar cada movimiento con cada familia de oleajes incidentes y con la frecuencia de ocurrencia de cada una de ellas.

Esta importante información se somete a un análisis estadístico pormenorizado que, por un lado, permite identificar (o aislar) cada tipo de forzamiento que llega a inducir los mayores movimientos para cada zona de amarre/muelle/embarcación. Posteriormente se realiza una comparación con las recomendaciones (ROM y PIANC) y, en consecuencia, se propone una estrategia de diseño a medida de la respuesta del barco objeto de estudio.

Más allá del estudio en la dársena de África, se cree que esta metodología enriquece el estado del arte para poder llevar a cabo cualquier diagnóstico de parada operativa en cualquier puerto y para cualquier sistema barco – amarre – muelle, ya que permite desagregar todas y cada una de las variables de forzamiento y respuesta del barco en relación con la parada operativa. Por tanto, va más allá de una fría comparación de umbrales y recomendaciones para variables sin aparente concomitancia. Esto se traduce en un mejor conocimiento del problema y por lo tanto, en una óptima propuesta de soluciones, de cara a la reducción de la agitación, aumento de la eficiencia económica en el diseño y maximización de la operatividad (a través del análisis de los sistemas de defensas, tipologías de líneas de amarre, configuración de muelles y tipologías, etc.).

Finalmente, la metodología permite ser empleada (extrapolada) fácilmente y de forma directa, como un servicio climático de predicción (forecast) de la respuesta del barco amarrado. A continuación se muestran los resultados de cada parte de la metodología tras ser aplicada en la dársena de África, Gran Canaria.

2.1 Clima marítimo portuario

En primer lugar, se analiza la dinámica marina que gobierna en la zona de estudio con el fin de identificar los oleajes representativos en la zona. Para ello, se realiza el análisis del clima marítimo en un punto exterior situado frente a la dársena, aproximadamente a 2 km al SE de la bocana, en las coordenadas: latitud 28.1376ºN, longitud -15.387ºE (ver Fig. 1).

Los datos de oleaje empleados en este estudio provienen de la base de datos de reanálisis DOW (Downscaled Ocean Waves) (Camus et al., 2013), perteneciente a IHCantabria. Se trata de una serie temporal de 66 años de duración (1948-2014) con datos horarios de los diferentes parámetros del oleaje, validada con datos instrumentales.

En este análisis del clima marítimo en la zona de estudio, se observa la predominancia direccional del oleaje procedente de las direcciones N – NE (ver Fig. 1), con una probabilidad acumulada superior al 90%, siendo los sectores NNE y NE los más energéticos (H_{S12}=3.9 m). Los oleajes más probables presentan alturas de ola significante entre 0.8 y 2.0 m, y periodos de pico entre 5 y 12 s.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

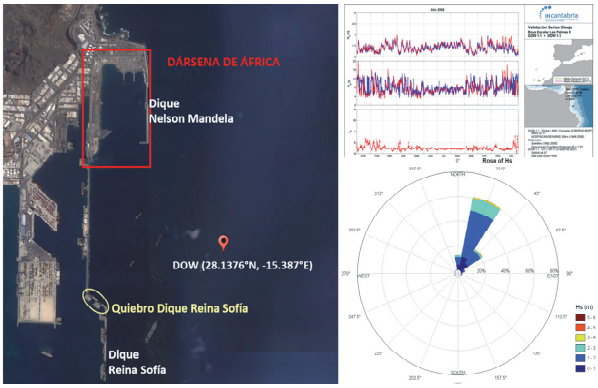


Fig. 1. Localización del punto DOW, validación de la serie de datos y rosa de H_S frente a la dársena

A priori, la orientación de la dársena, con la bocana abierta al Sur, parece adecuada para una correcta protección frente al oleaje exterior con direcciones de propagación principalmente provenientes del primer cuadrante, y por lo tanto, no se intuyen problemas de agitación. Sin embargo, en un primer análisis del clima marítimo portuario, se observa que la dársena presenta una agitación excesiva dando lugar a problemas de inoperatividad.

El modelo numérico empleado para realizar el estudio de agitación es el modelo MSP v2.0 (IHCantabria) en su versión espectral, que resuelve la ecuación de la pendiente suave mediante una malla numérica basada en elementos finitos (MEF). Una mejora sustancial introducida por esta nueva versión del modelo es que permite la ejecución de grandes dominios y mallas numéricas que inlcuyen la influencia de todos los contornos adyacentes en grandes áreas de propagación (hasta 10 km), de manera que existe continuidad numérica y de los procesos físicos en una sola simulación numérica.

En este estudio se ha empleado un dominio numérico con una longitud de 5 km de Norte a Sur, que incluye la dársena de África y el Dique Reina Sofía. En la Fig. 2 se muestra la batimetría de todo el dominio numérico y un detalle de la malla MEF en la dársena.

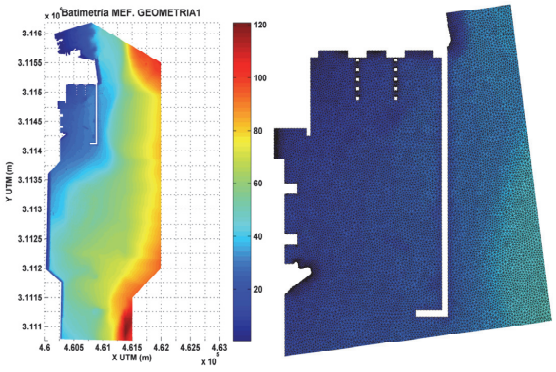


Fig. 2. Dominio numérico empleado en el modelo MSP

En primer lugar, se evalúa la agitación portuaria de la dársena con su configuración actual. El procedimiento consiste en una aproximación espectral basada en teoría lineal de forma que el mapa de agitación espectral se define como la suma de oleajes monocromáticos previamente ejecutados e incluidos en un catálogo suficientemente extenso para cubrir la casuística del oleaje en la zona. Una vez ejecutados todos los monocromáticos, se selecciona un número finito de oleajes espectrales a reconstruir, mediante la técnica de selección de estados de mar representativos Max-Diss (Camus et al., 2011a, 2011b). Finalmente, se lleva a cabo la reconstrucción estadística de la serie histórica completa para obtener todos los oleajes horarios en el interior de la dársena. Para evaluar la agitación portuaria, se definen 12 áreas de control en el interior de la dársena según el tipo de uso portuario de cada una de ellas. Tras obtener el régimen medio de la altura de ola significante H_S en cada una de ellas y con base en los límites operativos establecidos en la ROM 3.1-99, mediante un análisis de probabilidad de ocurrencia, se cuantifican los tiempos de parada operativa en cada una de las áreas de control. Los resultados obtenidos muestran que la dársena con su configuración actual supera de forma notable los umbrales operativos recomendados (ver Tabla 1).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2.2 Diseño de alternativas y selección de la alternativa finalista

Con el fin de comprender el comportamiento hidrodinámico de la dársena y proponer una solución que permita reducir la agitación, es necesario identificar la principal causa de la excesiva agitación (forzamiento, obras de protección, geometría, etc.). Para ello, mediante un análisis preliminar basado en la propagación de un número limitado de oleajes monocromáticos, se plantea un primer bloque de alternativas que permiten identificar que el quiebro del dique Reina Sofía proyecta el oleaje hacia el interior de la dársena, principalmente para las direcciones de propagación entre 50º y 70º. En la Fig. 3 se observa la reflexión del oleaje exterior en el quiebro del dique, generando la sobre-agitación en el interior de la dársena.

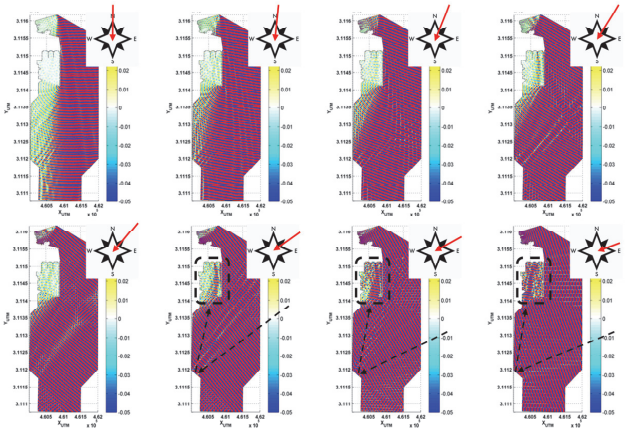


Fig. 3. Mapas de superficie libre para los oleajes monocromáticos propagados en el análisis preliminar donde se observa la importancia de la reflexión del oleaje exterior en el quiebro del dique Reina Sofía

Una vez identificado el quiebro del dique Reina Sofía como el principal condicionante de la agitación en el interior de la dársena, se realiza un estudio de más de 30 alternativas planteadas. Todas ellas se analizan mediante una primera aproximación monocromática que permite visualizar de forma ágil la respuesta de la dársena. Posteriormente, para las alternativas que mejores resultados presentan en la primera aproximación, se realiza la reconstrucción espectral y estadística de la serie temporal completa de agitación, evaluando la operatividad en las áreas de control definidas.

En un primer bloque se presentan alternativas planteadas con base en la modificación de la geometría (construcción de nuevas estructuras), cambio en las tipologías de las ya existentes (reducción de los coeficientes de reflexión en los contornos interiores) y cambio en la orientación de algunas obras de abrigo. En la Fig. 4 se muestran algunas de estas alternativas.

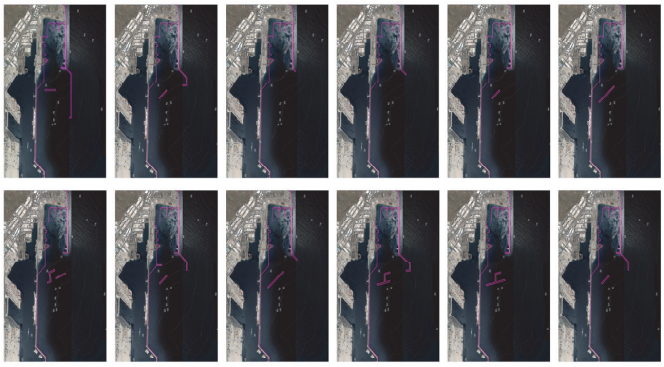


Fig. 4. Ejemplos de alternativas planteadas. Contornos de las alternativas sobre ortofoto de junio de 2016

En los resultados de este primer bloque se observa que el problema de la reflexión en el quiebro del dique Reina Sofía persiste. Con base en esto, se plantea un último grupo de alternativas donde, además de las actuaciones anteriores, se proponen actuaciones directamente sobre el quiebro. Finalmente, se selecciona la alternativa 1Y como la alternativa finalista, siendo la que mejor resultados de operatividad presenta. Las actuaciones de esta geometría suponen el cambio en la alineación del quiebro del dique Reina Sofía, con tipología en talud en la cara Norte y vertical en la cara Este, amplicación del contradique en 116 m y prolongación del dique Nelson Mandela en 140 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

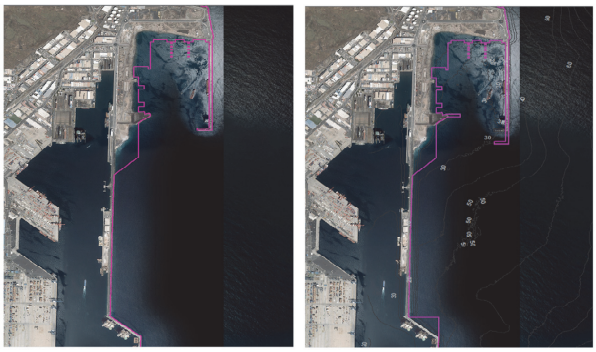


Fig. 5. Contornos de la geometría actual y alternativa 1Y sobre ortofoto de junio de 2016

En la Fig. 6 se muestra un caso de ejemplo (monocromático T=10 s y Θ=70º) donde se observa la reducción de la penetración de energía con la solución planteada.

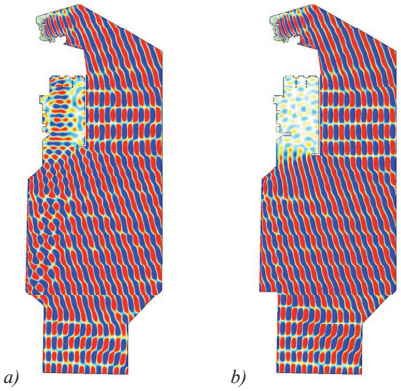
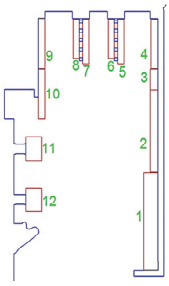


Fig. 6. Mapa de H_S con: a) la geometría actual y b) la geometría 1Y, para un oleaje monocromático con T=10 s y Θ=70º

Tras la reconstrucción espectral y estadística de las series de oleaje en cada una de las áreas de control, se evalúa la operatividad portuaria en cada una de ellas con base en los umbrales definidos en el documento ROM 3.1-99. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 1 donde se puede observar, además, el incremento de operatividad debido a la solución planteada, cumpliendo prácticamente en todas las áreas los límites recomendados.



ÁREA	ZONA	Límite Hs ROM 3.1-99 (m) Acciones longitudinales	GEOMETRIA1		ALTERNATIVA1Y	
			% OPER. ANUAL	Nº HORAS/AÑO INOPER.	% OPER.ANUAL	Nº HORAS/AÑO INOPER.
1	A	2	100.0	0.0	100.0	0.0
2	B	2	100.0	0.0	100.0	0.0
3	C	1.5	100.0	1.4	100.0	0.0
4	D	0.5	80.3	1721.8	99.6	37.4
5	F	0.5	85.3	1291.5	99.8	16.7
6	F	0.5	81.9	1582.3	99.6	34.9
7	G	0.5	82.2	1559.0	99.4	54.9
8	H	0.5	79.8	1769.7	99.4	52.7
9	I1	0.5	69.3	2687.6	97.4	230.2
	I2	1	93.0	609.5	99.9	9.2
10	J	1	96.3	321.1	100.0	1.2
11	K	1	97.6	207.0	100.0	0.3
12	L	1	96.3	320.2	100.0	0.1

Tabla 1. Resultados de operatividad portuaria para la geometría actual y la alternativa 1Y según los límites de H_S para acciones longitudinales establecidos en la ROM 3.1-99

2.3 Análisis del sistema muelle-barco-amarre

Tras seleccionar la alternativa 1Y como la más adecuada desde el punto de vista de la agitación portuaria, se debe analizar la respuesta del sistema muelle – barco – amarre – defensas. Para ello, se evalúa la parada operativa en relación con los movimientos del barco mediante un análisis dinámico.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El modelo numérico empleado es el SHIP-MOORINGS (Alkyon – Arcadis) que simula los movimientos de un barco atracado en los seis grados de libertad (6 DoF) y en el dominio del tiempo resolviendo la ecuación del movimiento propuesta por Cummins (1962), con base en la respuesta del barco previamente caracterizada en el dominio de la frecuencia mediante un modelo paneles.

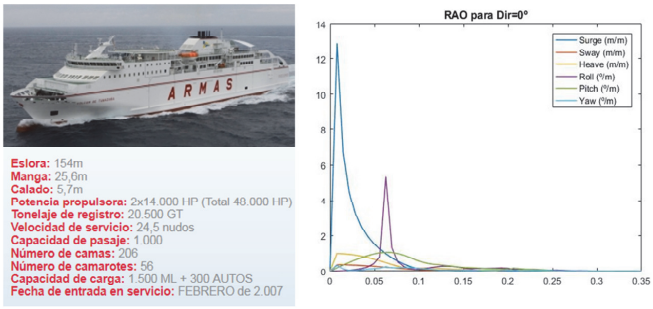


Fig. 7. Ejemplo curvas RAO para un barco-ferry obtenidas con SHIP-MOORINGS. Fuente de la imagen y características: página web Naviera de Armas

Para obtener una adecuada respuesta del barco atracado, es necesaria una detallada caracterización de los forzamientos del sistema en la posición del centro de gravedad del barco. La forma óptima de definir el clima marítimo en dicha posición es mediante el espectro direccional de energía del oleaje. Por este motivo, en primer lugar, se modifica el modelo MSP con el fin de poder reconstruir el espectro multidireccional de agitación en la posición del barco a partir de los resultados obtenidos en el estudio de agitación.

Para la reconstrucción del espectro direccional de agitación se genera una herramienta interna dividida en dos fases. En la primera fase, los mapas de agitación obtenidos en el estudio de agitación anterior se descomponen en las diferentes componentes direccionales en el interior del puerto, mediante el método conocido como r-DPRA, por sus siglas en inglés "Rotating Directional Phase Resolving Analysis" (de Jong y Borsboom, 2012). Este método es una extensión del método DPRA (Directional Phase Resolving Analysis) previamente presentado en (Janssen et al., 2001). Este método se basa en la teoría lineal, expresando una serie temporal de superficie libre como la superposición de un número finito de oleajes regulares con una determinada amplitud, frecuencia y dirección. En la segunda fase, mediante las técnicas de reconstrucción espectral se obtiene la distribución direccional de la energía en el punto objetivo. Una vez se reconstruye el espectro direccional de agitación, se realiza la partición del espectro en las diferentes componentes incidentes y reflejadas.

En este estudio, como estudio preliminar, se realiza una pre-validación cualitativa con base en las observaciones de Naviera de Armas. Dentro de los eventos de parada operativa identificados por la empresa Trama Ingenieros, se analiza una fecha determinada: 13/03/2017 22:00. El escenario consiste en el barco-ferry "Volcán de Tamadaba" (ver características en Fig. 7) atracado en el muelle 1. La Fig. 8 muestra un detalle del montaje del modelo.

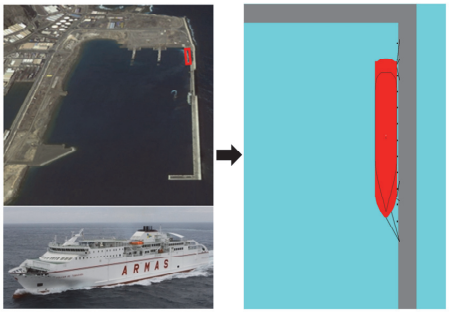


Fig. 8. Montaje del escenario de estudio en el modelo numérico SHIP-MOORINGS

Para la fecha seleccionada, los parámetros del oleaje en la posición del punto DOW son: $H_S = 3.81$ m, $T_P = 10.27$ s, $\Theta = 28º$ (Registro de Datos Históricos en la página web de Puertos del Estado). El espectro direccional exterior se presenta en la Fig. 9.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

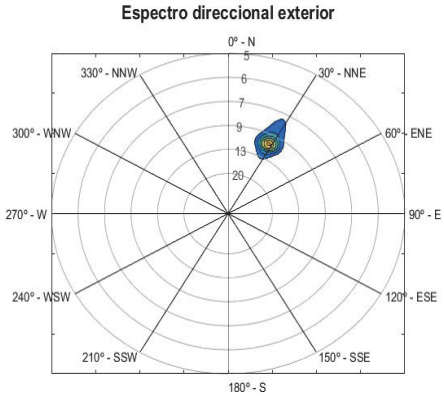


Fig. 9. Espectro direccional en el punto exterior frente al puerto para el estado de mar 13/03/2017 22:00

Tras la reconstrucción espectral, la Fig. 10 muestra los mapas de agitación y los espectros direccionales de agitación extraídos en la posición del barco para cada una de las alternativas analizadas (geometría actual y alternativa 1Y). Se observa la reducción de la energía y la desaparición de la componente debida a la reflexión del oleaje en el quiebro del dique Reina Sofía.

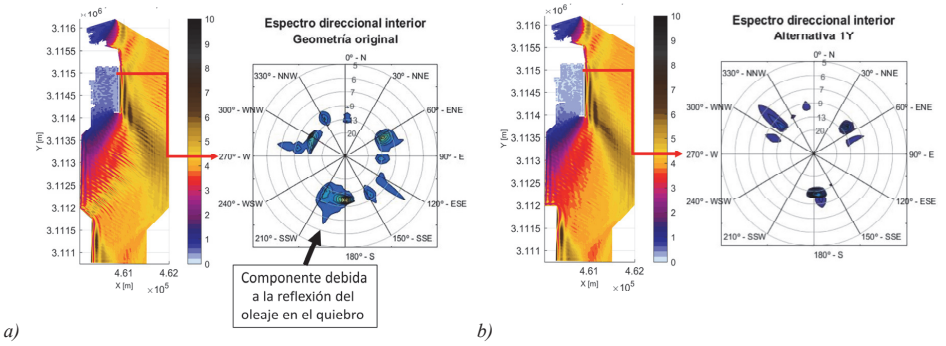


Fig. 10. Mapas de agitación y espectros direccionales de agitación para: a) la geometría actual y b) la geometría 1Y

Tras la ejecución de las simulaciones numéricas, se puede verificar que impera el movimiento longitudinal tipo vaivén tal y como habían observado los operadores de Naviera de Armas. A modo de ejemplo, en la Fig. 11 se muestran las series temporales de los movimientos obtenidos para los 6DoF en cada una de las geometrías analizadas para una de las simulaciones realizadas.

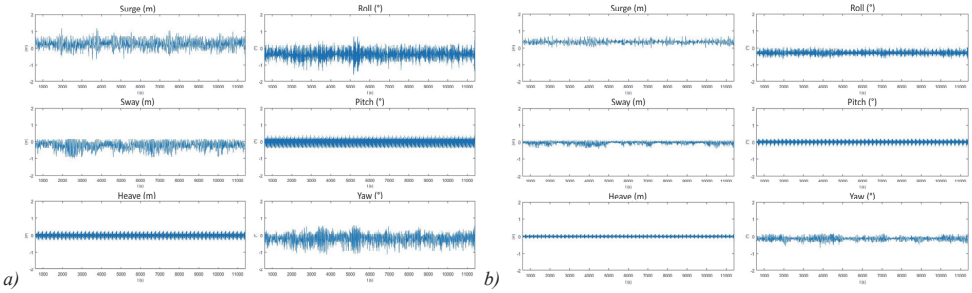


Fig. 11. Series temporales de movimientos en los 6DoF para: a) la geometría actual y b) la geometría 1Y

Para esta simulación numérica, se comparan los resultados de ambas geometrías y se observan las siguientes reducciones de los valores máximos para cada uno de los tipos de movimiento presentadas en la Tabla 2:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Tipo de movimiento	Reducción en los valores máximos
Vaivén / Surge	36.0%
Deriva / Sway	60.0%
Arzada / Heave	54.5%
Balance / Roll	58.5%
Cabeceo /Pitch	37.5%
Guiñada / Yaw	40.2%

Tabla 2. Reducción de los valores máximos con la alternativa 1Y respecto a la geometría actual para una de las simulacioes numéricas realizadas

Finalmente, se evalúa la operatividad de este muelle en relación con los movimientos del barco amarrado con base en los límites definidos en el PIANC (1995) para barcos tipo ferry (ver Tabla 3). De nuevo, se observa que, con la configuración actual, la mayor superación de los umbrales operativos se da para movimiento longitudinal o vaivén. Los movimientos tipo deriva y balance también superan los límites recomendados. En cuanto a la alternativa 1Y, se verifica el cumplimiento de los umbrales establecidos para los seis grados de libertad.

	RECOMMENDED MOTION CRITERIA FOR SAFE WORKING CONDITIONS PIANC (1995)					
	Surge (m)	Sway (m)	Heave (m)	Roll (°)	Pitch (°)	Yaw (°)
Ferries, RO-RO Dew / Storm ramp	0.8	0.6	0.8	1	1	4
* Motions refer to peak-to-peak values (except for sway, which is zero peak)						

Ship-moorings	1.68	1.12	0.46	1.81	0.85	1.69
Geometría original	110%	87%	-43%	81%	-15%	-58%
Ship-moorings	0.75	0.35	0.23	0.75	0.43	0.84
Alternativa 1Y	-6%	-42%	-71%	-25%	-57%	-79%

Tabla 3. Resultados de operatividad portuaria para la geometría actual y la alternativa 1Y según los límites de movimientos establecidos en el PIANC (1995)

3. Conclusiones generales

En este estudio se presenta una metodología integral para evaluar la operatividad portuaria desde el punto de vista tanto de la agitación como de los movimientos del barco atracado. En primer lugar, se realiza un estudio pormenorizado de agitación donde destaca la mejora sustancial introducida en la nueva versión del modelo MSP que permite resolver extensas áreas de propagación, considerando todos los contornos adyacentes a la dársena, lo que supone una caracterización de los procesos físicos con gran detalle y resolución. En este estudio se muestra la importancia de considerar la agitación colateral de campo lejano que ha permitido identificar el quiebro del dique Reina Sofía como el principal elemento que compromete la agitación portuaria en el interior de la dársena. Tras un estudio de más de 30 alternativas, se pre-selecciona la alternativa 1Y como la más adecuada ya que logra cumplir los límites operativos definidos en la ROM 3.1-99 prácticamente en todas las áreas de control, y resulta ser una solución económicamente asumible y técnicamente factible. Para garantizar el éxito de la solución pre-seleccionada, se hace necesaria la evaluación de la parada operativa en relación con los movimientos del barco atracado. En esta fase, destaca la importancia de obtener los espectros direccionales de agitación en la posición del barco para una adecuada caracterización de los forzamientos del modelo numérico de simulación de la respuesta del barco atracado. Tras realizar un estudio preliminar de la respuesta del sistema muelle – barco, se verifica que el movimiento imperante con la configuración actual es el longitudinal tipo vaivén coincidiendo con las observaciones realizadas por los operadores de Naviera de Armas. Finalmente, se comprueba que la solución propuesta (alternativa 1Y) cumple con los límites operativos definido en el PIANC (1995).

Más allá de la aplicación a esta dársena, se puede concluir que se trata de una metodología integral y un análisis pormenorizado que permite un mejor conocimiento del problema y una óptima propuesta de soluciones de cara a reducir la agitación, maximizar la operatividad y aumentar la eficiencia económica en el diseño.

a) Estudios futuros

En este estudio se presenta la aplicación de la metodología al diagnóstico de eventos discretos (estados de mar aislados de especial interés). Una aplicación futura es el estudio de la respuesta del sistema barco – muelle – amarre – defensas para series históricas mediante la reconstrucción estadística de los movimientos del barco en los 6 DoF y el posterior análisis de probabilidad de ocurrencia para evaluar la operatividad portuaria con base en los criterios definidos en las recomendaciones vigentes (PIANC, ROM, etc.).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Además, en la actualidad se está realizando una campaña de monitorización multiparamétrica en la dársena de África, llevada a cabo por la Universidad Politécnica de Madrid, en la que se están midiendo diversos parámetros de oleaje y movimientos de barco atracado, y que servirá como validación y ajuste de la metodología presentada en este estudio, así como para identificar la incertidumbre asociada en cada fase del método.

b) Agradecimientos

Los autores desean agradecer a Salvador Capella, Director de la Autoridad Portuaria de Las Palmas por el apoyo y toda la información proporcionada (batimetría, configuraciones geométricas y tipologías de sección de las estructuras portuarias) y por su seguimiento continuo durante el estudio técnico en el que se basa este artículo; a la empresa Trama Ingenieros por su colaboración en la elaboración de dicho estudio técnico; a la empresa Arcadis por la licencia aportada y el apoyo mostrado; y a Naviera de Armas por su colaboración y las observaciones aportadas.

Referencias

CAMUS, P.; MÉNDEZ, F.J.; MEDINA, R.; COFIÑO, A.S. (2011a). "Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate" en *Coastal Engineering*, 58(6), 453-462. doi:10.1016/j.coastaleng.2011.02.003

CAMUS, P.; MÉNDEZ, F.J.; MEDINA, R. (2011b). "A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas" en *Coastal Engineering*, 58(9), 851-862. doi:10.1016/j.coastaleng.2011.05.007

CAMUS, P.; MÉNDEZ, F.J.; MEDINA, R.; TOMAS, A.; IZAGUIRRE, C. (2013). "High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal áreas" en *Coastal Engineering*, 72, 56-68. doi: 10.1016/j.coastaleng.2012.09.002

DE JONG, M.P.C. Y BORSBOOM, M.J.A. (2012). "A Practical Post-Processing Method To Obtain Wave Parameters From Phase-Resolving Wave Model Results" en *The International Journal of Ocean and Climate Systems*, 3(4), 203-216. doi: 10.1260/1759-3131.3.4.203

JANSSEN, T.T.; VAN DONGEREN, A.R.; KUIPER, C. (2001). "Phase Resolving Analysis of Multidirectional Wave Trains" en *Ocean Wave Measurement and Analysis (2001),* 377-387. doi: 10.1061/40604(273)39 <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40604%28273%2939>

NAVIERA DE ARMAS. *Flota. Volcán de Tamadaba.* <https://www.navieraarmas.com/es/flota_volcan_de_tamadaba/7>

PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES, PIANC (1995). *Criteria for movements of moored ships in harbours, a practical guide*. Report of Working Group no. 24 of the Permanent Technical Committee II. Supplement to bulletin No. 88 (1995). PIANC, Brussels, Belgium.

PUERTOS DEL ESTADO (2000), Recomendaciones para Obras Marítimas (Programa ROM). *Documento 3.1-99. Proyecto de la Configuración marítima de los puertos; Canales de acceso y áreas de flotación*. Madrid, España.

PUERTOS DEL ESTADO. *Oceanografía.* <http://www.puertos.es/es-es/oceanografia/Paginas/portus.aspx>

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Modelos de predicción de movimientos de buques atracados en el Puerto de la Bahía de Algeciras

Iribarren, José Ramón[a]; López, Luis[b]; Carmona, Juan Carlos[c], Herradón, Eva[d] y Pérez, Juan Pablo[e]
[a]Siport21, Director General, jose.r.iribarren@siport21.com; [b]Siport21, Gerente de Departamento Estudios de Amarre y Offshore, luis.lopez@siport21.com; [c]Siport21, Ingeniero de Proyecto, jcarlos.carmona@siport21.com; [d]Siport21, Ingeniero de Proyecto, eva.herradon@siport21.com [e]Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras, jperez@apba.es

Resumen

Dentro de las diversas actividades de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA) orientadas a dotarse de herramientas de análisis del medio físico (SAMPA (Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta) y SAFEPORT (Gestión de Riesgos océano-meteorológicos en entornos portuarios)) y de un modelo hidrodinámico (corrientes) de alta resolución, se busca un siguiente paso: abordar la interacción medio físico-buque-infraestructura para evaluar la fiabilidad, funcionalidad y operatividad de las diversas áreas operativas. Para ello se llevó a cabo una campaña de medidas de movimientos de buques atracados que permitiese calibrar un modelo numérico. Una vez efectuada la calibración del modelo, se determinan los umbrales de permanencia aplicables a los buques atracados en función de los resultados de la campaña de medida. Por otro lado, se definen las matrices de condiciones meteoceánicas a integrar en el sistema SAMPA (Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta) mediante simulaciones dinámicas realizadas con el modelo numérico calibrado. Finalmente, se confeccionan modelos de predicción de movimientos basados en los resultados de las simulaciones.

***Palabras clave**: buque atracado, medidas de campo, movimientos, modelos, ajuste, predicción, operatividad.*

1. Introducción

En febrero de 2016, la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA) encargó a Siport21 la dirección y realización de un proyecto cuyo objetivo final era realizar una campaña de medidas in situ de movimientos de buques atracados en la terminal de Cepsa en la Bahía de Algeciras, para calibrar un modelo numérico que permitiera reproducir su comportamiento. Para ello, se realizó un estudio de las condiciones de permanencia como base para extender su aplicación a nuevas terminales, dividido en las siguientes etapas:

1. Medidas in situ de movimientos de buques tipo atracados previamente seleccionados, acompañado de mediciones simultáneas de marea, corrientes, oleaje y viento local.
2. Calibración de un modelo numérico que reproduce el comportamiento de un amplio rango de buques en los diversos muelles de interés, apoyado en las medidas realizadas.
3. Determinación de umbrales de permanencia aplicables para los buques tipo y comparación con los valores establecidos en la bibliografía (ROM, PIANC, BS)
4. Desarrollo de un modelo de predicción de movimientos de buques a integrarse en SAMPA (Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta) para la gestión de los atraques en el pantalán de CEPSA, basado en una amplia matriz de condiciones meteoceánicas y tipología de buques.

2. Campaña de medidas

La campaña de medidas se extendió de diciembre-2016 a mayo-2017 (6 meses) y cubrió un total de 135 horas de datos. En total se registraron escalas de 9 barcos (de 7.000 TPM a 50.000 TPM) en 4 atraques diferentes, bajo un amplio rango de condiciones meteorológicas, lo que proporcionó una muestra muy representativa de las condiciones de operación de la terminal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La campaña se desarrolló en 4 de los 8 atraques de los que dispone la terminal (A-B-C-I), descritos en la siguiente figura:

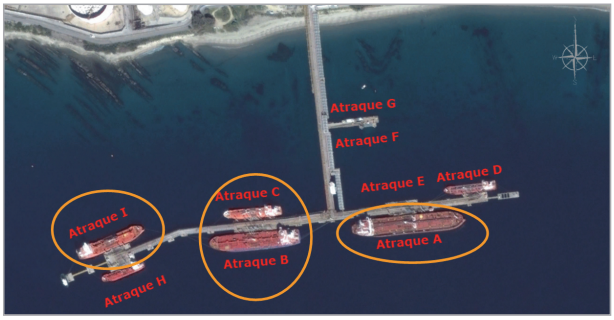


Figura 1. Pantalán de CEPSA y atraques analizados

Se empleó un sistema basado en GNSS RTK combinado con una unidad IMU para medir los 6 grados de libertad de los barcos en alta precisión. Destaca además el empleo de un sistema certificado ATEX dada la tipología de la terminal. Simultáneamente se registraron datos de oleaje y corrientes (sensor AWAC proporcionado por la UPM), viento (estación meteorológica de la terminal) y marea (radar Miros).

Durante la campaña de medidas se contó con la imprescindible colaboración y apoyo del personal de operaciones de la terminal de CEPSA, así como de los Capitanes y tripulación de los diversos buques.

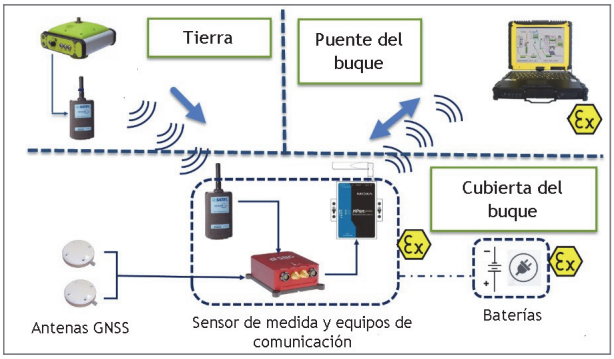


Figura 2. Sistema de medida y distribución de equipos

Se monitorizaron 9 buques petroleros, de entre 105 y 182 m de eslora. Todos los buques emplearon configuraciones de amarre similares (largos de proa, dos springs de proa, dos springs de popa, largos de popa). El número de líneas empleado varió entre 10 y 13 líneas, dependiendo del buque. En algunos casos se reforzó el esquema de amarre durante la estancia del buque en la terminal, mediante traveses en banda.

Figura 3. Sistema de control en el puente del buque

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

A fin de identificar los agentes forzadores que actúan sobre el buque durante su estancia en el la terminal, se realiza simultáneamente a la campaña de medida de sus movimientos, una campaña de medida para el registro del oleaje, el viento y las corrientes.

Los equipos empleados durante la campaña de medida meteoceánica y las variables meteorológicas registradas por cada uno de ellos se describen a continuación:

- Sensor meteorológico de la terminal de CEPSA, para el registro del viento. El sensor está configurado para proporcionar la velocidad y dirección promedio en 1 minuto
- Radar Miros, usado como mareógrafo y que registra datos del nivel del mar y del oleaje (altura significativa y periodo medio espectrales)
- Sensor AWAC de Nortek (600 kHz), sensor de oleaje direccional con perfilador de corrientes. Permite medir las velocidades y las direcciones de las corrientes, el nivel del mar y oleaje, olas de viento e incluso estelas de barcos que pasen por encima del instrumento

3. Análisis de la campaña de medidas

El análisis estadístico de los datos climáticos verifica que la campaña de medidas es representativa del clima medio reinante en la zona. Las siguientes tablas recogen los porcentajes de presentación de agentes climáticos, obtenidos de los registros de la campaña de medidas.

	Hs (m)													
Dir	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1	1-1.1	1.1-1.2	1.2-1.3	1.3-1.4	1.4-1.5	1.5-1.6	Total
E	0.00%	0.00%	0.88%	3.98%	4.42%	0.88%	0.00%	0.88%	1.33%	0.44%	0.00%	0.44%	0.44%	13.72%
ESE	0.44%	1.33%	1.77%	4.87%	7.08%	1.33%	0.44%	0.44%	0.88%	0.00%	0.44%	0.00%	0.00%	19.03%
SE	0.44%	1.33%	0.88%	5.31%	7.08%	3.54%	1.33%	1.33%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	21.24%
SSE	1.77%	6.19%	3.54%	2.65%	2.21%	0.88%	0.88%	2.21%	0.88%	0.44%	0.00%	0.00%	0.00%	21.68%
S	2.65%	1.33%	1.33%	0.88%	1.77%	0.88%	0.00%	1.33%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	10.18%
SSW	0.00%	2.65%	1.77%	0.88%	0.88%	1.33%	0.44%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	7.96%
SW	0.00%	1.33%	1.33%	0.44%	0.44%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	3.54%
WSW	0.00%	0.88%	0.44%	0.44%	0.00%	0.88%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	2.65%
Total	5.31%	15.04%	11.95%	19.47%	23.89%	9.73%	3.10%	6.19%	3.10%	0.88%	0.44%	0.44%	0.44%	100.00%

Tabla 1. Oleaje. Altura Significante (Hs) - Dirección de Procedencia. AWAC

	V (m/s)								
Dir	<2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	Total
NE	0.00%	0.00%	0.93%	0.93%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.87%
ENE	0.00%	1.25%	11.53%	22.74%	4.05%	0.00%	0.00%	0.00%	39.56%
E	1.25%	2.80%	9.66%	7.48%	8.10%	4.67%	7.48%	0.62%	42.06%
ESE	0.00%	1.25%	0.62%	0.31%	0.31%	0.93%	0.93%	0.00%	4.36%
SE	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.62%	0.00%	0.00%	0.62%
SSW	0.00%	0.00%	0.31%	0.93%	0.93%	0.00%	0.00%	0.00%	2.18%
SW	0.00%	0.62%	0.93%	0.93%	0.62%	1.56%	1.25%	0.31%	6.23%
WSW	0.00%	0.62%	1.25%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.87%
W	0.00%	1.25%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.25%
Total	1.25%	7.79%	25.23%	33.33%	14.02%	7.79%	9.66%	0.93%	100.00%

Tabla 2. Viento. Velocidad Media (V) - Dirección de Procedencia en %. Sensor meteorológico

	Vc (m/s)				
Dir	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	Total
N	0.63%	0.00%	0.00%	0.00%	0.63%
NNE	0.63%	0.00%	0.00%	0.00%	0.63%
NE	3.44%	0.00%	0.00%	0.00%	3.44%
ENE	3.44%	0.31%	0.00%	0.00%	3.75%
E	5.31%	1.88%	0.00%	0.00%	7.19%
ESE	4.38%	1.88%	0.00%	0.00%	6.25%
SE	5.31%	0.00%	0.00%	0.00%	5.31%
SSE	7.19%	0.00%	0.00%	0.00%	7.19%
S	4.38%	0.00%	0.00%	0.00%	4.38%
SSW	4.38%	0.31%	0.00%	0.00%	4.69%
SW	7.81%	0.31%	0.00%	0.00%	8.13%
WSW	10.63%	4.38%	0.31%	0.31%	15.63%
W	7.81%	6.25%	0.00%	0.63%	14.69%
WNW	5.31%	5.31%	0.94%	0.00%	11.56%
NW	3.13%	1.88%	0.31%	0.00%	5.31%
NNW	1.25%	0.00%	0.00%	0.00%	1.25%
Total	75.00%	22.50%	1.56%	0.94%	100.00%

Tabla 3. Corriente. Velocidad Media (Vc) - Dirección de avance en %. AWAC

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

En cuanto a las medidas de movimientos a bordo de los buques, se comprobó que mientras el buque permanecía en la terminal es posible realizar operaciones de carga/descarga. El motivo para interrumpir las operaciones era la necesidad de que el buque abandonara la terminal por los grandes movimientos y el consiguiente riesgo de rotura de amarras. Algunos de los buques tuvieron que reforzar el esquema de amarre (más líneas en banda) e incluso uno de ellos situado en un atraque interior solicitó ser protegido por un barco en el atraque exterior adyacente.

Durante la campaña de medida se produjeron en algunos barcos roturas de amarras debidas a movimientos excesivos, y en un caso hubo que interrumpir la carga y abandonar la terminal. La variación de la superficie libre en los tanques, durante las operaciones de carga/descarga, tiene un gran efecto sobre el comportamiento dinámico del buque, especialmente en el movimiento de balance (reducción de estabilidad transversal). Varios Capitanes indicaron que la navegación de ferries en la bahía produce también movimientos significativos en los buques atracados.

Para cada buque se elaboraron "curvas de estado dinámico", equivalentes a las curvas de estados del mar, que relacionaban la evolución de oleaje y viento con los movimientos principales (valores significantes, máximos y periodos característicos).

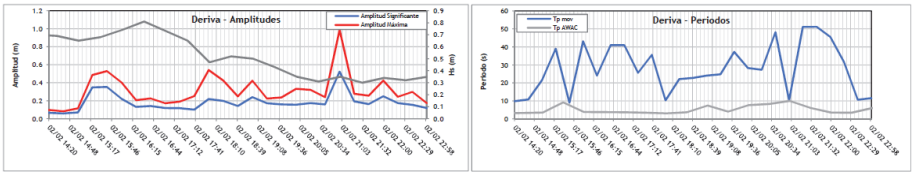


Figura 4. Ejemplo de curvas de estados dinámicos. (deriva – Hs y Tderiva - Tp)

El análisis de las curvas de estados dinámicos muestra que el agente que más influye en el comportamiento del buque amarrado es el oleaje. Pero, en general, los movimientos de los buques no responden a la excitación definida únicamente por medio de los parámetros Hs y Tp (mala correlación). Existen espectros con Hs similar que producen movimientos muy distintos.

Se identificaron diversos factores como posibles causantes de este comportamiento: variación de los esquemas de amarre durante la permanencia del buque, cambios en el estado de carga o variación de la forma espectral del oleaje. Por su importancia, se realizó un análisis específico de la relación entre los espectros de oleaje durante la campaña de medida y la respuesta en balance, movimiento crítico.

Como ya se ha indicado, la campaña de medidas cubre el rango de buques entre 105 y 183 m de eslora total en los atraques A, B, C e I, en una gama de condiciones meteorológicas y estado de carga de buques adecuada para elaborar un modelo de predicción de calidad. En base a los datos de la campaña de medida, se consideran tres tamaños de buque para la confección de modelos de predicción: L1 (Eslora 100-130 m), L2 (Eslora 130-160 m) y L3 (Eslora 160-190 m). También se discriminan en las medidas y modelos de predicción los estados de carga: carga y lastre.

Teniendo en cuenta el tamaño de buque que opera en cada uno de los atraques estudiados, existen en total 12 combinaciones de atraque-tamaño de buque-estado de carga, de las que en 9 se dispone de medidas. Para obtener modelos de predicción de las 3 restantes, se debe realizar una extrapolación a partir de los resultados de los escenarios medidos.

Por otra parte, se realiza un análisis espectral de los registros de oleaje obtenidos durante la campaña de medidas. Este análisis pone de manifiesto una gran variabilidad con el tiempo de la energía del oleaje, tanto en su distribución en frecuencias (densidad espectral) como en su magnitud (altura significativa del oleaje). Debido a esto, los parámetros de altura significativa y período de pico (Hs-Tp) no son suficientes para caracterizar debidamente las condiciones de oleaje locales. La figura siguiente muestra 572 formas espectrales diferentes obtenidas durante la campaña de medidas.

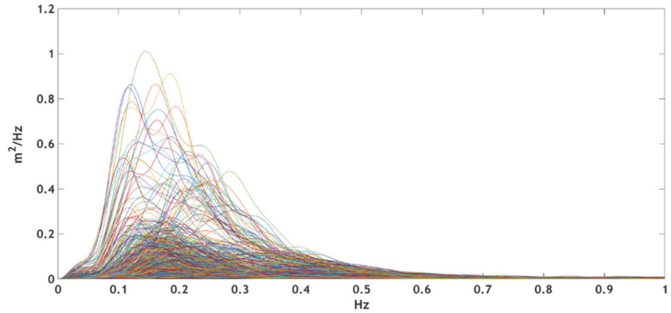


Figura 5. Espectros de medida de oleaje

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Límites de operación y permanencia

De acuerdo a lo observado, los factores limitantes para la permanencia del buque en el atraque son el balance y la guiñada. Los máximos valores absolutos registrados alcanzaron ±3.8º en balance y ±0.9º en guiñada. Los máximos valores significantes registrados alcanzaron ±2.7º en balance y ±0.6º en guiñada.

Comparando los valores registrados con criterios internacionales (ROM, PIANC y BS) se observa que tan solo la ROM incluye límites relacionados con los movimientos angulares y con la permanencia del buque en el atraque. En el caso de la ROM, los límites de permanencia son superiores a los máximos valores registrados durante la campaña de medida.

A la vista de los registros, se proponen los siguientes límites de permanencia:

Guiñada: ±1.0º (Criterio ROM ±2.0º)

Balance: ±3.5º (Criterio ROM ±4.0º)

5. Calibración del modelo numérico

Es necesario obtener un factor de calibración para cada una de las combinaciones de atraque, tamaño de buque y condición de carga en las que se realizaron las medidas. Se deben considerar los factores de calibración independientemente de las condiciones climáticas. Estos factores se obtienen mediante curvas de relación simulación/medida como las que muestra la figura siguiente.

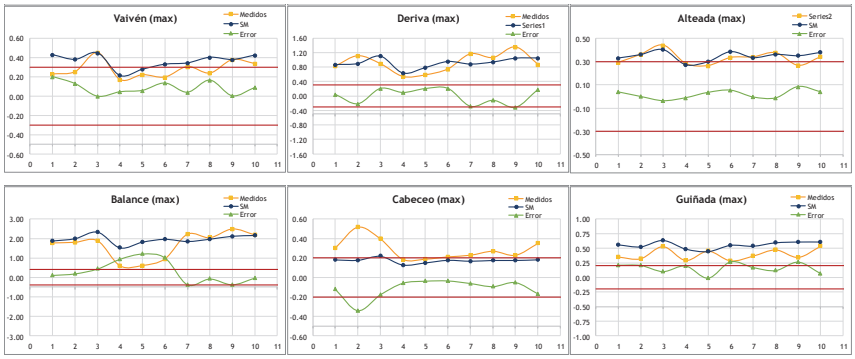


Figura 6. Curvas de calibración. Atraque B, L3, Lastre

6. Modelos de predicción

Previamente a la campaña de medidas se realizó un estudio de condiciones concomitantes, estableciendo cuatro escenarios climáticos diferentes. Se debe confeccionar un modelo de predicción para todas las combinaciones de atraque, buque y condición de carga descritas, en los 4 escenarios definidos**. Es necesario por tanto construir 48 modelos de predicción diferentes**. La figura siguiente refleja los modelos de predicción a obtener:

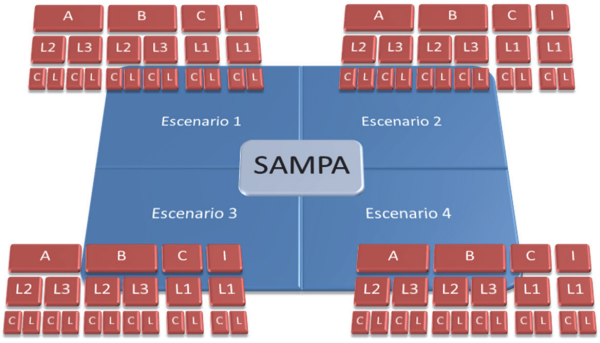


Figura 7. Esquema de modelos de predicción para el sistema SAMPA

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Un procedimiento para la obtención de los modelos de predicción de máxima calidad sería realizar simulaciones con los 572 espectros de medida registrados, en todos los escenarios de condiciones climáticas y las diferentes combinaciones de atraques y buques. Sin embargo, esto se traduciría en un número de simulaciones tan elevado (más de 135000) que la aplicación de este procedimiento no es viable. Se realizó una batería de simulaciones de tanteo para el caso correspondiente al **escenario 2, atraque B, tamaño de buque L3, y condición de lastre** mediante las cuales se consiguió reducir este número a 286 formas espectrales significativas desde el punto de vista de la respuesta de los buques, cifra que seguía siendo excesiva. Otra opción es utilizar los registros de medida a bordo de los buques para confeccionar ajustes de regresión y obtener así modelos de predicción. Pero este procedimiento no es adecuado, ya que los registros de medida no cubren un rango suficientemente amplio para los valores de las variables de entrada, por lo que aparece un problema de sobreajuste, o su traducción al inglés, "overfitting". Se plantea como alternativa la utilización de un número reducido de espectros sintetizados, que cubran de forma satisfactoria la variedad de formas, características y rangos de variables de los espectros de medida registrados en la campaña, que caracterizan de forma adecuada el oleaje de la Bahía de Algeciras. De esta forma se reduce sensiblemente el número de simulaciones a realizar y se evita en gran medida el problema de sobreajuste. Tomando como referencia de validación los 572 espectros de medida, se desarrolló una metodología para obtener espectros sintéticos característicos de la Bahía de Algeciras. Para escoger espectros sintéticos de características adecuadas se utilizan los resultados obtenidos en las simulaciones con 286 espectros mencionados antes. Se generan así 18 espectros sintéticos representativos de los 286 espectros reales de medida.

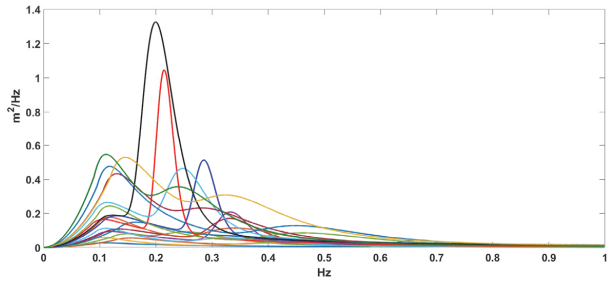


Figura 8. Espectros sintéticos de modelización

La figura siguiente muestra una comparación entre las simulaciones realizadas con los 286 espectros medidos, las predicciones realizadas a partir de los 21 puntos de medida disponibles del caso estudiado, y las predicciones realizadas con un modelo predictivo construido a partir de simulaciones con los 18 espectros sintéticos. Se han resaltado en la figura las zonas en las que se puede apreciar el problema de sobreajuste:

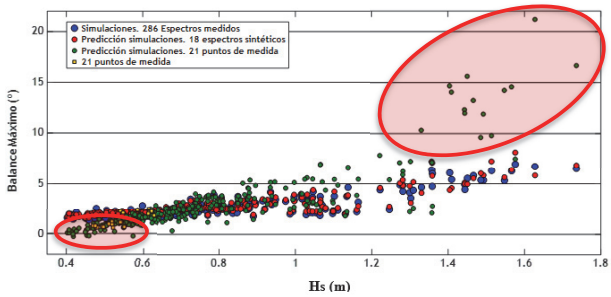


Figura 9. Predicción basada en medidas frente a predicción basada en puntos sintéticos

Los puntos amarillos son los medidos (21), los puntos azules son las simulaciones utilizando 286 espectros y los puntos rojos son las predicciones construidas a partir de las simulaciones con espectros sintéticos. Los puntos verdes son predicciones construidas a partir de las medidas disponibles. Como puede observarse, para alturas de ola incidente de 1.4 m y superiores, el modelo de predicción basado en las medidas de campo (en verde) produce resultados de balance comprendidos entre 10 y 20 grados, claramente excesivos. Además, en algunos casos resultan valores negativos, inaceptables. Esto es debido al sobreajuste del modelo, que solo cuenta con los puntos de medida (en amarillo) como muestra de entrenamiento, los cuales presentan rangos muy estrechos en las variables de excitación. Sin embargo, el modelo basado en las simulaciones realizadas con espectros sintéticos (en rojo), a pesar de contar con tan solo 18 muestras de entrenamiento, no presenta de forma tan acusada este problema, ya que estas 18 muestras cubren todo el rango requerido en las variables. Una vez verificada la viabilidad del uso de los espectros sintéticos, se procede a realizar las simulaciones y construir diferentes modelos de predicción, en función del método de ajuste por regresión utilizado. También se estudian diferentes alternativas en función de las variables que se utilizan como *inputs* para los modelos. La

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

figura siguiente muestra los resultados obtenidos utilizando dos algoritmos de regresión distintos, escogidos entre aproximadamente veinte algoritmos chequeados. El *input* para estos modelos es la altura significante de ola:

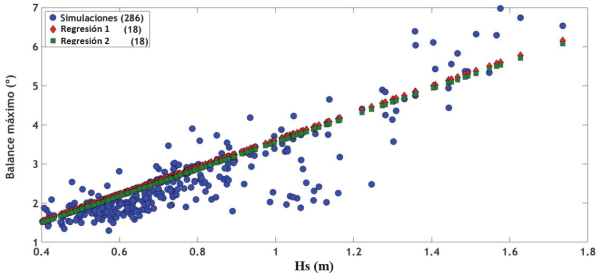


Figura 10. Modelo basado en altura significante. Comparación de métodos de regresión

Como se puede observar, con el parámetro de altura significante se obtienen predicciones que responden a un modelo puramente lineal, produciéndose desviaciones muy grandes en las predicciones respecto a los resultados de las simulaciones. Si, en cambio, se utiliza un parámetro que denominamos altura significante de ola optimizada, se obtienen resultados que se ajustan mucho mejor a las simulaciones realizadas. Los dos algoritmos de regresión producen resultados similares:

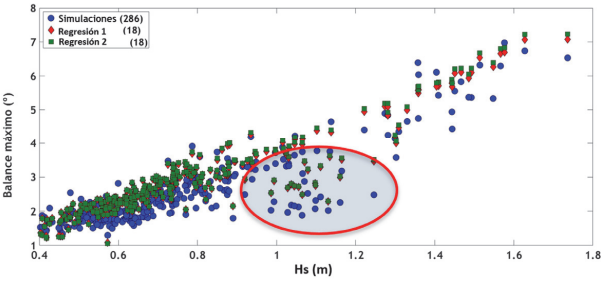


Figura 11. Modelo basado en altura significante optimizada. Comparación de métodos de regresión

El análisis se completa con un estudio de sobreajuste, realizando predicciones con las variables de todos los espectros reales disponibles (572). Los modelos de predicción están confeccionados en base a una muestra de 18 espectros representativos de los 286 seleccionados entre todos los disponibles, por lo que en estas predicciones hay muchos puntos en los que se alimentan los modelos con variables de entrada muy diferentes a las utilizadas en el entrenamiento de los modelos, incluso fuera del rango de los datos de entrada. La figura siguiente muestra una comparación de resultados de simulaciones con 572 espectros de medida y predicciones con las regresiones 1 y 2:

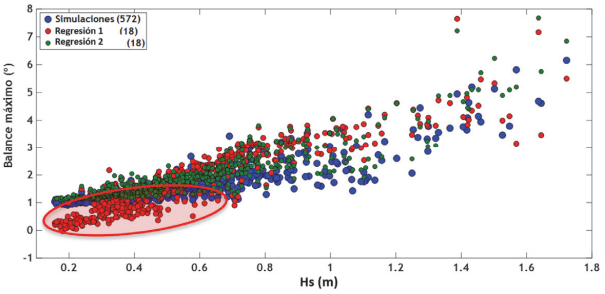


Figura 12. Modelo basado en altura significante optimizada. Comparación 572 simulaciones-regresiones 1 y 2

Tal y como puede apreciarse, para un número importante de puntos se produce el efecto de sobreajuste en el modelo de regresión 1, llegando incluso a producir algún valor de balance negativo. Sin embargo, el modelo de regresión 2 se comporta de una forma mucho más estable cuando se le alimenta con parámetros de entrada diferentes a las muestras de entrenamiento o incluso con parámetros fuera del rango de datos de entrenamiento. El error cuadrático medio de las predicciones realizadas por el modelo de regresión 1 es de 0.65º, mientras que el del modelo de regresión 2 es de 0.43º. En este caso, este último error es elevado debido a que las predicciones resultantes del modelo de regresión 2 son en general superiores a los resultados de las simulaciones con los 572 espectros. Este resultado era esperable, ya que las

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

simulaciones de los 572 espectros de medida contaron con tan solo 20 minutos de duración, mientras que las simulaciones realizadas con los espectros sintéticos cuentan con 3 horas de duración, con lo que el máximo esperable será mayor.

En base a este análisis se recomienda utilizar **modelos de regresión 2** para la confección de los modelos de predicción

7. Resultados

A continuación se muestran resultados de balance obtenidos con los modelos de regresión 1 y 2, basados en el parámetro de altura significante optimizado, para un oleaje con altura significante de 0.3 m y período de pico de 6s:

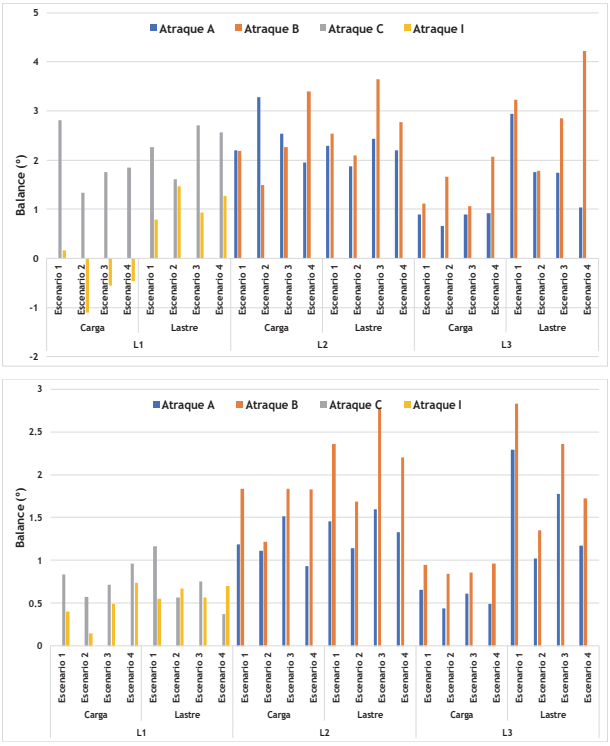


Figura 13. Balance máximo. Predicciones con modelo de regresión 1(superior) y modelo de regresión 2 (inferior)

8. Conclusiones

- La campaña de medidas a bordo de buques atracados permitió obtener datos para calibrar un modelo numérico de comportamiento de buque atracado. Realizando simulaciones en escenarios adicionales con este modelo calibrado fue posible construir modelos de predicción mediante ajustes por regresión.
- El análisis espectral del oleaje registrado pone de manifiesto la complejidad de las formas espectrales que se dan en la Bahía de Algeciras, presentando una gran variabilidad temporal y distribuciones de energía por frecuencia que no responden a formulaciones estándar. Por ello, fue necesario construir una metodología de síntesis de espectros característicos de la Bahía de Algeciras, de manera que se tuviese control sobre los espectros de oleaje a utilizar en las simulaciones. Mediante diferentes simulaciones de comprobación, se verifica la viabilidad del uso de estos espectros sintéticos.
- Para la construcción de los modelos de predicción se barajan diferentes alternativas, en función del método o algoritmo de regresión utilizado y las variables que alimentan a los modelos. Se comprueba que los modelos construidos a partir del parámetro de altura significante optimizada ofrecen predicciones mucho más realistas que un modelo puramente lineal, basado en la altura significante estándar. Adicionalmente se estudian diferentes algoritmos de regresión, descartando aquellos que producen sobreajuste en los resultados. Finalmente estos algoritmos se reducen a los denominados en este artículo como modelo de regresión 1 y modelo de regresión 2. Se comprueba que el modelo de regresión 1 se comporta peor ante valores de la variable de entrada próximas a los extremos de los valores de entrenamiento.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Se realiza una verificación realizando predicciones con un caso de prueba consistente en un oleaje con Hs=0.3m y Tp=6s, dentro de uno de los cuatro escenarios climáticos definidos. El modelo de regresión 1 produce predicciones de valores máximos de balance excesivos en el atraque B (más de 4º) si se tiene en cuenta que la altura significante del oleaje utilizado es reducida (0.3 m). Incluso produce valores de balance máximo negativos en el caso del atraque I. Esto evidencia el problema de sobreajuste que presenta el modelo de regresión 1. En cambio, el modelo de regresión 2 no presenta estos problemas y se considera el más apto para la confección de los 48 modelos de predicción requeridos.
- Estos modelos de predicción permiten establecer alertas operativas en función de la previsión de condiciones climáticas, atraque, tamaño de buque y condición de carga, de tal forma que pueden suponer una herramienta muy útil para la planificación de la operativa del puerto. La metodología desarrollada puede ser empleada para obtener modelos de predicción en otros atraques del puerto u otras instalaciones portuarias. La imagen siguiente ilustra el flujo de información en el proceso de predicción de movimientos:

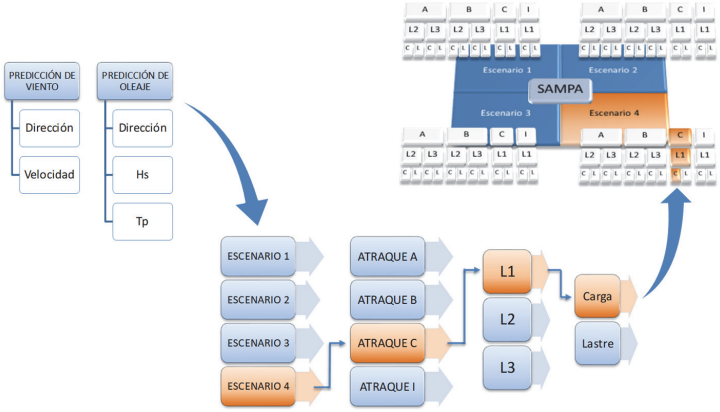


Figura 14. Flujo de predicción de movimientos de buques atracados

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Modelo físico de agitación, onda larga y buques atracados. Ampliación exterior del Puerto de Melilla

de la Lama-Jiménez, Diana[a]; Baonza-González, Antonio[a]; Valdés-Fernández de Alarcón, José María[a] y Ayala-Navarro, Luis J.[b]

[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas (Centro de Experimentación de Obras Públicas), C/Antonio López, nº 81, 28026 Madrid, Diana.delaLama@cedex.es Antonio.Baonza@cedex.es; Jose.M.Valdes@cedex.es

[b]Director del Puerto de Melilla sac@puertodemelilla.es

Resumen

El presente artículo recoge los estudios de agitación, onda larga y barcos atracados en modelo físico 3D de la ampliación del Puerto de Melilla, en el que se exponen los trabajos realizados, el análisis de los resultados obtenidos y las conclusiones fundamentales derivadas del estudio.

Palabras clave: *ensayos modelo físico, agitación, onda larga, buques atracados, puerto, Melilla, CEPYC, CEDEX.*

1. Introducción

El creciente aumento de los tráficos que se vienen produciendo en los últimos años en el Puerto de Melilla, es el motivo por el cual la Autoridad Portuaria de Melilla (APM) consideró la necesidad de ampliar las instalaciones portuarias actuales (figura nº 1) mediante la construcción de una nueva dársena al noreste del puerto actual (figura nº2). La propuesta de Ampliación del Puerto Exterior se recoge en el Plan estratégico del Puerto de Melilla 2012-2022.

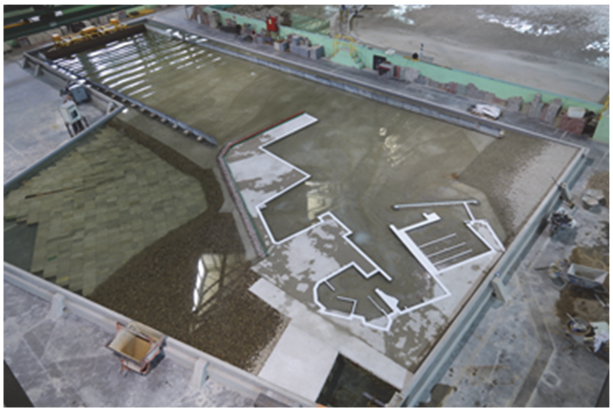


Figura nº 1. Modelo físico de la situación actual del Puerto de Melilla

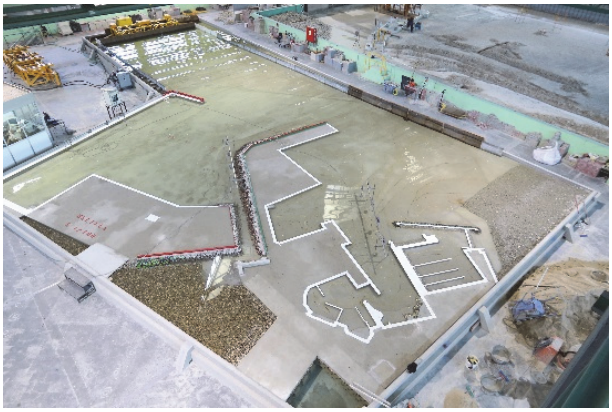


Figura nº 2. Modelo físico del Puerto de Melilla con la ampliación exterior

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Con objeto de analizar el comportamiento hidrodinámico de las dársenas y de evaluar la operatividad de diversos atraques, la APM y el Organismo Público Puertos del Estado (PE) encargaron al CEDEX la realización de ensayos en modelo físico a escala reducida de agitación, onda larga y buques atracados relativos a la ampliación del puerto de Melilla. Los ensayos de agitación y de onda larga se llevaron a cabo en la situación actual del puerto y en la situación final una vez construida la nueva dársena, y los ensayos de buques atracados, en principio, en los nuevos muelles de la ampliación. Posteriormente se decidió, a petición de PE, analizar la operatividad del Muelle Espigón de la Dársena Villanueva.

2. Descripción de los ensayos realizados

En los ensayos de agitación se han evaluado las condiciones de agitación en el interior y en la entrada a las dársenas, en las dos configuraciones mencionadas (situación actual y situación actual con la nueva dársena). En los ensayos de onda larga se han detectado los periodos de resonancia y estimado las amplificaciones en diversos puntos de las dársenas. En los ensayos de buques atracados se ha analizado el comportamiento de varios tipos de buques situados en sus respectivos puestos de atraque.

2.1 Construcción del modelo

Los ensayos se realizaron a escala 1/100, suficientemente grande para minimizar los efectos de escala y suficientemente pequeña para que los costes y la ocupacvión de espacio sean asumibles.

Se ajustaron a la escala adoptada la batimetría del fondo, los paramentos verticales de los muelles, los taludes de las obras de abrigo y de las diferentes estructuras y los tramos de costa adyacentes al puerto para conseguir unas condiciones de refracción, difracción y reflexión adecuadas a la realidad.

El oleaje se propagó desde las paletas generadoras hasta la zona portuaria mediante el uso de pantallas de encauzamiento colocadas perpendicularmente a los frentes de ola de manera que no se produzcan pérdidas de energía por expansión lateral.

2.2 Configuraciones en planta ensayadas

En la figura nº 3 se presenta la configuración inicial del modelo en la que se llevaron a cabo los ensayos de agitación y onda larga. La APM mostró interés en conocer el grado de agitación que se produce en la zona del puente de comunicación entre la nueva explanada de contenedores y el puerto actual, para de esta manera asegurar que el diseño del puente garantizaba que las olas máximas no alcanzasen la base del mismo. Por este motivo, se tuvo que modificar el contorno del modelo de manera que el oleaje generado incidiera en dicha zona por ambos lados del canal (figura nº 4). Con esta nueva configuración del modelo se realizaron los ensayos de buques atracados pero generando el oleaje solo con la paleta de la configuración inicial.

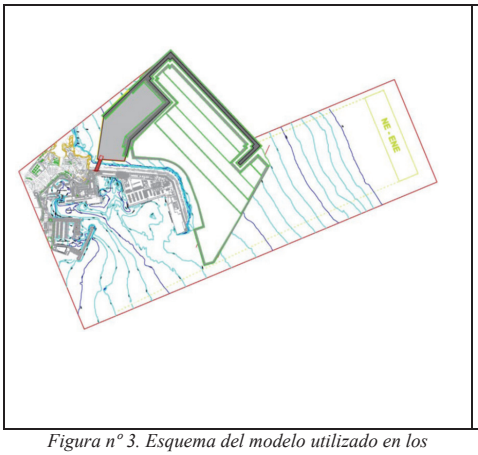


Figura nº 3. Esquema del modelo utilizado en los ensayos de agitación y onda larga

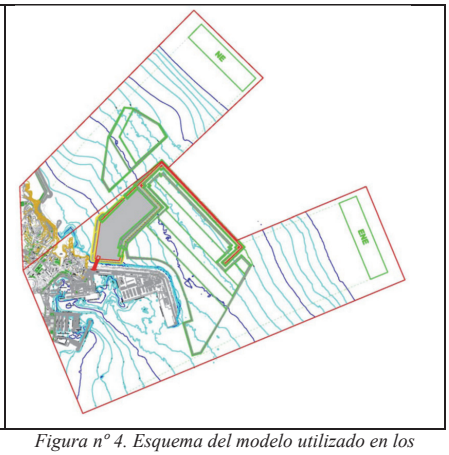


Figura nº 4. Esquema del modelo utilizado en los ensayos de agitación en la zona del puente y de buques atracados

2.3 Oleajes

Los oleajes utilizados en los ensayos fueron ajustados a espectro tipo JONSWAP, con las características indicadas en figura 5, obtenidas a partir de los estudios previos de Clima Marítimo y Propagación del oleaje, a partir de la serie histórica de oleaje del punto SIMAR 2049064 localizado en las coordenadas 35,33ºN; 2,92ºW y con un periodo de datos que abarca desde enero 1958 a noviembre 2017.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Se ha considerado que tanto los oleajes del sector NE como los del sector ENE alcanzan la zona de la primera batimétrica representada en el modelo (profundidad = 20 m) con una orientación similar, por lo que a efectos de la agitación y del comportamiento de los buques atracados las diferencias de los resultados serían muy pequeñas en caso de ensayar por separado ambas direcciones. La dirección ENE presenta valores del coeficiente de refracción-shoaling k_{rs} = 1,00 y 0,98 para los periodos 7 y 10 s respectivamente, por lo que prácticamente mantiene su dirección de avance, lo que unido a que es más desfavorable, al penetrar más directamente en las dársenas, hizo que fuera la seleccionada para realizar todos los ensayos.

Punto SIMAR 2049064. Oleajes de ensayo. Agitación (con calmas)

Enero 1958-Noviembre 2017

Oleaje	Dirección (α_o)	T_p (s)	Dirección (d=-20 m)	Intervalo T_p (s)	f_α	f_T	$f_{\alpha T}$	H_s (m)	γ	k_{rs}	WEIBULL		
											A	B	C
1	NE (33,75º-56,25)	7	ENE	$T_p \leq 8$	0,5056	0,9177	0,4640	2,50	3,3	0,99	0,00	1,0105	1,5200
2		10		$T_p > 8$		0,0823	0,0416			0,95	0,00	1,4595	1,4057
3	ENE (56,25º-78,75º)	7	ENE	$T_p \leq 8$	0,1017	0,9617	0,0978	2,50	3,3	1,00	0,00	0,5017	1,1761
4		10		$T_p > 8$		0,0383	0,0039			0,98	0,00	0,8647	1,2152

Figura nº 5. Oleajes de ensayo

Las alturas de ola de referencia se eligen, en general, de forma que sean suficientemente representativas desde el punto de vista de la explotación del puerto y compatibles con una adecuada generación y medida de las variaciones del nivel de agua en el modelo, evitándose en todo momento el descrestamiento de las olas, ya que se producirían pérdidas de energía por rotura en la zona de alimentación, lo que impediría establecer una relación lineal entre el oleaje en el interior y en el exterior del puerto.

Todos los ensayos de agitación se han llevado a cabo teniendo en cuenta un nivel del mar correspondiente a la cota +0,50 m sobre la bajamar.

En las figuras nºs 6 y 7 se presentan los espectros correspondientes a los oleajes ensayados, incluyendo el teórico (JONSWAP) y el reproducido (suavizado) en el punto de referencia frente a las paletas generadoras.

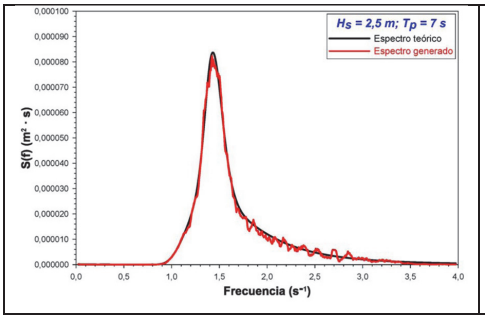


Figura nº 6. Espectros de oleaje. T_p = 7 s

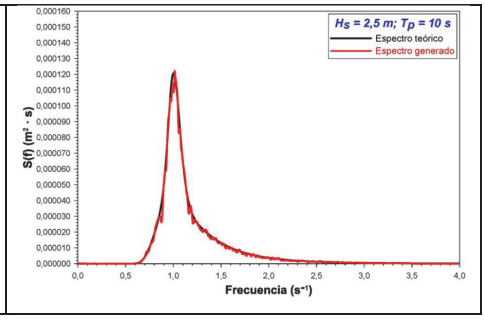


Figura nº 7. Espectros de oleaje. T_p = 10 s

2.4 Ensayos de agitación

Los ensayos de agitación han tenido por objeto evaluar las variaciones del nivel de agua a la entrada y en el interior del puerto en la situación actual y en la situación final una vez realizada la ampliación proyectada. Para llevar a cabo el análisis de agitación, se fijaron un número determinado de puntos de control de altura de ola situados formando una malla más o menos uniforme en las zonas de interés (zonas de atraque fundamentalmente). La distancia entre los puntos de medida en el modelo han sido del orden de 100 m en prototipo. En todos los ensayos, se consideró un punto de referencia frente a las paletas, situado a una profundidad de agua de 20,5 cm que registra el oleaje en una profundidad equivalente en prototipo a 20,5 m respecto de la bajamar.

El número de puntos de medida ha sido 37 puntos para la situación actual del puerto y 109 puntos para analizar el puerto tras la ejecución de la ampliación, correspondiendo uno de ellos en cada caso a la sonda de referencia del oleaje exterior. Los esquemas con la distribución de los puntos de medida, incluidos los correspondientes a la zona del puente, se presentan en las figuras nºs 8, 9 y 10.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

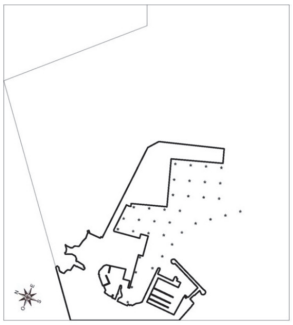


Figura nº 8. Situación actual

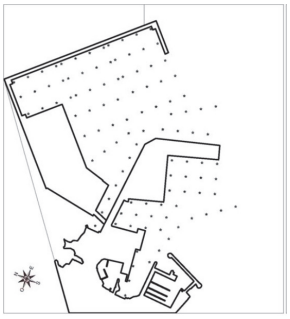


Figura nº 9. Ampliación

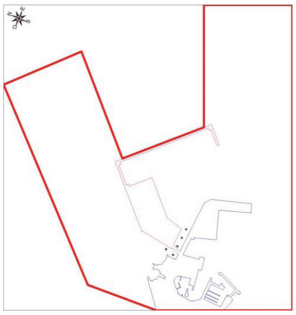


Figura nº 10. Zona puente

La toma de datos se ha llevado a cabo utilizando sondas capacitivas colocadas en los puntos de medida, que registran de forma continua las variaciones de nivel del agua.

La interpretación de los resultados obtenidos se llevó a cabo analizando los valores de los coeficientes de agitación k_i como la relación de la altura de ola significante en el punto considerado, H_{si}, y la altura de ola significante de referencia H_{so}: $k_i = \frac{H_{si}}{H_{so}}$, dibujándose para cada caso las curvas de isoagitación.

Para una mejor interpretación de los resultados se definieron, en cada fase, unas zonas de cálculo de especial interés en cuanto al comportamiento hidrodinámico de la dársena o a sus condiciones de explotación. En cada una de estas zonas y para cada ensayo realizado, se determinaron los coeficientes de agitación medio (k_{Hmedio}) y máximo ($k_{Hmáx}$). Igualmente, se obtuvieron las desviaciones estándar de tales valores, para comprobar la dispersión de los valores en las zonas consideradas. Esta metodología facilita la comparación de los resultados obtenidos en cada situación estudiada y, por tanto, contribuye a una mejor comprensión del comportamiento hidrodinámico de las instalaciones portuarias.

2.5 Ensayos de onda larga

Se analizó la posible existencia de fenómenos de resoncia en diferentes zonas del puerto actual y de la ampliación. Para ello, se generó un espectro de "ruido" con un período máximo de 200 y mínimo 30 segundos en prototipo y un número de componentes espectrales entre ambos períodos de 1500. Se ubicaron los puntos de medida en los extremos y en el centro de las zonas seleccionadas (posibles antinodos y nodos, respectivamente) para detectar los posibles modos de resonancia. El Muelle Adosado al nuevo Dique de Abrigo, es la zona más propensa a que se presenten fenómenos de resonancia debido a sus características geométricas (forma rectangular, fondo plano y paramentos verticales).

Para identificar las oscilaciones de largo periodo correspondientes al puerto y no las provocadas por el modelose realizaron ensayos para tres configuraciones distintas: la definida en el proyecto de ampliación y dos configuraciones que provocan variaciones sustanciales en el comportamiento hidrodinámico del modelo respecto a la configuración de proyecto. Una configuración en la que se disponen dos diques exentos en el canal de acceso, con orientaciones aproximadas Norte y Este (figura nº11) y otra configuración en la que se colocan dos diques alineados y paralelos a la paleta generadora de oleaje (figura nº12).

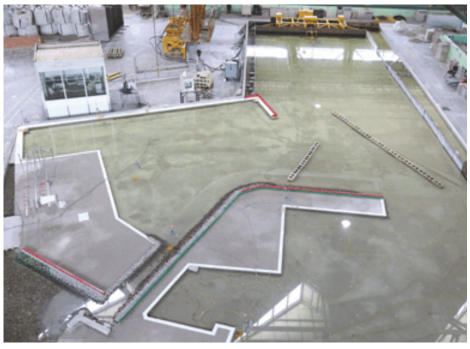


Figura nº11 Modificación de la planta en el exterior de la dársena, para analizar los efectos del contorno exterior del modelo en la onda larga. Configuración 1

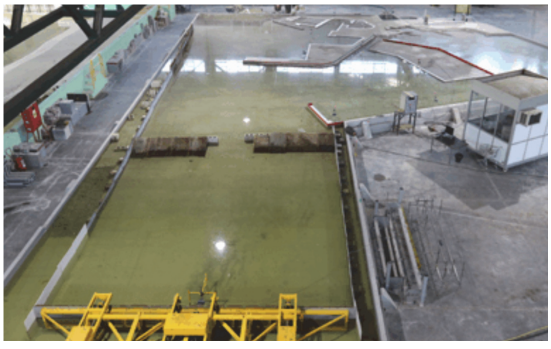


Figura nº12. Modificación de la planta en el exterior de la dársena, para analizar los efectos del contorno exterior del modelo en la onda larga. Configuración 2

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El barrido continuo de frecuencias en el rango de la onda larga seleccionado permite detectar, por medio del análisis espectral de las series temporales de oscilación vertical de los diferentes puntos de medida, qué frecuencias se ven amplificadas de forma significativa con respecto a la señal de entrada y en qué orden de magnitud (figura nº13).

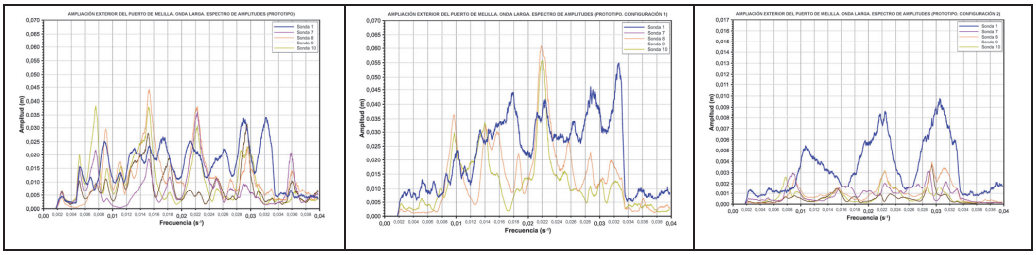


Figura nº13: Análisis espectral para cada configuración

La única frecuencia con amplitudes significativas que se presentó en los tres ensayos fue la correspondiente a un valor $f_R = 0{,}0220\ s^{-1}$ ($T_R = 45{,}5$ s) y para las sondas situadas en los extremos y en el centro del Muelle Adosado al Dique de Abrigo. En esta frecuencia, la sonda situada en el punto medio del muelle, presentó una amplitud muy baja, lo que indica la posición de un nodo.

Estos resultados, se aproximan bastante a los obtenidos en el estudio teórico realizado en dicho muelle y que da como resultado para el modo n = 3 un periodo de resonancia $T_R = 49{,}5$ s.

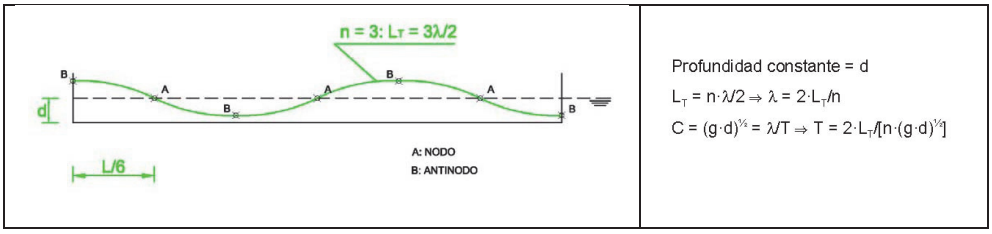


Figura nº14. Estudio teórico onda larga para n=3

Para estás frecuencias se realizó un estudio más exhaustivo con buque atracado, metanero de 198.5 m de eslora (figura nº15) mediante la generación de los oleajes monocromáticos de periodos 43, 45 y 47 s, observándose incrementos de energía considerables cuando nos acercamos al período de 45s

Figura nº15. Metanero ensayo buque atracado onda larga

2.6 Ensayos de buques atracados

Se analizaron las condiciones de explotación y operatividad de los atraques. Para ello, se midieron: oleaje exterior, movimientos del buque (vaivén, deriva, guiñada, alteada, cabeceo y balance), fuerzas en las amarras (largo de proa, spring de proa, través de proa, largo de popa, spring de popa, través de popa) y reacciones en las defensas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para la medida de las fuerzas tanto en las amarras como en las defensas, se utilizaron extensómetros.

Los movimientos de los buques atracados se registraron empleando el sistema Qualisys con tres cámaras Oqus para el análisis de movimiento en 3 dimensiones (figura nº15).

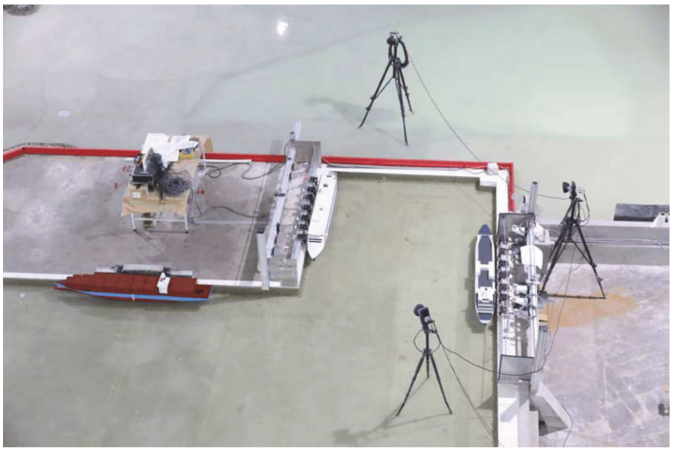


Figura n°16. Sistema Qualisys con tres cámaras Oqus para el análisis de movimiento en 3 dimensiones

El buque atracado se consideró como un sistema oscilatorio, cuyos movimientos están restringidos por la actuación del equipo de amarre y las defensas, sometido a una excitación exterior impuesta por el oleaje.

Las alturas de ola a las que se somete el buque en su atraque correspondiente han sido, en todos los casos, 4 y sus valores fueron:

H_s = 1,5-2,0-2,5 y 3,0 m, con el periodo de pico T_p=7 s

H_s = 2,0-2,5-3,0 y 3,5 m, con el periodo de pico T_p=10 s

Se analizó el comportamiento de cinco buques: un metanero de 35.000 m^3, un crucero de 186 m de eslora, un portacontenedores de 218 m de eslora, un portacontenedores de 135 m de eslora con dos sistemas de amarre y un ROPAX de 153 m en los atraques indicados en la figura nº 16.

Figura nº 17. Disposición de buques de ensayo en el modelo

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

n el Muelle de Contenedores se reprodujeron defensas Prosertek SC 1600 H de calidad A. En el Muelle Espigón del puerto actual se reprodujeron defensas Prosertek TCN-1000 de calidad A. Los sistemas de amarre utilizados en los ensayos han sido los que se indican a continuación (figuras nº 17 a nº 21):

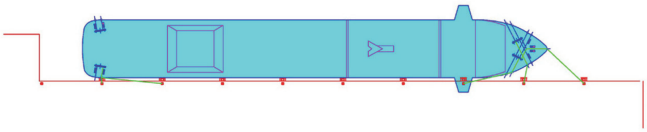


Figura nº 18. Crucero 186 m. Plena carga. 3 largos de proa; 2 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; y 2 traveses de popa

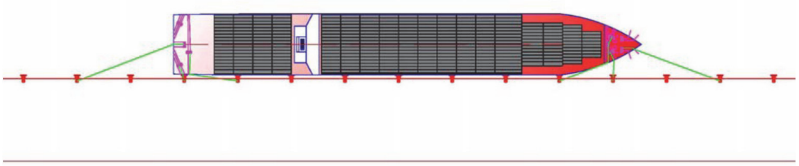


Figura nº 19. Portacontenedores 218 m. Plena carga. 3 largos de proa; 2 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; 2 traveses de popa; y 3 largos de popa

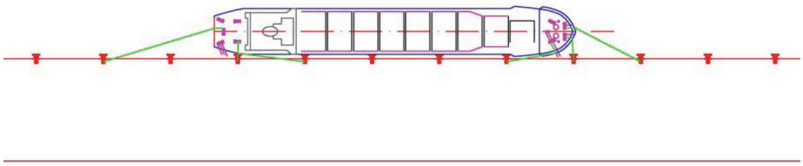


Figura nº 20. Portacontenedores 135 m. Plena carga. Sistema 1: 3 largos de proa; 2 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; 2 traveses de popa; y 3 largos de popa. Sistema 2: 3 largos de proa; 3 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; 3 traveses de popa; y 3 largos de popa

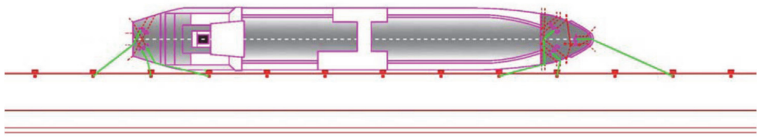


Figura nº 21. Metanero 198,5 m. Lastre. 3 largos de proa; 2 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; 2 traveses de popa; y 3 largos de popa

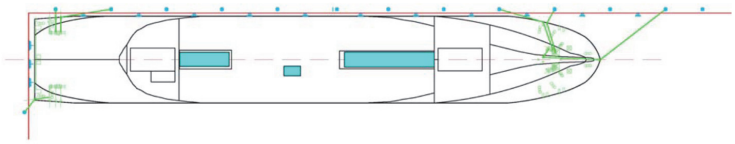


Figura nº 22. RoPax 153 m. Plena carga. 3 largos de proa; 2 traveses de proa; 2 springs de proa; 2 springs de popa; 2 traveses de popa; y 1 largo de popa

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La estimación de la operatividad se realiza mediante el Índice de Excedencia o Inoperatividad definido como el "tiempo en un año medio en el que se supera, al menos una vez en el periodo de una hora de operación de carga/descarga, el valor máximo admisible de algún movimiento del buque o de los esfuerzos en las amarras y en las defensas", lo que, evidentemente, no supone que durante ese tiempo, distribuido a lo largo del año, tenga que interrumpirse la operación, sino que en algún momento de cada jornada se producirá un descenso del normal rendimiento de las operaciones de carga/descarga. El cálculo de dicho índice tiene en cuenta exclusivamente los resultados relacionados con los movimientos del buque y se realiza partiendo de la altura de ola significante admisible para el movimiento crítico en la profundidad donde está situada la sonda de referencia en el modelo y, a partir de ella, obteniendo mediante el coeficiente de transformación la altura de ola correspondiente en aguas profundas, $(H_{so})_{adm}$.

Los criterios para determinar las amplitudes admisibles de los movimientos de los buques dependen, entre otros factores, del tipo de buque, de la mercancía y de los medios de carga y descarga disponibles y figuran en diversas publicaciones. En nuestro caso, utilizamos: ROM 2.0-11, "Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre" (junio 2012, 1ª edición) que figuran en sus tablas 4.6.4.22 y 4.6.4.48; y PIANC, "Criteria for movements of moored ships in harbours. A practical guide. Supplemet Bulletin 88. W. G. 24, 1995" (PIANC, 1995). Además, para el caso de Portacontenedores grandes, PIANC presenta en su informe nº 115 "Criteria for the (un)loading of container vessels" (PIANC, 2012) un nuevo criterio más ajustado a las condiciones reales de las operaciones de carga/descarga para este tipo de tráfico.

Los límites anteriores se interpretan desde un punto de vista estadístico, asociando los fenómenos -movimientos- a las frecuencias de excedencia del oleaje que los provoca, de acuerdo con los datos del correspondiente estudio de Clima Marítimo, resultando así las relaciones: Altura significante del oleaje (H_s) - Amplitud admisible del movimiento. las cuales permiten estimar los máximos de las amplitudes de los movimientos esperables en una hora de oleaje. Procediendo en sentido contrario, a partir de los valores admisibles puede obtenerse la altura de ola significante límite correspondiente al valor admisible de cada movimiento. De esta forma, se detecta el movimiento asociado a la menor de las alturas de ola límites (movimiento crítico) y que, por tanto, daría lugar a la superación de un movimiento admisible para la operación de carga/descarga, en una hora de trabajo del buque y la altura de ola que produce esta superación.

Combinando este resultado con el régimen direccional del oleaje, y extrapolando mediante una distribución de Weibull, se calcula el Índice de Excedencia o Inoperatividad.

El número de días al año en que se supera esta altura de ola, para una dirección α y período T, es:

$$D_{\alpha T}[(H) = (H_s)_{adm}] = 365 f_\alpha f_T F_{\alpha T}[((H_{os})_{adm})_{\alpha T}]$$

Aplicando la función de distribución Weibull, para cada dirección y período a esta altura de ola se obtiene el tiempo en un año medio en que se supera la altura $(H_{os})_{adm}$, para la dirección α y periodo T. La suma de los días correspondientes a todos los casos de dirección y periodo analizados representa la inoperatividad del atraque.

3. Resultados y conclusiones

3.1 Excedencias obtenidas en agitación

Los oleajes procedentes de las direcciones en alta mar NE y ENE alcanzan la batimétrica a -20 m con una orientación similar y que coincide prácticamente con la ENE (k_{rs} del orden de 1,00 para los dos periodos ensayados), por lo que esta última ha sido la seleccionada para generar ambos oleajes.

En la situación actual del puerto, el tiempo estimado de operatividad en función de la elevación de la lámina de agua, según los resultados de los ensayos de agitación, esa prácticamente del 100% en todas las zonas del puerto para los tipos de buque potencialmente usuarios de sus instalaciones.

La construcción de la Nueva Dársena incrementa ligeramente la agitación en el interior del puerto actual, debido al oleaje reflejado en el martillo situado en el morro del nuevo Dique de Abrigo. No obstante, la operatividad en todas sus zonas sigue siendo aceptable.

En la Nueva Dársena, únicamente la operatividad del atraque para buques tipo Crucero es algo elevada (excedencias de 8-10 días en un año medio), siendo prácticamente del 100% para el resto de atraques.

El estudio realizado para conocer la intensidad de la agitación en la zona del puente que enlaza el puerto actual con la nueva explanada de contenedores ha presentado unos valores de los coeficientes de agitación, para ambos periodos ensayados, suficientes para garantizar la seguridad de la estructura incluso bajo la acción de los oleajes más intensos que se presentan en la zona.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.2 Onda larga

La única zona susceptible de que se produzcan fenómenos de resonancia significativos es el Muelle Adosado al Dique de Abrigo, al estar limitado por dos paramentos verticales paralelos y con una profundidad constante en toda su longitud.

El periodo de resonancia de esta zona, según los resultados obtenidos en los ensayos, ha sido $T_R = 45,5$ s, que se aproxima en gran medida al resultado obtenido en el estudio teórico realizado y cuyo valor fue $T_R = 49,5$ s para el modo de oscilación $n = 3$.

Las amplificaciones oscilan entre los valores 1,45 en el extremo Oeste del muelle y 1,73 en el extremo Este.

El rango de periodos anterior (45 s - 50 s), puede provocar problemas de operatividad e incluso de seguridad a los buques potencialmente usuarios de dicha instalación, con dimensiones similares al buque de ensayo, es decir, de eslora del orden de 200 m.

Es importante señalar, que el hecho de que exista uno o más períodos que provoquen amplitudes importantes no quiere decir que la zona en cuestión vaya a oscilar en esos períodos. La interpretación correcta es, que si al puerto llega una excitación (onda larga asociada a grupos de olas, "setdown", bajas presiones, etc.) con contenido energético en los períodos cercanos a los de resonancia, dicha zona tendrá una gran facilidad para absorber esa energía en esa frecuencia o banda de frecuencias y oscilará fuertemente. Por otra parte, todas las zonas o dársenas tienen sus períodos propios de oscilación, dependientes de sus características geométricas y físicas, por lo que lo más efectivo es intentar alejar esos períodos propios de aquéllos que llegan al puerto por uno u otro motivo.

3.3 Operatividad de los atraques

Del análisis de los resultados de los ensayos y tras la aplicación de las consideraciones señaladas,a lo largo de este informe, se deduce la siguiente conclusión general: todas las situaciones ensayadas, a excepción del Portacontenedores de 135 m de eslora con el sistema de amarre SA 1, presentan buenos resultados.

3.3.1 Crucero 186 m

El Índice de Excedencia presenta unos resultados muy diferentes según el criterio adoptado. El criterio ROM para el balance marca un límite demasiado estricto (0,2º) mientras que el PIANC, para el mismo movimiento, exige un límite mucho mayor en términos comparativos (1º), por lo que los tiempos de inoperatividad son tan dispares. Aplicando el criterio del PIANC los resultados son aceptables mientras que con el criterio ROM, a la vista de la distribución mensual obtenida, la inoperatividad es excesivamente alta. Los movimientos verticales son los más desfavorables, destacando el balance y en menor medida el cabeceo. Los movimientos horizontales junto con la alteada han sido poco significativos.

3.3.2 Portacontenedores 218 m

El criterio ROM da como resultado, para el periodo de noviembre a abril, superaciones del límite del balance del orden de 1 día al mes, excepto en marzo algo inferior a 2 días/mes. Aplicando los criterios del PIANC los resultados son algo más favorables, presentando en el mismo periodo valores inferiores a 1 día/mes salvo en los meses febrero y marzo que superan ligeramente ese valor. Al incidir el oleaje de costado, los movimientos que limitan la operatividad han sido el balance según el criterio ROM y la deriva para los supuestos de PIANC.

3.3.3 Portacontenedores 135 m

Con el sistema de amarre SA 1 de nuevo se da una discrepancia notable en los resultados según el criterio adoptado para el balance que es, en todos los casos, el movimiento crítico. El criterio ROM da como resultado 118 días/año de superación del límite del balance, mientras que para el PIANC 1995 es 21 días/año. Los dos índices no son aceptables desde el punto de vista de la operatividad, por lo que se optó por modificar el sistema de amarre incrementando en una línea los traveses con objeto de rebajar el balance. Con este nuevo sistema de amarre SA 2 se consigue rebajar el Índice de Excedencia en torno a un 25% para el criterio ROM y un 50% para los criterios PIANC.

Teniendo en cuenta el pequeño tamaño del buque tipo ensayado, se puede decir que estos resultados junto con los obtenidos con el Portacontenedores 218 m, indican un nivel de operatividad del Muelle de Contenedores aceptable.

3.3.4 Metanero 198,5 m

Para este buque se ha obtenido plena operatividad con los criterios ROM 2.0-11 y PIANC, 1995, superándose el Índice de Excedencia solamente 1 día en un año medio. Los límites de ambos criterios coinciden en todos los movimientos excepto en el vaivén, para el que el PIANC es más exigente, 2 m frente a 4 m que indica ROM. El movimiento crítico es el balance, por lo que el valor del Índice de Excedencia coincide en ambos casos.

3.3.5 RoPax 153 m

La operatividad es prácticamente del 100%, dando los mismos valores del índice ambos criterios (inferior a 1 hora en un año medio) al ser la deriva el movimiento crítico y coincidir el valor límite.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Referencias

Ensayos en modelo físico 3D de agitación, onda larga y buques atracados de la Ampliación Exterior del Puerto de Melilla. Informe final. Tomo II: Ensayos de buques atracados. Clave CEDEX: 21-418-5-002. Madrid, mayo de 2019.

GODA, Y. (1985) *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press.

HUGHES, S.A. (1993) *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

NOVAK, P. (1981). *Models in Hydraulic engineering. Physical principles and Design Applications.* Boston (Mass.) by Pitman advanced publishing program [J Čábelka]

OCIMF, Oil Companies International Marine Forum. (2008) *Mooring Equipment Guidelines, 3rd Edition*. London. Witherby Seamanship International.

REDONDO-REDONDO, L., BAONZA-GONZÁLEZ, A., GUTIERREZ-SERRET, R. (2010) "Ensayos de barcos atracados en modelo físico a escala reducida." En *Revista Ingeniería Naval*, número 878, febrero 2010.

SMITZ, H. (1995) *"Criteria for movements of moored ships in harbours"*. Report of Working Group 24. Supplement to Bolletin 88,. Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC). [Ole Juul Jensen, S. Heinesen, P. Hebert, G. Viggosson, L. Bolatti Guzzo, S. Ueda, Th. Elzinga, S. Bjordal, H. Moes, J.R. Iribarren, E. Bowers.]

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Un parámetro de diseño para perfiles de playa apoyados en laja rocosa. Metodología aplicada a Cádiz

Contreras, Antonio[a]; Gómez-Pina, Gregorio[a]; Muñoz-Pérez, Juan José[a]; Contreras, Francisco[a]; Chamorro, Gabriel[b]; Cabrera, Pablo[a]

[a]Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. antonio.contreras@uca.es, gregoriogpina@yahoo.es, juanjose.munoz@uca.es, francisco.contreras@uca.es, [b]ETSI Univ. de Sevilla, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, Camino de los Descubrimientos S/N, 41092. Sevilla. gchamorro1@us.es.

Resumen

Este artículo está basado de la recopilación de datos de perfiles de playa en el litoral de la provincia de Cádiz, con el objetivo de analizar dichos datos y proponer nuevas formulaciones sobre los parámetros de diseño del perfil de equilibrio en playas apoyadas en laja rocosa, de aplicación, a los futuros proyectos de regeneraciones de playa en dicho litoral.

El litoral de la provincia de Cádiz (sobre todo la zona atlántica) se encuentra ubicada en una zona con marea (mesomareal), que hace que el perfil de equilibrio que se desarrolle en dos tramos diferenciados, el tramo de rotura y el de asomeramiento. Estos dos tramos dan lugar al perfil típico biparabólico existente en mares con marea.

La existencia de zonas con lajas/rocas que interrumpe el desarrollo normal del perfil típico biparabólico hace que se desarrollen distintas tipologías de perfil de playa. Es por tanto fundamental, identificar correctamente la tipología del tramo de playa a estudiar, para a partir de ahí, establecer los parámetros característicos que define el perfil de playa, con el objeto de su aplicación en futuras regeneraciones.

El clima marítimo de la zona, el grado de exposición de los perfiles de playa, así como las características de los sedimentos van a ser los factores condicionantes principales para la determinación de los parámetros de diseño.

El objetivo, por tanto, es la determinación de nuevas formulaciones sobre los parámetros de diseño del perfil de equilibrio de playas apoyadas en lahja rocosa en mares con marea. Dichas formulaciones, han sido aplicadas y modeladas sobre los propios perfiles existentes que han servido de base para la realización de este trabajo, con el objeto de cuantificar el error existente entre el perfil real y el modelado. Dicho análisis comparativo se ha hecho extensivo, con las formulaciones propuestas por otros autores anteriores, obteniéndose mejores resultados con las nuevas formulaciones.

Palabras clave: *Playas, perfil de equilibrio, monoparabólico, biparabólico, lajas, marea*

1 Introducción

Un proyecto de regeneración de playa requiere identificar los parámetros fundamentales que definen del perfil de equilibrio. Como ya han expuesto algunos autores previamente (Gómez-Pina, 2001), dicho perfil de equilibrio depende de la tipología de perfil existente, dado que dicha tipología condiciona sus parámetros de diseño.

De forma general podemos definir el perfil de equilibrio como la situación o estado al que llega un perfil de playa, en situación de oleaje constante, durante un tiempo suficiente.

Diferentes autores Fenneman (1902), Johnson (1919), Bruun (1981), Schwartz (1982), Moore (1982), Larson y Kraus (1989), Larson (1991), Kriebel et al (1991), Pilkey et al. (1993) han definido el concepto de perfil de equilibrio.

Dean (1983) lo definió como: "*una idealización de las condiciones que ocurren en la naturaleza para unas características del sedimento particulares y condiciones estables del oleaje"*, posteriormente, Dean (1991) añade una definición como "*el balance entre fuerzas constructivas y destructivas".*

Bruun (1954) y posteriormente, Dean (1977), obtuvieron la formulación matemática que define el perfil de Equilibrio en playas, de la forma:

$$h = A \cdot x^{2/3} \qquad Ec.1$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La variación cíclica del nivel del mar (marea), producen cambios que afectan a la morfodinámica de las playas, y por consiguiente al perfil de equilibrio (Muñoz-Pérez y Medina, 2005).

Masselink y Short (1993), Inman et al. (1993), González (1995) y Bernabeu et al. (2002) desarrollan una formulación del perfil de equilibrio en dos tramos: perfil emergido (perfil de rotura) y perfil sumergido (perfil de asomeramiento), lo que se ha venido llamando como un perfil biparabólico. Estos autores no tuvieron en cuenta los efectos causados en el perfil de equilibrio por la existencia de zonas con lajas.

En las zonas costeras donde las lajas rocosas o arrecifes juegan un papel predominante desde el punto de vista de la morfodinámica costera es importante el conocimiento de los perfiles en laja. Muñoz-Perez (1996) fue el primer investigador que abordó, de forma teórico-práctica (utilizando datos de Gómez-Pina (1995)), un modelo que permitía de manera relativamente sencilla el diseño práctico de playas apoyadas. En los estudios de Muñoz-Pérez et al (1999) se enfatiza principalmente en la relación existente entre el parámetro de forma con laja (A_{CL}) y sin laja (A_{SL}).

$$A_{CL} = 1{,}48\, A_{SL} \qquad Ec.2$$

Gómez-Pina (2001) propone un modelo biparabólico de perfiles de playa en mares con marea basado en datos de campo del litoral español que permite la cuantificación de una serie de parámetros relacionados con el perfil de playa. También propone un modelo para el tratamiento de lajas mareales. Las formulaciones y recomendaciones propuestas son de aplicación a las fachadas mareales de la costa española. Gómez-Pina, amplió la formulación de Muñoz-Pérez, introduciendo el parámetro de "altura de ola relativa" (H/F_L) , ó su término equivalente de "francobordo relativo" (F_L/H), uno de los parámetros clásicos de mayor influencia sobre la transmisión del flujo de energía en los diques impermeables sumergidos (como son las lajas rocosas) en la forma siguiente:

$$A_L^{Medido} = A_{Dean}\, f\left({}^{B_L}/_{F_L}, {}^{H}/_{F_L}\right) \qquad Ec.3$$

Donde B_L es el ancho de laja (m), F_L es el francobordo (m) y H la altura de ola (m).

El perfil de equilibrio se extiende hasta una "profundidad límite" ("seaward limit") o "profundidad de cierre" (closure depth), más allá de la cual no existe transporte significativo de material, y que es la que determina el límite de validez del perfil.

Para perfiles con laja Muñoz Pérez (1996) y Gómez-Pina (2001), han definido los parámetros de forma de la parábola emergida. Dichos parámetros han sido determinados en zonas muy diferentes, lo que nos da una buena aproximación para el conjunto de las playas de las distintas fachadas en función de la tipología de perfil. La diversidad de zonas mareales, condiciones energéticas a las que están sometidas los perfiles de playa y las variaciones sedimentológicas de las distintas fachadas, junto con el bajo número de playas estudiadas por fachadas, hace necesario la cuantificación de los parámetros anteriormente definidos en zonas mucho más delimitadas, de donde además se tengan datos de un mayor número de playas.

El objetivo, por tanto, de este artículo, es la determinación de nuevas formulaciones sobre los parámetros de diseño de la parábola emergida y sumergida (en el caso de que exista) del perfil de equilibrio con lajas, en mares con marea. Estos parámetros pueden ser de aplicación a futuros proyectos de regeneración de playas en el litoral de la Provincia de Cádiz. Estas nuevas formulaciones, han sido aplicadas y modeladas sobre los propios perfiles existentes que han servido de base para la realización de este trabajo, con el fin de cuantifica el error existente entre el perfil real y el modelado.

2 Área de estudio

El área de estudio comprende las playas del litoral de la Provincia de Cádiz. La provincia limita al Norte con las provincias de Sevilla y Huelva, al Este con la provincia de Málaga, al Suroeste con el Océano Atlántico, al Sureste con el Mar Mediterráneo, y al Sur con el Estrecho de Gibraltar y el territorio británico de Gibraltar (Fig. 1)

Las aguas costeras de Cádiz pueden considerarse como una región de transición debido a la confluencia del mar Mediterráneo y del Océano Atlántico. La situación entre dos mares le confiere unas características únicas. Sus costas poseen unas condiciones ambientales diferentes según nos encontremos en la vertiente atlántica o en la mediterránea (HIDTMA, 2013). El Estrecho de Gibraltar se conforma como lugar de intercambio de aguas entre el Océano Atlántico y el Mar Mediterráneo dando lugar a unas condiciones oceanográficas muy singulares.

Se han analizado un total de 71 playas en el total de los 285 kilómetros de costa del litoral de la Provincia de Cádiz.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

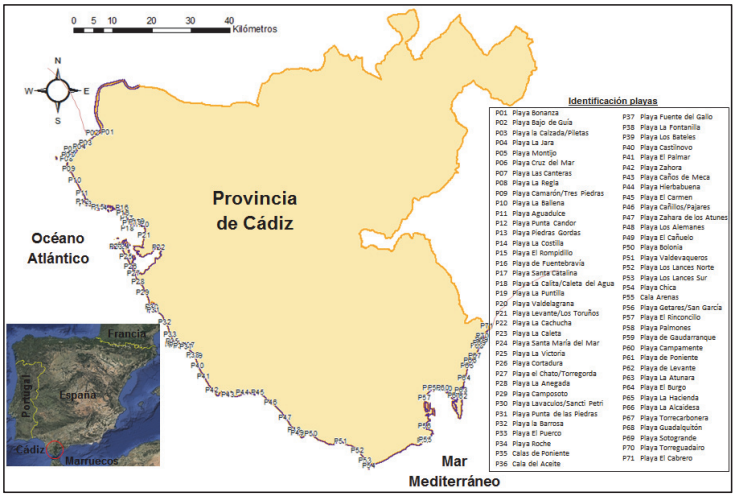


Fig. 1 Localización de la zona de estudio

3 Metodología

Para la realización del presente artículo se comenzó con una revisión del "estado del arte" de los principales aspectos relacionados con este estudio.

Inicialmente, se identificaron las diferentes tipologías de perfil de playa existentes en el litoral de la Provincia de Cádiz (Contreras et al, 2017). Para la definición de las distintas tipologías de perfiles de playa, se ha partido de la propuesta realizada por Gómez-Pina (2001), a las cuales les han sido añadidas dos nuevas tipologías. Entre todas las tipologías existentes, se ha seleccionado y estudiado las apoyadas en laja rocosa.

Una vez definido la tipología del perfil a estudiar, se ha realizado una recopilación de datos de campo para el posterior análisis.

Los datos de la cartografía, batimétricos, sedimentos, morfología y parte de los fotográficos se han obtenido del "Estudio Ecocartográfico de la Provincia de Cádiz" encargado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente a la UTE Ecoatlántico (HIDTMA, 2013). El clima marítimo se ha obtenido a partir del conjunto de datos de la Red Exterior de Boyas, así como de la serie WANA pertenecientes a Puertos del Estado.

Se ha partido de la cartografía incluida en el GIS del estudio Ecocartográfico. Con la herramienta "*Arctoolbox*" de ArcMap se han exportado los datos de las capas de topografía, batimetría, línea cero y línea de localización de los perfiles transversales a un fichero CAD. Una vez obtenido el perfil de la playa, se ha editado en CAD la geometría de dicho perfil, obteniendo los distintos puntos en coordenadas (x,h) que lo definen. El listado de puntos (x,h) se ha integrado en la base de datos. Los datos de sedimentos, a través de las tablas de ArcMap, se han editado y trasladado a la base de datos que se expondrá posteriormente.

A partir de los datos de perfil natural del terreno, seleccionando el número de perfil a través de una "macro" creada en Excel, obtenemos la representación gráfica del perfil de playa. Conocido el perfil transversal natural de playa y conjuntamente con la morfología del terreno, se procedió al modelado del perfil, en función de la tipología de perfiles propuesta.

Se ajustaron los distintos parámetros que definen el perfil hasta encontrar aquellos, que mejor se ajustaban al perfil de real de playa. El mejor ajuste se consiguió visualmente, comparando las gráficas de salida del perfil transversal propuesto y real, y cuantitativamente, haciendo mínimo el error medio cuadrático entre el perfil real y el perfil propuesto.

Los parámetros deducidos que definen el perfil de playa emergido y sumergido, han sido aplicados a los perfiles analizados anteriormente, determinando cuantitativamente el error existente entre los valores determinados y los valores reales del perfil de playa. Dichos parámetros han sido comparados con los expuestos por autores anteriores, de forma que puedan ser comparables los errores entre los diferentes autores. El análisis comparativo de los distintos modelos se ha realizado gráficamente y analíticamente. En la Tabla 1 se resume la formulación de los distintos parámetros de cálculo en función de cada autor.

El análisis comparativo entre los diferentes modelos, solo se aplicarán los parámetros que definan tanto la parábola emergida como la parábola sumergida, ajustándose el resto del perfil (playa seca y derrame) a la geometría real del perfil

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

de playa. Aunque, conjuntamente con este estudio, se han determinado relaciones que definen tanto la playa seca como el derrame en función del tamaño del sedimento y grado de exposición del perfil (para la playa seca), las condiciones particulares de cada playa por sus condiciones de contorno, hace que estos parámetros puedan variar significativamente, hecho que puede desvirtuar los resultados obtenidos en este trabajo, por lo que no han sido considerados.

Tabla 1. Formulación empleada para los distintos parámetros de diseño en función modelos propuestos por Dean (1977), Muñoz-Pérez (1996), González (1995) y Gómez-Pina (2001)

Parámetro	Gómez (2001)	González (1995)	Muñoz (1996)	Dean (1977)
Origen "O_1" parábola emergida	PMVE	PMVE	PMVE	PMVE
Parábola emergida bipabólica	$h = A_e\, x^{2/3}$	$h = A_e\, x^{2/3}$	-	$h = A\, x^{2/3}$
P. de forma emergido "A_e" (m^3)	$A_e = 0{,}437\, D_e$	$A_e = 0{,}65\, D_e^{0{,}44}$	-	$A = 0{,}214\, D_m^{0{,}484}$
Parábola emergida monoparabólico	$h = A_L\, x^{2/3}$	$h = A_e\, x^{2/3}$	$h = A_L\, x^{2/3}$	$h = A\, x^{2/3}$
P. de forma emergido "A_L" (m^3)	$A_L = 1{,}5\, A$	$A_e = 0{,}65\, D_e^{0{,}44}$	$A_L = 1{,}46\, A$	$A = 0{,}214\, D_m^{0{,}484}$
Origen "O_2" parábola sumerg.	BMVE	BMVE	-	-
Parábola sumergida	$h = A_s\, x^{2/3}$	$h = A_s\, x^{2/3}$	-	-
P. de forma sumerg. "A_s" (m^3)	$A_s = 0{,}441\, D_s$	$A_e = 0{,}55\, D_s^{0{,}44}$	-	-
Distancia entre polos "l_2" (m)	$l_2 = 0{,}910\, l_{2T}^{Ber}$	$l_2 = l_{2T}^{Ber}$	-	-

Para el análisis cuantitativo comparativo de los distintos modelos de perfiles de playas estudiados, se ha determinado el error medio cuadrático entre el modelo propuesto y el perfil real. Dado que el error calculado no es adimensional (tiene unidades de metros), con el objetivo de convertirlo en adimensional y comparable con respecto al modelo monoparabólico planteado inicialmente por Dean, se ha determinado la relación entre el error de cada uno de los modelos con respecto al error del modelo de Dean. Este dato, ya adimensional, nos indica las mejoras del modelo planteado, con respecto al que planteo Dean. Por tanto, un error adimensional de 1, nos indica que el modelo no ha mejorado nada con respecto al propuesto por Dean, mientras que un error adimensional de 0, nos indica que el modelo se ajusta perfectamente al perfil real.

Para el análisis cuantitativo de los perfiles se han diferenciado entre aquellos perfiles que visualmente se adaptan mejor o peor al perfil real. De esta forma, en función del grado de adaptación al perfil real de playa, se han clasificado los perfiles en: R; Su adaptación no es buena, SI; Su adaptación al perfil real es buena, MB; Su adaptación al perfil real es muy buena

Los parámetros una vez validados, son de aplicación a futuros proyectos de regeneración de playa en el litoral de la Provincia de Cádiz.

4 Resultados y discusión

Después de analizar las 71 playas existentes en el litoral de la Provincia de Cádiz encontramos la distribución de tipologías mostradas en la Fig. 2. La definición de las diferentes tipologías está basada en la clasificación propuesta por Contreras et al. (2017).

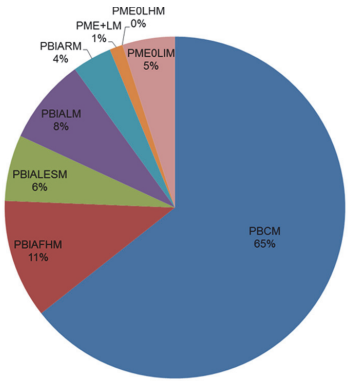


Fig. 2 Distribución de las diferentes tipologías de perfiles de playa en el Litoral de la Provincia de Cádiz siguiendo la clasificación de Contreras et al. (2017), basado en la propuesta inicial de tipología de perfiles de playa propuesto por Gómez-Pina (2001)

Como se puede observar en la Fig. 2 la mayor parte de perfiles existentes son del tipo biparabólico (94%). Por ser los más numerosos, en este artículo se van a definir los parámetros de diseño de los perfiles del tipo biparabólico.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Por tanto, para cada una de las tipologías propuestas, es necesario definir el origen de la parábola emergida y sumergida, relación entre el tamaño del sedimento y tipología del perfil, parámetro de forma emergido y sumergido, parámetro de ajuste "I_2", diámetro medio característico D_{50} de las muestras emergidas y sumergidas, pendiente de la berma ,pendiente de la laja emergida, pendiente de la laja sumergida, longitud de laja emergida y sumergida, profundidad de cierre, ancho de laja y francobordo.

A modo de ejemplo en la siguiente figura se representan los parámetros de diseño del perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea (PBIALESM).

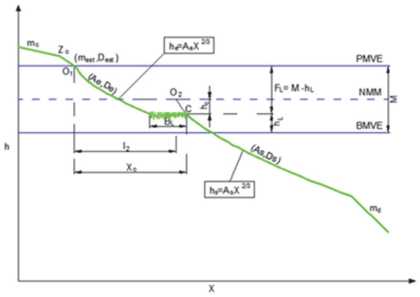


Fig. 3 Esquema de parámetros del perfil de equilibrio biparabólico apoyado en laja en mares con marea

4.1 Origen (O_1) de la parábola emergida

Para identificar el origen de la parábola emergida del perfil, se define el coeficiente del origen de la parábola emergida (CO_1). Dicho coeficiente se define como la relación entre, la cota del origen de la parábola emergida (O_{1y}) y el valor de la PMVE de cada uno de los perfiles estudiados. Si el coeficiente (CO_1) tiene un valor de "1", el origen de la parábola emergida (O_1) coincide con la PMVE. Si su valor es "0", el origen de la parábola emergida se sitúa en la BMVE. Si el coeficiente es mayor que "1", el origen (O_1) se encuentra por encima de la PMVE.

Existen perfiles en los que por el escalón de playa pueden resultar confuso la identificación de origen O_1 de la parábola emergida. Este hecho es fundamental a la hora de definir los distintos parámetros de diseño del perfil de playa (fundamentalmente A_e). Un mismo diámetro del sedimento del perfil emergido podríamos considerar dos parámetros diferentes del coeficiente de forma A_e que pueden llegar a variar entre sí un 50% y que desvirtúan la relación con el D_{50} del perfil emergido. Es por ello, por lo que, aunque los perfiles han sido ajustados para la obtención del menor error posible (es decir, mejor ajuste posible), a la hora de relacionar los parámetros característicos de cada uno de los parámetros de diseño que lo requieran, y con el objeto de no desvirtuar los resultados, se han descartado aquellos perfiles en los que el origen de la parábola emergida se aleje de la PMVE con un error de ±10%.

En la Fig. 4 (A) se muestra los coeficiente del origen de la parábola emergida (CO_1), donde como se puede observar, la mayor parte de los perfiles tienen el origen de la parábola emergida en la PMVE.

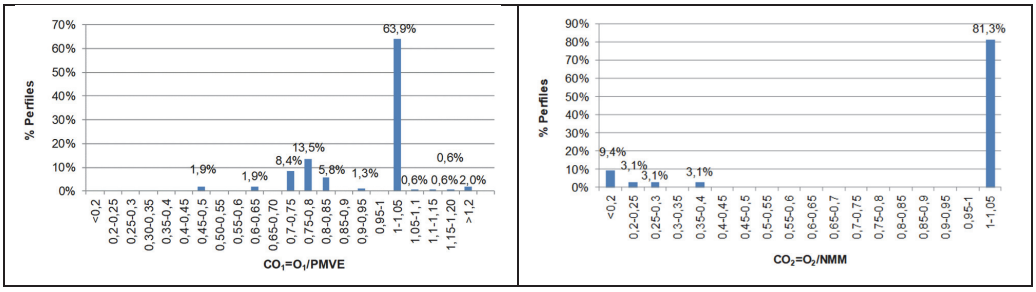


Fig. 4 Coeficiente (CO1) del origen (O1) de la parábola emergida con respecto a la PMVE (A). Coeficiente (CO2) del origen (O2) de la parábola sumergida con respecto al NMM en perfiles de tipo biparabólico con laja (B)

Destacar que nuestra hipótesis de partida (origen de la parábola emergida en la PMVE) coincide con la teoría definida por distintos autores anteriores (Gómez-Pina, 2001; Bernabéu, 1999).

4.2 Origen (O_2) de la parábola sumergida

Tras una primera revisión sobre la totalidad de los perfiles estudiados, se observa que el origen de la parábola sumergida del perfil biparabólico, se encuentra en torno al Nivel Medio del Mar. Para identificar el origen de la parábola sumergida, se define el coeficiente del origen de la parábola sumergida (CO_2), como la relación entre la cota del origen de la parábola

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

sumergida (O_{2y}) y la cota del nivel medio del mar (NMM). Un coeficiente del origen de la parábola sumergida (CO_2) de "1", representa que el origen de la parábola sumergida se encuentra en el nivel medio del mar, así como si el valor es de "0", representa que el origen de la parábola sumergida se encuentra en la BMVE.

Haciendo el análisis conjunto del total de perfiles (Fig. 4 (B)), el 92,9% de los perfiles tienen el origen de la parábola sumergida en torno a la cota del NMM. En el resto de perfiles, el origen se encuentra disperso entre coeficientes CO_2 que oscilan entre 0,00 y 0,38.

Los datos anteriores nos permiten ubicar como norma general el origen de la parábola sumergida en el NMM. Destacar que Gómez-Pina (2001) después de estudiar un total de seis playas en el litoral de la Provincia de Cádiz, definía el origen de la parábola sumergida para la costa de la provincia de Cádiz, en el nivel de la BMVE.

4.3 Relación entre el tamaño del sedimento y la tipología de perfil

El D_{50} medio de las muestras emergida, sumergida, y la media total de las dos muestras en los perfiles analizados clasificado por tipologías se representan en la Fig. 5. El número de perfiles analizados por tipología es: 14 en el PBIAFHM, 8 en el PBIALESM, 5 en el PBIALM y 2 para el PBIARM.

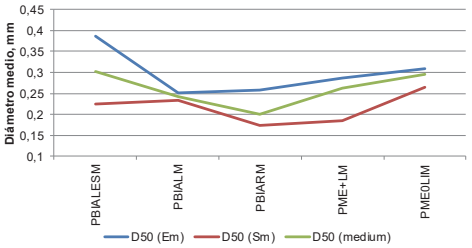


Fig. 5 Diámetro medio emergido (Em), sumergido (Sm) y medio según tipología de perfil de playa

Como se puede observar en la Fig. 5 las muestras sumergidas tienen una mayor proporción de finos que las muestras emergidas.

4.4 Relación entre el tamaño del sedimento y el parámetro de forma "A"

Las expresiones obtenidas de $A_{e,s,c} = f\left(D_{e,s,c}^{50}\right)$ son fundamentales para definir correctamente el perfil de aportación (los subíndices e, s, c, son los referidos a los diámetros emergidos, sumergidos y compuestos) y poder, entre otras cosas, cuantificar el volumen de aportación en un proyecto de regeneración de playas. Aunque realmente estamos interesados en las relaciones A-D para las partes emergidas y sumergidas en el perfil biparabólico, también se han obtenido relaciones para el llamado "perfil compuesto" (de tipo monoparabólico, de peor ajuste en general que el biparabólico), con la finalidad de comparar la ecuación de Dean para la costa del litoral de la Provincia de Cádiz (aun admitiendo su peor ajuste comparativo).

Tal y como se explicó anteriormente, y con el objetivo de unificar criterios a la hora de identificar el valor de parámetro "A", para estudiar la relación existente entre el tamaño del sedimento y el parámetro de forma "A", se han identificado aquellos perfiles en los que el origen de la parábola emergida se encuentra en torno al 10% de desviación con respecto a la relación de origen de la parábola emergida y la PMVE.

Se han identificado los perfiles por el grado de exposición energética al que está sometidos. Para ello, se ha considerado como playas no expuestas aquellas que se encuentran protegidas bien por obras de defensa construidas artificialmente (espigones), abrigos naturales (aquellas playas dentro de la Bahía de Cádiz y la Bahía de Algeciras), o incluso perfiles con laja (a poca profundidad) que disminuyen el grado de exposición. El resto de playas han sido consideradas como playas expuestas.

En las gráficas posteriores, las relaciones "D-A" obtenidas han sido comparadas con el valor teórico del parámetro de forma "A" de Dean con respecto al diámetro "D".

Las líneas de tendencia representativas de la relación "D-A" se han ajustado a una función parabólica, al igual que hizo Dean.

4.4.1 Parámetro de forma emergido "Ae"

4.4.1.1 Perfiles biparabólicos

Una vez analizada las diferentes tipologías para los dos grados de exposición consideradas (expuestas y no expuestas), en el gráfico de la Fig. 6 se representa un análisis comparativo de los mismos. Para los perfiles con laja son del tipo no expuestos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En el caso de los perfiles del tipo PBIALESM (perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre mare) el parámetro de forma emergido es inferior, a igualdad de diámetro de sedimento, a las tipologías PBIAFHM, PBIALM, PBIARM. Esto puede ser debido a que en el primer caso (PBIALESM), en los que los grandes temporales sobrepasan la laja situada entre la parábola emergida y sumergida, erosionando el perfil emergido y perdiendo parte del sedimento en el perfil sumergido, que posteriormente en la época estival no consigue ascender al perfil emergido por el efecto barrera de la laja existente, resultando, por tanto, un perfil emergido más tendido con menor pendiente.

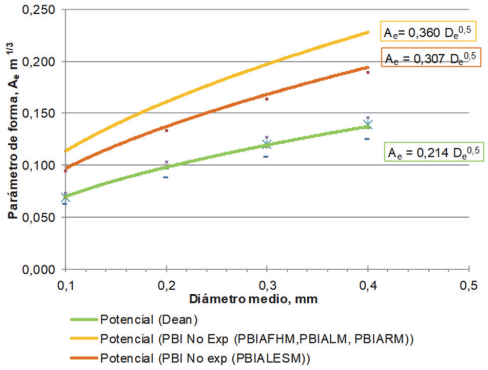


Fig. 6 Análisis comparativo de la relación entre el diámetro medio emergido respecto al parámetro de forma emergido "A_e" en playas expuestas y no expuestas con diferentes tipologías

4.4.1.2 Perfiles monoparabólicos

En los perfiles monoparabólico, la forma de disipar la energía es diferente a los perfiles biparabólico. Como consecuencia de ello, el parámetro de forma A serán distintos (normalmente superiores al relativo sin laja), dependiendo básicamente de otros factores como el ancho de laja (B_L) y el francobordo (F_L).

Se ha analizado la relación entre el diámetro de la arena del perfil emergido y el parámetro de forma "A" medido. Como en los casos anteriores, con el objeto de no desvirtuar el parámetro de forma "A", se han analizado aquellos perfiles en los que el origen de la parábola emergida se encuentra a una distancia no superior a ±10% de la PMVE.

En estos casos de tipología (PM y PBIALESM) la presencia de la laja (por encima de la BMVE o a poca profundidad por debajo de la BMVE) hace que todos estos perfiles sean considerados como no expuestos.

En total se han analizado 9 perfiles, de los cuales 4 se corresponden con perfiles biparabólico incompleto en laja emergida en mares con marea (PBIALESM), 2 casos se corresponden con perfiles monoparabólico emergido con laja semisumergida con marea (PME+LM) y por último 3 perfiles monoparabólico emergido con laja sumergida inclinada a la BMVE con marea (PME0LIM). Para el estudio de los perfiles monoparabólicos se han considerado los datos de los perfiles biparabólico incompletos apoyado en laja emergida en mares con marea (PBIALESM), ya que en su parte emergida se pueden asimilar a perfiles monoparabólicos.

En la Fig. 7 se representa la relación entre diámetro D_{50} del sedimento emergido con respecto al parámetro de forma medido A_L.

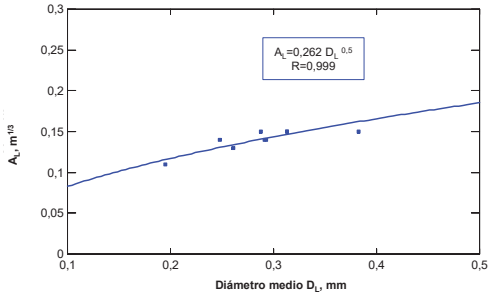


Fig. 7 Relación entre el diámetro del sedimento en perfiles con laja y el parámetro de forma de laja (A_L) en perfiles monoparabólico (PM) y perfiles biparabólico incompletos apoyado en laja emergida en mares con marea (PBIALESM)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Como se ha comentado anteriormente, el parámetro de forma A_L, depende del ancho de laja "B_L" y del francobordo "F_L".Si analizamos individualmente estos parámetros (B_L y F_L) con respecto al parámetro de forma A_L, observamos en las Fig. 8 (Cuadro A y B), que no hay una correlación entre parámetros.

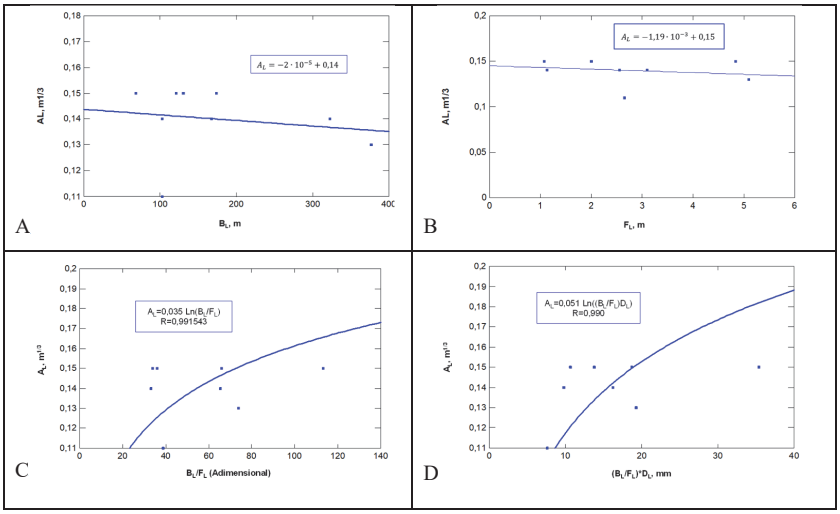


Fig. 8 Relación entre el parámetro de forma de laja (A_L) y ancho de laja "B_L"(Cuadro A), francobordo "F_L" (Cuadro B), relación entre el cociente del ancho de laja y el francobordo (B_L/F_L) (Cuadro C) y relación entre el producto del diámetro del sedimento emergido por el cociente del ancho de laja y el francobordo "$(B_L/F_L)*D_L$" (Cuadro D) en perfiles monoparabólico (PM) y perfiles biparabólico incompletos apoyado en laja emergida en mares con marea (PBIALESM)

Siguiendo los resultado obtenidos por Muñoz-Pérez (1999), en donde se analizaba la relación entre el parámetro de forma medido (A_L) y el cociente entre el ancho de laja y el francobordo (B_L/F_L) (Fig. 8, cuadro C**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) así como la relación del parámetro de forma (A_L) con el producto del diámetro del sedimento emergido por el cociente del ancho de laja y el francobordo "$(B_L/F_L)*D_L$" (Fig. 8, cuadro D**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Se han determinado las relaciones individuales entre las expresiones obtenidas con la formulación clásica de Dean (1977) y de Muñoz-Perez (1996), con respecto a los datos medidos del parámetro A_L, detectándose un mejor ajuste en los resultados de Muñoz-Pérez que en los de Dean.

$$A_L = 1{,}205 A_{Dean} \qquad 4.1$$

$$A_L = 0{,}828 A_{L,Muñoz} \qquad 4.2$$

Por otro lado, Gómez-Pina (2001) determina el valor del parámetro de forma de laja con una relación con respecto al propuesto por Dean y Muñoz-Pérez. Con respecto a Dean, los valores de Gómez-Pina son del orden del 50% más elevados que los de Dean ($A_{L,\,Gómez}/A_{Dean}$=1,5), mientras que con respecto a Muñoz-Pérez este si se ajustan bastante bien ($A_{L,\,Gómez}/A_{L,\,Muñoz}$=1,03). No obstante, esta relación varía del orden de 0,7-1,4.

Es decir, que el parámetro de forma de laja emergido tiene mayor pendiente que el propuesto por Dean, mientras que con respecto al propuesto por Muñoz-Perez (1996) y Gómez-Pina (2001) (es muy parecido al de Muñoz-Pérez) es menor.

Con el fin de homogeneizar las distintas fachadas mareales del litoral español, G. Gómez (Gómez-Pina, 2001) introdujo la necesidad de:

a) Normalizar el parámetro medido "A_L" con respecto al de Dean "A_{Dean}", tratándolo de la forma A_L/A_{Dean}. De esta forma se disminuye el efecto del D_{50}, mejorando el ajuste y la tendencia de los datos.

b) Introducir el efecto de la altura de ola a pie de laja "H", en la forma adimensional de altura de ola relativa con respecto al francobordo (H/F_L), además del parámetro de Muñoz-Pérez, de ancho de laja relativo (B_L/F_L).

En la Fig. 9 se muestra la relación obtenida (línea azul),haciendo un análisis comparativo con los resultados obtenidos por Muño-Pérez (línea roja) y Gómez-Pina (línea verde), para la fachada del litoral gaditano (la relación entre la altura de ola a pie de laja y el francobordo (H/F_L) es muy parecida a lo largo de todo el litoral de Cádiz).

Como se puede observar, existe bastante similitud en los datos analizados con respectos a los propuestos por Gómez-Pina.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

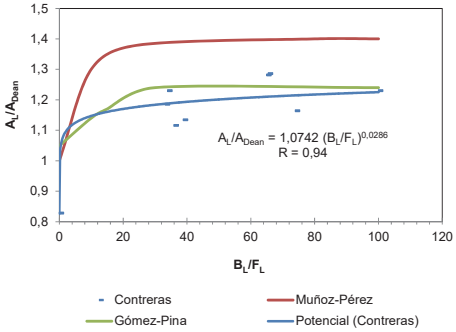


Fig. 9 Relación entre el parámetro adimensional (B_L/F_L) y el parámetro de forma de laja adimensional (A_L/A_{Dean}) en perfiles monoparabólico (PM) y perfiles biparabólico incompletos apoyado en laja emergida en mares con marea (PBIALESM)

Por tanto, para anchos de laja relativos comprendidos entre 30 y 100, la relación entre el parámetro de forma de laja con respecto a la Dean es de 1,20, todo ello, para altura de olas relativas (H/F_L) comprendidas entre 0,72 y 3,78.

4.4.2 Parámetro de forma sumergido "As"

El parámetro de forma sumergido (A_s) presenta menos diferencias que el parámetro de forma emergido para las diferentes tipologías (ver Fig. 10 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Cabe destacar que prácticamente en todos los casos, salvo en el PBIALESM que es casi semejante, la curva con la relación d-A_e, se encuentra por encima del definido por Dean, lo que significa que la parábola emergida presenta un perfil más vertical.

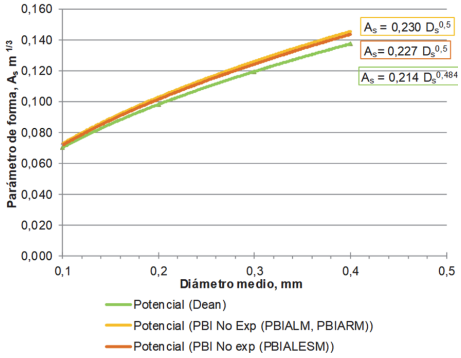


Fig. 10 Análisis comparativo de la relación entre el diámetro medio sumergido respecto al parámetro de forma emergido "As" en playas expuestas y no expuestas con diferentes tipologías

4.5 Parámetro de ajuste "I2"

El parámetro I_2 indica la distancia entre los polos de la parábola emergida y sumergida. El parámetro I_2, lo definió inicialmente González (1995), y que posteriormente Gómez-Pina, (1995) lo validó, no proporcionando buenos resultados (el parámetro I_2). Fue Bernabéu (1999) quien posteriormente planteó la nueva formulación teórica del parámetro I_2. Sobre esta formulación teoría, se han proporcionado factores de corrección "C" del parámetro I_2, en función de las distintas fachadas mareales (Gómez-Pina, 2001).

$$I_2 = I_{2T}^{B} * C^{Fachada} \qquad 4$$

Como se ha comentado en el punto 4.1con el objeto de no desvirtuar los valores del parámetro I_2, se han a teniendo en cuenta exclusivamente aquellos perfiles en los que el origen de la parábola emergida, se encuentre en torno a un ± 10% respecto a la PMVE.

Entre los perfiles biparabólico incompleto con laja, se han analizado los PBIALM (perfil biparabólico incompleto apoyado en laja con marea) y los PBIARM (perfil biparabólico incompleto apoyado en fondo rocoso irregular con marea), no considerándose los PBIALESM (pefil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea) ya que la laja existente entre la primera y segunda parábola desvirtúan el valor del parámetro I_2. Todas estas tipologías han sido analizadas como playas no expuestas. El coeficiente "C" de corrección con respecto al parámetro I_{2T}^{B} (I_2 teórico planteado por Bernabéu (1999)) es de 0,965.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4.6 Aplicación de los parámetros de diseño sobre los perfiles reales

Una vez deducidos los parámetros de diseño del perfil de playa en función de la tipología del perfil, el tamaño del sedimento y el grado de exposición del perfil, se han validado dichos parámetros con la aplicación de estos, sobre los perfiles reales.

Se han descartado aquellos perfiles en los que faltaban los datos del sedimento emergido y/o sumergido, perfiles que se encuentran condicionados por obras en el litoral (espigones, canales de acceso, diques de abrigo, …) y perfiles afectados por la modificación de la batimetría al encontrarse en las proximidades de desembocaduras de ríos.

Han sido modelados un total de 16 perfiles, obteniendo resultados de ajustes bastante aceptables.

4.7 Análisis comparativo con otros autores, aplicado a los perfiles reales

Una vez realizada la aplicación práctica de los parámetros deducidos en este trabajo se ha completado el estudio con un análisis comparativo entre las distintas teorías expuestas anteriormente por diferentes autores.

El análisis comparativos se ha realizado con respecto a las teorías propuesta por Dean (1977), Muñoz-Pérez (1996), González (1995) y Gómez-Pina (2001), determinándose el error medio cuadrático adimensional por cada uno de los autores y tipologías.

Tabla 2. Error medio cuadrático (adimensional) en para cada uno de los autores estudiados para los perfiles de tipo biparabólico (PB). Se indica el número de perfiles estudiados (nº de perfiles), el grado de adaptación al perfil real (R, SI, MB) así como se remarcan el error relativo inferior de cada caso

Tipología	Adaptación	Nº perfiles	Contreras	Gómez-Pina	González	Muñoz-Pérez
PBIALESM	R-MB	2	0,23	1,56	2,58	-
	MB	1	0,01	0,14	0,28	0,02 (1)
PBIALM	R-MB	2	0,49	0,96	0,32	-
	MB	1	0,09	0,22	0,42	-
PBIARM	SI	1	0,25	0,67	0,16	-
PME+LM	SI	1	0,01	0,01	0,01	0,01
PME0LIM	SI-MB	6	0,28	0,85	0,32	0,55
	MB	2	0,01	0,02	0,01	0,02

Como se puede observar, prácticamente en casi todos los casos, el modelo que mejor se ajusta al perfil real es el propuesto en el presente artículo.

Haciendo un balance general de todos los modelos, podemos comentar que todos mejoran considerablemente el presentado inicialmente por Dean. De entre ellos, los modelos de Gómez-Pina (2001) y González (1995) presentan resultados muy similares y de peor ajuste que los aquí propuestos.

A continuación, se muestra un ejemplo grafico comparativo de cada uno de los modelos para las tipologías estudiadas. Para dicho ejemplo comparativo se han utilizado los mismos perfiles descritos anteriormente en la aplicación del modelo del presente trabajo.

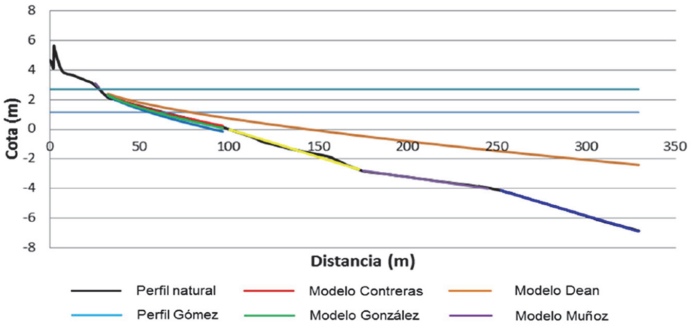


Fig. 11 Modelado perfil monoparabólico emergido a la BMVE con laja inclinada con marea (PME0LIM). Playa Caños de Meca/Faro de Trafalgar

5 Conclusiones

El litoral de la provincia de Cádiz dispone de una amplia variedad de tipología de perfiles provocado por la existencia de zonas con lajas/rocas que interrumpe el desarrollo normal del perfil típico biparabólico en mares con marea. La situación de la zona lajosa existente en el perfil condiciona la tipología de perfil.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para la cuantificación de los parámetros de diseño de los perfiles de playa, dado, que las condiciones energéticas en todo el litoral de la provincia de Cádiz son muy similares, hay que diferenciar los perfiles en función de su grado de exposición.

La parte emergida del perfil (biparabólico y monoparabólico) tiene su origen en "O_1", desarrollándose hasta el punto de cambio de curvatura "c" situado entre la parábola emergida y sumergida o laja. El origen "O_1" se sitúa en la PMVE. La forma de la parábola es del tipo Dean, $he=A_e x^{2/3}$, donde A_e es el parámetro de forma emergido relacionado directamente con el diámetro del sedimento $A_e=f(D_e)$.

La parte sumergida del perfil (biparabólico), es del tipo (Dean) parabólico $h_s=A_s x^{2/3}$, donde A_s es el parámetro de forma sumergido relacionado directamente con el diámetro del sedimento $A_s=f(D_e)$. El polo "O_2" de la parábola sumergida se encuentre situado en el nivel medio del mar, y a una distancia con respecto al polo "O_1" de la parábola emergida, de valor I_2. Para los perfiles biparabólicos donde la laja está situada entre la primera y segunda parábola, el polo "O_2", está condicionado por la cota de la laja intermedia. La intersección entre la parábola emergida o la zona con laja y la parábola sumergida se identifica con el punto "c" de cambio de curvatura. El perfil sumergido se desarrolla por lo tanto desde el punto "c" hasta la profundidad de cierre "h*" o hasta alcanza una zona con laja en los perfiles biparabólicos.

Los parámetros de forma emergidos y sumergidos para las diferentes tipologías se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 3. Parámetros de forma emergido y sumergido para las tipologías de perfil de playa Perfil Biparabólico incompleto apoyado en laja (PBIALM), Perfil Biparabólico incompleto apoyado en fondo rocoso (PBIARM), Perfil Biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea (PBIALESM) y perfil monoparabólico

Tipología de perfil	Parámetro de forma emergido "A_e" $A_e=f(D_e)$	Parámetro de forma emergido "A_s" $A_s=f(D_s)$
PBIALM, PBIARM	$A_e = 0{,}360\ D_e^{0,5}$	$A_s = 0{,}230\ D_s^{0,5}$
PBIALESM	$A_e = 0{,}307\ D_e^{0,5}$	$A_s = 0{,}227\ D_s^{0,5}$
PM	$A_L = 0{,}262\ D_L^{0,5}$	-

El parámetro I_2, distancia entre los polos de la parábola emergida y sumergida, se recomienda la utilización de las formulas teóricas de Bernabéu (1999) (I_{2T}^{B}) modificadas por el coeficiente de corrección "C", que varia en función del grado de exposición al que está sometido el perfil de playa, tomando un valor de 0,965.

La aplicación de los parámetros de diseño de perfiles de playas propuestos en este artículo se adaptan de una forma bastante aceptable a los perfiles reales existentes. Si comparamos los parámetros de diseño propuestos por otros autores (Dean (1977), González (1995) y Gómez-Pina (2001)) y lo aplicamos a los perfiles reales, salvo en algún caso esporádico, el modelo presentado en este estudio, mejora considerablemente las propuestas de los autores anteriormente presentado.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico su colaboración en la aportación de datos para la confección del presente artículo.

Referencias

Bernabeu-Tello, A., Muñoz-Pérez, J., & Medina-Santamaria, R. (2002). Influence of a rocky platform in the profile morphology: Victoria Beach, Cadiz (Spain). *Ciencias Marinas*, *28*(2), 181–192.

Bernabéu, A. (1999a). *Desarrollo, validación y aplicaciones de un modelo genaral de perfil de equilibrio en playas. Tesis doctoral.* Universidad de Cantabria.

Bernabéu, A. (1999b). *Desarrollo, validación y aplicaciones de un modelo genaral de perfil de equilibrio en playas*. Universidad de Cantabria.

Bruun, P. (1954). *Coast Stability. Volúmenes 1-7*. University of Minnesota.

Bruun, P. (1981). Definición del perfil de equilibrio. *Coastal Geomorphology vs Post Engineering*.

Contreras, A., Gómez-Pina, G., Muñoz-Pérez, J., & Chamorro, G. (2017). Tipologías de perfiles de playa en el litoral de la Provincia de Cádiz. In U. P. de Valéncia (Ed.), *XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Alicante* (pp. 71–82).

Dean, R. G. (1977). *Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coast*. Newark, DE, USA.

Dean, R. G. (1983). Models of beach profile response. In P. Komar and J. Moore (Editors) (Ed.) (pp. 151-165). CRC Handbook of Coastal Processes and Erosion. CRC Press, Boca Raton.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Dean, R. G. (1991). Equilibrium Beach Profiles : Characteristics and Applications. *Journal of Coastal Research*, *7*(1), 53–84. https://doi.org/10.2307/4297805

Fenneman, N. M. (1902). Development of the Profile of Equilibrium of the Subaqueous Shore Terrace. *The Journal of Geology*, *10*(1), 1–32. Retrieved from http://www.jstor.org/stable/30055541

Gómez-Pina, G. (1995). *Análisis de perfiles de playa en las fachadas Cantábricas y Atlantica de la costa Española y su aplicaición a proyectos de regeneración. Tesina de Magister Ingeniería del Litoral. Universidad de Cantabria.*

Gómez-Pina, G. (2001). *Modelo biparabólico de cuantificación de perfiles de playa en mares con marea basado en datos de campo del litoral español. Tesis doctoral.* Universidad Politécnica de Madrid.

González, E. M. (1995). *Morfología de playas en equilibrio, planta y perfil. Tesis doctoral.* Universidad de Cantabria.

Hidtma S.L. (2013). UTE Ecoatlántico. Estudio ecocartográfico del litoral de la provincia de Cádiz. Referencia 28-4983.

Inman, D. L., Elwany, M., & Jenkin, S. (1993). Shorerise and Bar-berm Profiles on Ocean Beaches. *Journal of Geophysical Research*, *98*(C10), 18181–18199.

Johnson, D. W. (1919). *Shore Processes and Shoreline Development.* Columbia Univ. Press, New York (Hafner Facsimile ed., 1952.).

Kriebel, D. L., Kraus, N. C., & Larson, M. (1991). Engineering Methods for Predicting Beach Profile Response. *Proc. Coastal Sediments´91 ASCE*, 557–571.

Larson, M. (1991). Equilibrium Profile of a Beach with varying Grain Size. *Proc. Coastal Sediments´91 ASCE*, 905–919.

Larson, M., & Kraus, N. C. (1989). *SBEACH: Numerical Model to Simulate Storm-Induced Beach Change*.

Masselink, G., & Short, A. D. (1993). The effect of tide range on beach morphodynamics and morphology: a conceptual beach model. *Journal of Coastal Research*, *9,3*, 785–800.

Moore, B. (1982). *Beach Profile Evolution in Response to Changes in Water Level and Wave Height*. University of Delaware.

Muñoz-Pérez, J. J. (1996). *Análisis de la morfología y variedad de playas apoyadas en lajas rocosas. Tesis doctoral.* Universidad de Cádiz.

Muñoz-Pérez, J. J., Tejedor, L., & Medina, R. (1999). Equilibrium beach profile model for reef-protected beach. *Journal of Coastal Research*.

Muñoz-Pérez, J., & Medina, R. (2005). Short-term variability on reef protected beach profiles: An analysis using EOF. *Coastal Dynamics 2005: State of the Practice ASCE ISBN: 978-0-7844-0855-1*.

Pilkey, O. ., Young, S. R., Riggs, S. R., Smith, W. S., & Wu y W. D. (1993). The Concept os Shore Face Profile of Equilibrium: A Critical Review. *Journal of Coastal Research*, *9*(1).

Schwartz, M. L. (1982). *The Encyclopaedia of Beach and Coastal Environments*. Stroudsburg: Hutchinson.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ANEXO 1

LISTAS DE SÍMBOLOS

A_e ; Parámetro de forma emergido (m^3)

A_S; Parámetro de forma sumergido (m^3)

A_{Dean} ; Parámetro de forma de Dean (m^3)

$A_{compuesto}$; Parámetro de forma compuesto (m^3)

C; Coordenada en el eje "x" de cambio de la parábola emergida a la parábola sumergida (m)

C_V; Coeficiente de variación

D_{50} ; Diámetro característico "D_{50}"

D_{50} (E_m) ; Diámetro medio característico D_{50} de las muestras emergidas (mm)

D_{50} (S_m) ; Diámetro medio característico D_{50} de las muestras sumergidas (mm)

D_{medio} ; Diámetro medio característico D_{50} de las muestras emergidas y sumergidas (mm)

h_{Local} ; Cota de terreno referenciado al Nivel Medio del Mar de Alicante

$H_{s,12}$; Altura de ola significante excedida 12 horas al año (m)

Ho/(wT) ; Parámetro adimensional de caída del grano

hc; Profundidad del cambio de curvatura entre la parábola emergida y la parábola sumergida (m)

h* (Teórica) ; Profundidad de cierre teórica s/Birkermeiier,(m)

I_2 ; Distancia entre el origen de la parábola emergida y la parábola sumergida (en la coordenada "*x*") (m)

$I_{2T}{}^B$; Parámetro teórico I_2 de A. Bernabéu (m)

M; Valor de la PMVE (m)

NMM; Nivel Medio del Mar (m)

O_{1x} ; Coordenada en el eje "*x*" del origen de la parábola emergida (m)

O_{1y} ; Coordenada en el eje "*y*" del origen de la parábola emergida (m)

O_{2x} ; Coordenada en el eje "*x*" del origen de la parábola sumergida (m)

O_{2y} ; Coordenada en el eje "*y*" del origen de la parábola sumergida (m)

O1y-PMVE ; Diferencia de altura entre el origen de la parábola emergida (coordenada "y") y la PMVE (m)

O2y-NMM ; Diferencia de altura entre el origen de la parábola sumergida (coordenada "y") y el NMM (m)

% O_{1y}/PMVE ; Relación entre el origen de la parábola emergida (coordenada "y") y la PMVE (%)

% O_{2y}/NMM ; Relación entre el origen de la parábola sumergida (coordenada "y") y el NMM (%)

PMVE; Pleamar Media Viva Equinocial (m)

PMVE-O_{1Y} ; Diferencia entre la cota de la PMVE y el origen en la coordenada del eje "*y*" de la parábola emergida (m)

PBCM: Biparabólico Completo con Marea

PBIAFHM: Biparabólico incompleto Apoyado en fondo horizontal con Marea

PBIALESM: Biparabólico Incompleto Apoyado Laja Emergida Sobre con Marea

PBIALM: Biparabólico incompleto Apoyado en laja Sumergida con Marea

PBIARM: Biparabólico Incompleto Apoyado en Fondo Rocoso Irregular con Marea

T (s); Periodo del oleaje asociado a $H_{s,12}$ (m)

X ; Coordenada "x" de un punto determinado del terreno perteneciente al perfil transversal

Xc ; Distancia en la coordenada "x" entre el origen de la parábola emergida y el cambio de curvatura entre la parábola emergida y sumergida

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Regeneración costera mediante perfiles apoyados sobre rellenos

Díaz-Sánchez, Roberto[a], López-Gutiérrez, José Santos[b]
[a]Dirección General de Protección de la Costa y el Mar, Ministerio para la Transición Ecológica rdsanchez@miteco.es,
[b]Universidad Politécnica de Madrid josesantos.lopez@upm.es

Resumen

Se presenta un estudio en relación al diseño de perfiles de playa apoyados sobre rellenos para su posible uso en regeneraciones costeras. En base a estimaciones de la tasa de erosión, pendientes del perfil y remonte extremo se puede estimar un espesor "e" mínimo en el diseño de este tipo de perfiles para asegurar su funcionalidad durante el periodo de vida útil previsto en la infraestructura, tal que aseguren las funcionalidades de la solución. La formulación propuesta permite realizar análisis de viabilidad de este tipo de solución blanda en este tipo de proyectos.

Palabras clave: *procesos litorales, ingeniería costera, ingeniería civil, perfil de playa, regeneración costera.*

1. Introducción

La regeneración costera mediante alimentación artificial es una realidad tecnológica gracias a los avances realizados en la investigación en relación con los procesos costeros de donde se dedujeron los parámetros representativos para las formas de los denominados perfiles de equilibrio y, por tanto, abriendo la puerta a calcular las regeneraciones costeras frente a distintos condicionantes.

La complejidad de los procesos hidrodinámicos en la costa hace que la determinación del pseudo equilibrio de la misma cuente con incertidumbres, aumentando considerablemente en función del número de factores que se introduzcan en la ecuación.

Las opciones de regeneración se han dividido tradicionalmente entre obras duras, siendo el uso de diques o espigones su máximo exponente y obras blandas, siendo la alimentación artificial el principal de los ejemplos de este tipo. Existe un tipo de actuación que no ha sido normalmente considerada en las alternativas de actuación que consiste en el uso de rellenos que apoyen el perfil de arenas. Este tipo de actuación estaría dentro de las actuaciones "blandas" y por ello susceptible del correspondiente mantenimiento y conservación.

En este sentido, se presenta un estudio en relación al uso de rellenos para las regeneraciones costeras. Los rellenos permiten acometer estas actuaciones en aquellos casos en los que existan restricciones tanto presupuestarias como de disponibilidad de préstamos de arena, ya sean de dragado o terrestres. El objetivo principal es analizar las posibles bases de cálculo, así como la evaluación de condicionantes en el uso de este tipo de solución para la regeneración costera y proponer una metodología para el prediseño de este tipo de actuación, que permita hacer un análisis de viabilidad de este tipo de actuación.

2. Análisis de las variables

2.1 Condicionantes previos

La morfología de las playas, y por lo tanto el perfil, varía en distintas escalas temporales al interaccionar con las dinámicas marinas. Estas variaciones crean distintas morfologías en distintas escalas especiales, por lo que la complejidad en la prognosis de la determinación del estado modal de la playa para un instante dado cuenta con una alta incertidumbre.

Conjuntamente con esta característica clásica de los estudios morfodinámicos es necesario tener en cuenta que en los perfiles de una playa se crea una distribución granulométrica a veces compleja y que depende de las dinámicas existentes. En general cuando una playa sea más "tridimensional" más compleja será la deducción de esta distribución granulométrica. En un perfil bidimensional sencillo es conocido por ejemplo que la fracción gruesa se deposita en la zona de ascenso y descenso y la fracción fina se coloca en la zona sumergida.

Es por ello que es preciso simplificar el problema con el fin de plantear los parámetros de diseño en la regeneración mediante perfiles apoyados y por tanto que deban poder asumirse las siguientes hipótesis:

- En planta la playa se encuentra en equilibrio estático o dinámico, por lo que el transporte neto en la misma es aproximadamente nulo. En caso contrario las pérdidas de arena en el perfil deben ser tenidas en cuenta en realimentaciones periódicas, que no están evaluadas en este estudio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- No se tiene en cuenta el efecto de la marea. Por lo que la aplicación a falta de más estudios se restringe a zonas micromareales o a la zona del estrán en pleamar. En zonas con mareas es preciso estudiar con detalle los estados modales frecuentes en la playa para asegurar la estabilidad del perfil apoyado.
- Se desaconseja el uso de perfiles apoyados en playas con morfologías apreciablemente tridimensionales, por lo que, a falta de estudios con más detalle, se restringiría su uso a playas disipativas o reflejantes según la clasificación de Wright y Short (1984), cuando además no presenten efectos de ondas de orilla, y limitando el relleno a la zona de ascenso y descenso.

Otro factor a tener en cuenta es la calificación del daño de la actuación en semejanza a una evaluación clásica de diques de escollera. En los perfiles apoyados sobre rellenos se producirá la ruina del mismo cuando se llegue a la "avería de Iribarren" haciendo una clara semejanza a los daños de los diques en talud. La "avería de Iribarren" en perfiles apoyados sobre rellenos se producirá cuando la capa de relleno sea visible y quede expuesta a la acción del oleaje. En el momento que se llegue a la avería de Iribarren el proceso por el cual la arena se verá arrastrada hacia la zona sumergida se verá incrementado, y el relleno tenderá a colocarse encima del perfil de arena. En este momento, por tanto, se habrán disminuido las funciones lúdicas de la playa, y sería necesario actuar para restablecer dicha función.

2.2 Planteamiento geométrico del problema. Zonificación del perfil

Dadas unas características granulométricas dadas en un perfil de playa podemos simplificar la geometría del mismo a partir de una profundidad h*, distinguiendo entre la zona de ascenso – descenso, y la zona de rompientes-asomeramiento.

La parte de ascenso-descenso generalmente puede admitirse como lineal. Existen distintas formulaciones para la determinación de la misma. Gómez-Pina (2000) realiza un extenso estudio recomendando entre otras la formulación de Garau (1984):

$$\beta_e = 0{,}138 + 0{,}056 \ln D_{50}$$

Donde

D_{50} = Diámetro medio en milímetros

Para la simulación de la zona sumergida del perfil hasta la profundidad h* se propone el concepto de pendiente imaginaria (Nakamura *et al.* 1972). La pendiente imaginaria es un parámetro que permite estimar una pendiente uniforme deducida de un perfil complejo. Esta pendiente permite tener en cuenta todos los estados morfodinámicos, desde disipativo a reflejante, del perfil, variando en función de la presencia de senos o barras (Díaz-Sánchez, 2014). Además permite el uso de formulaciones empíricas de remonte procedentes de ensayos donde se estima una profundidad uniforme.

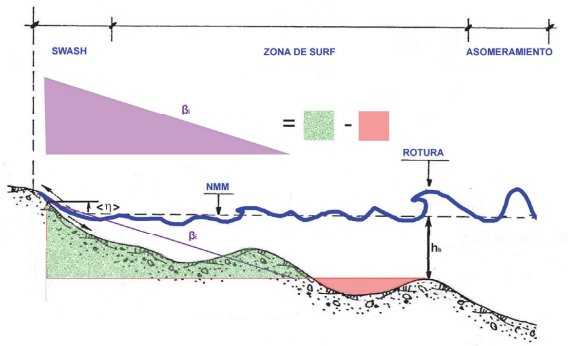


Fig. 1. Pendiente imaginaria

Por último se debe determinar la erosión máxima del perfil, para ello es preciso determinar el remonte del 2%, en este sentido se pueden usar las formulaciones propuestas por Díaz-Sánchez (2014) deducidas del uso conjunto de resultados de modelización física en fondo móvil y datos de autores precedentes in situ. Dicho estudio demuestra que el remonte del 2% puede ser determinado mediante las siguientes formulaciones:

$$R_2 = \frac{1}{3} \cdot H_0 \qquad \xi_0 < 0{,}3 \text{ Disipativa}$$
$$R_2 = 1{,}20 \cdot H_0 \quad \xi_0 > 0{,}3 \text{ Intermedia - Reflejante}$$

Donde

R_2: es el remonte extremo o del 2%

H_0: altura significante en profundidades indefinidas

ξ_0: número de Iribarren en profundidades indefinidas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

La intersección entre la zona de ascenso y descenso y la pendiente imaginaria se puede asumir aproximadamente en coincidencia con el nivel medio, tal y como se deduce de las formulaciones de setup y swash expuestas en las formulaciones del remonte (Stockdon *et al.* 2006).

3. Diseño del relleno para apoyo de perfiles de arena

Una vez planteadas las principales variables se procede a esquematizar el problema con el fin de deducir las principales variables en el diseño de este tipo de regeneraciones costeras.

Se estima la probable erosión máxima producida ante un temporal partiendo el nivel medio de un modo similar al propuesto en la regla de Brunn y el nivel alcanzado en ese temporal a través del parámetro R_2. Este límite máximo de erosión se denomina en este estudio como límite erosivo de Bruun, e indica la erosión máxima del perfil esperado si la sobreelevación del nivel medio por temporal se produjera indefinidamente en el tiempo. Un fuerte condicionante de esta hipótesis es que la berma tiene una altura mayor al remonte del 2%.

El alcance máximo erosionará el perfil hasta ese punto, pero esto, no supone que instantáneamente el perfil coja la pendiente de equilibrio en el swash, si no que adoptará la pendiente correspondiente con el ángulo de rozamiento de la arena saturada que se estima en un 45%, a modo de escalón de temporal.

El perfil de la playa variará en distintas escalas temporales teniendo, por tanto, que estimar unos estados de acreción y erosión adecuados que aseguren la estabilidad del perfil para una determinada vida útil. Hay que indicar que esta evaluación supone que la planta de la playa se encuentra en equilibrio estático o dinámico, tal que no se pierda sedimento en la unidad fisiográfica. De otro modo habría que calcular la correspondiente realimentación de la playa a lo largo de la vida útil estimada.

A partir de esta hipótesis es necesario hacer una estimación del nivel de erosión del perfil. Para ello es necesario estimar la tasa de erosión esperada ante un temporal. Estudios precedentes, como Mendoza y Jiménez (2006), estiman mediante modelos numéricos, en este caso para playas del mediterráneo, unas tasas de erosión m^3/m en función del nivel de energía de la tormenta incidente.

Estimadas estas tasas de erosión, se puede calcular el retroceso máximo del perfil de arena, e, que supondrá el límite exterior del relleno subyacente tal como:

$$e = \frac{2 \cdot (R_2 \cdot cotg(\beta e) - T_e)}{(cotg(\beta e) + cotg(45 - \beta e)}$$

Donde:

e: retroceso máximo del perfil esperado en m

R_2: Remonte extremo o del 2 %

βe: Pendiente en el estrán

Te: Tasa de erosión esperada (m^3/m)

Se debe cumplir que:

$$T_e < \frac{{R_2}^2}{2}\left(\frac{1 - tang(\beta e)}{tang(\beta e)}\right) \text{ y } R_2 < B \text{ (altura de la berma)}$$

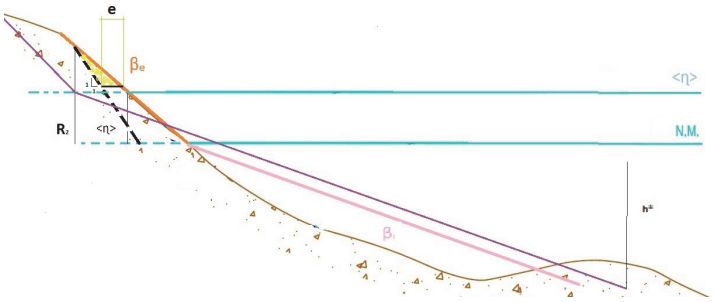


Fig. 2. Esquema general del pefil de la playa

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 3. Esquema conceptual de detalle en la zona del estrán

3.1 Características granulométricas del relleno

El relleno debe contar con ciertas características que aseguren un adecuado funcionamiento durante la vida útil de la obra. Aunque no es el objeto principal del estudio si se considera dar algunos criterios mínimos en relación a estas características.

Es preciso limitar el porcentaje de finos, puesto que debido a las fluctuaciones en el nivel freático estos se ven progresivamente trasladados al frente de la playa, modificando finalmente las características granulométricas del perfil de arena. Por ello su limitación ha de ser al menos similar a la exigida en alimentaciones artificiales de playa, y que normalmente suele ser la indicada por la Instrucción técnica para la gestión ambiental de extracciones marinas para la obtención de arenas, lo que implica que la fracción fina sea inferior al 5%.

Igualmente se debe limitar el contenido en materia orgánica dado que ciertos rellenos, especialmente si han sido obtenidos de la zona marítimo-terrestre pueden contener materiales como rodolitos, que se disgregan con facilidad aflorando en el perfil de la playa. Sin embargo debe estudiarse si las características naturales de la playa ya cuentan con fracción de materia orgánica, en cuyo caso la presencia de materia orgánica podría ser tolerada en un mayor porcentaje.l

En relación a los tamaños máximos es necesario limitarlos principalmente por la condición de filtro entre la arena y el relleno, así como por la adecuada compactación del propio relleno en la ejecución del mismo.

4. Conclusiones

Se han analizado en este trabajo los condicionantes que influyen en el diseño de perfiles de playa apoyados sobre rellenos. Se propone una metodología para el adecuado análisis de este tipo de regeneraciones tal que se puedan realizar análisis de viabilidad de este tipo de actuaciones previo al estudio en detalle mediante modelización física y/o numérica.

Aún así es preciso un mayor análisis para contrastar la metodología, ya sea mediante modelización física o muestreo “in situ”, así como un mayor análisis en relación o su aplicación en otro tipo de playas en este sentido puede ser adecuado el uso de coeficientes de seguridad que afecten al espesor de cálculo.

Es necesario además un análisis más detallado de las características del relleno en relación a las características del perfil de playa a disponer y como esto puede afectar a la evaluación realizada.

Por último otra línea de investigación sería la evaluación de los efectos de rebase sobre la berma y como esto puede afectar a la tasa de erosión del perfil.

Referencias

DIAZ SANCHEZ, R (2014). *Predicción del remonte extremo en playas : aplicación a los sectores litorales de la costa española*. Tesis Doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

GARAU, C. (1984): *La forma de una playa cuando existe una dirección claramente predominate de los oleajes.* Revista de obras Públicas, enero 1984, pp 15- 24.

GÓMEZ-PINA, G (2000) : *Modelo biparabólico de cuantificación de perfiles de playa en mares con marea..* Tesis Doctoral E.T.S.I. Caminos, Canales yPuertos. Universidad Politécnica de Madrid.

IRIBARREN, C. R., AND NOGALES, C. (1949) Protection des Ports, Section I, Comm. 4, *XVIIth International Navigation Congress.Lisbon*, Portugal.

MASE, H., MIYAHIRA, A., AND HEDGES, T. S. "Random wave runup on seawalls near shorelines with and without artificial reefs". Coastal Engineering Journal, 2004, 46, 3, pp 247-268.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

MENDOZA, E.T., JIMÉNEZ, J.A. Storm-Induced Beach Erosion Potential on the Catalonian Coast. Journal of Coastal Research, 2006.

NAKAMURA, M., SASAKI, Y., YAMADA, J. (1972). Wave runup on compound slopes. *Proceedings 19th Japanese Conference on Coastal Engineering* 309-312.

NAYAK, I.V. (1970). Equilibrium Profiles of Model Beaches; *Proceedings of the 12th Conference of Coastal Engineering.*

NEGRO, V. (1990) *Isolíneas de realimentación y rellenado en playas sin marea. Método de las envolventes para equilibrio morfodinámico en perfil transversal*. Universidad Politécnica de Madrid.

STOCKDON, H.F., HOLMAN, R.A., HOWD, P.A., AND SALLENGER, A.H. (2006) *: Empirical parametrization of setup, swahs, and runup.* Coastal Engineering, 2006,53, 7, pp 573-588.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Impacto de temporales en la evolución a largo plazo de las playas en el entorno del Abra de Bilbao

Sánchez-Arcilla, Agustín[a]; Jiménez, Jose A.[a]; Valdemoro, Herminia, I.[a]; Epelde, Irati[b]; González, Manuel[b]; Liria, Pedro[b]; Ojanguren, Alberto[c]

[a]Laboratori d'Enginyeria Maritima, Universitat Politecnica de Catalunya – BarcelonaTech, Barcelona, Spain (agustin.arcilla@upc.edu), [b]AZTI-Investigación Marina, Pasaia (Gipuzkoa) y [c]Autoridad Portuaria de Bilbao, Santurtzi (Bizkaia).

Resumen

Predecir la dinámica de una playa y su estado morfodinámico, requiere diferenciar las diferentes escalas de tiempo/espacio presentes en su evolución. Este artículo describe una metodología para evaluar la evolución a medio y largo plazo de playas macro-mareales. Para ello se utiliza un indicador energético que caracteriza el impacto de temporales y la capacidad natural de recuperación de estas playas. El método se ha aplicado a las playas en el entorno del Abra de Bilbao, utilizando datos de oleaje, niveles del mar y línea de orilla.

Palabras clave: *playas, temporales, impacto, diagnóstico, escalas temporales, espaciales, Abra de Bilbao.*

1. Introducción

Las playas en ambientes macro mareales y sometidas a un oleaje incidente de suficiente energía presentan una respuesta morfodinámica más clara y fácil de analizar que otras playas en ambientes más protegidos o micro mareales. Sin embargo, el efecto de la carrera de marea y la variabilidad temporal y espacial del oleaje dificultan realizar un diagnóstico sobre su comportamiento y estabilidad. En este contexto se enmarca el análisis que se está realizando para la Autoridad Portuaria de Bilbao de las seis playas que rodean la zona del Abra (Figura 1) y que, por tanto, pueden verse influenciadas por las interaciones con actividades en el estuario del Nervión.

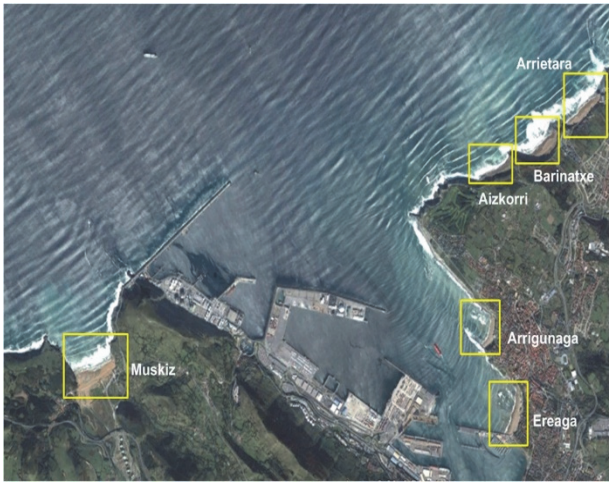


Fig. 1. Vista aérea de toda la zona del estuario del Nervión y Puerto de Bilbao, resaltando las 6 playas objeto de estudio (Muskiz, Ereaga, Arrigunaga, Aizkorri, Barinatxe y Arrietara) y mostrando también la definición del patrón de oleaje incidente el día de la imagen

El objetivo de este trabajo es caracterizar la situación de referencia de estas seis playas en términos de su estado evolutivo actual en la zona exterior del Abra (Franco et al. 2019). A partir de aquí se evaluará la variabilidad morfodinámica de estas playas bajo distintas condiciones de clima marítimo. El objetivo fundamental del artículo es documentar y cuantificar la presencia de eventos erosivos para estas playas, bajo qué condiciones se presentan y qué impacto morfodinámico producen. Este trabajo se incluye dentro de los estudios del programa de vigilancia ambiental que realiza la Autoridad Portuaria de Bilbao, pero la metodología y las herramientas utilizadas para el análisis tanto del oleaje como de la respuesta de las playas son aplicables a otras zonas litorales de similares características.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Metodología

El análisis del comportamiento de las seis playas estudiadas muestra patrones diferentes según la escala de tiempo, que va desde eventos de tormenta de unos pocos días hasta años o incluso décadas si consideramos la afectación por el cambio de clima asociado al calentamiento global. En este trabajo se enfatizará el comportamiento a medio y largo plazo, que va de unos pocos años hasta una década. Para ello, se analizarán los términos impulsores (nivel del mar y características del oleaje incidente) a partir de datos instrumentales y simulaciones numéricas y la respuesta morfodinámica de la playa, especialmente la evolución de la línea de orilla a partir de imágenes aéreas.

Para evitar distorsiones en la técnica de análisis se ha considerado, en todos los casos, la línea de pleamar como la línea de control, que se ha digitalizado para determinar la evolución de la playa a lo largo del tiempo. Pese a ello, existe siempre la incertidumbre asociada al nivel del mar (marea astronómica y meteorológica) en el instante de obtener la imagen. Los datos disponibles corresponden a fotografías aéreas que cubren el periodo desde 1965 hasta 2016. Se trata, por tanto, de un periodo superior a las cuatro décadas y que permite realizar de manera robusta un análisis del comportamiento a escala decadal.

Se ha obtenido para cada playa estudiada la evolución de la línea de control (línea de pleamar) en una serie de perfiles característicos, normalmente tres, que corresponden a la zona central del depósito de arena y a perfiles de control en ambos extremos para caracterizar el efecto de las barreras laterales en ambos contornos. A partir de aquí, se ha evaluado su desplazamiento y se ha calculado el desplazamiento característico o medio y con ello caracterizar la evolución global de la playa. En una segunda fase se analizarán las fluctuaciones de topo-batimetría y por tanto también del comportamiento de la playa en la evolución agregada resultante. El resultado para una de las playas interiores consideradas (playa de Ereaga, la más interior dentro del estuario o Abra de Bilbao) se muestra en la Figura 2, en la que se puede ver como el comportamiento es estable o tiende a la accrección y como varía dentro de cada perfil de esta playa. Para una playa expuesta, en la costa exterior al este del estuario, como la de Aizkorri (Figura 3) el comportamiento también es oscilante y muestra una tendencia al retroceso, presentando asimismo variaciones dentro del volumen activo de la playa y en los perfiles considerados.

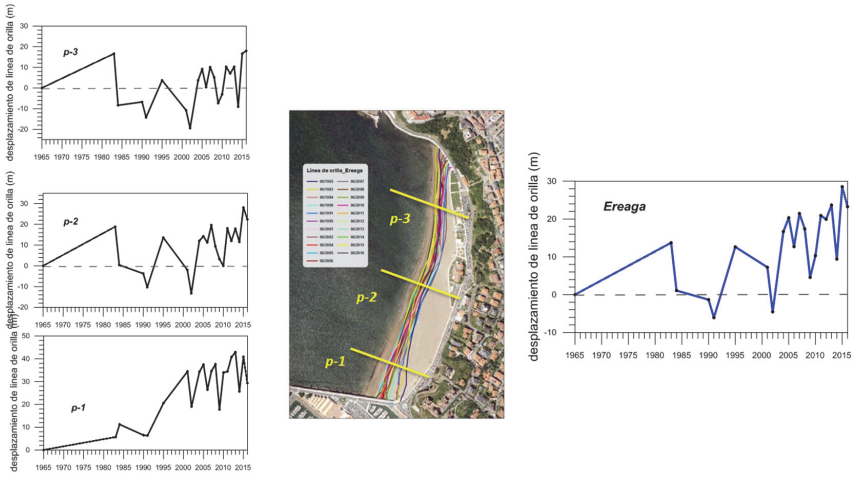


Fig. 2. Imagen aérea de la evolución de la línea de orilla para la playa de Ereaga, como ejemplo de una playa interior del Abra de Bilbao. La figura muestra (paneles a la izquierda de la imagen) como la evolución de la línea de orilla persenta diferencias marcadas según la ubicación del perfil de control. El comportamiento promediado de toda la playa (panel derecho) muestra una tendencia a la acreción con oscilaciones asociadas a las fluctuaciones naturales de factores meteorológicos y oceanográficos en la zona

Los datos de oleaje provienen de las boyas de Puertos del Estado situadas frente a la zona del Abra y de la base de datos SEAMAR. El análisis realizado muestra la buena correlación entre ambas fuentes de información y la variación en las características del oleaje entre el oeste (caracterizado por el punto denominado 33) y el este del estuario (caracterizado por el punto denominado 34), tal y como muestra la Figura 4. Esta información permite realizar un análisis robusto de las condiciones medias y extremas del oleaje en todo el dominio espacial y durante las cuatro décadas de tiempo analizadas.

3. Análisis hidro-morfodinámico

A partir de las cuatro décadas con datos para los factores impulsores y la respuesta morfodinámica de las playas se han considerado los periodos que podían ofrecer más información respecto a la respuesta erosiva o accretiva de las playas. Todas ellas muestran eventos de erosión y acreción (recuperación natural) muy importantes tanto en la margen oeste (Figura 5) como en la margen este (Figura 6) de la costa exterior al estuario. Este comportamiento ilustra la dificultad de

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

realizar un diagnóstico sobre la estabilidad de una playa en la que coexisten procesos erosivos y acretivos a diferentes escalas de tiempo y espacio.

En particular, para la playa de la Arena o Muskiz, situada al oeste del Abra (Figura 5) se observan retrocesos de la línea de orilla superiores a los 40m después de un periodo de temporales de oleaje suficientemente energético, seguidos de avances o acreciones de la línea de orilla del mismo orden de magnitud. Este tipo de comportamiento oscilante se detecta en todas las playas aunque con distinta intensidad para los retrocesos y avances observados. Por ejemplo, para la playa de Arrietara en la margen este del Abra (Figura 6), los retrocesos son también claros, correspondiendo a los mismos sucesos de oleaje erosivo anteriormente identificados en la playa de la Arena o Muskiz, aunque en el caso de Arrietara presentan una intensidad menor.

La sistemática de este comportamiento para todas las playas analizadas ha permitido seleccionar dos condiciones erosivas que se repiten para estas playas y que facilitaran la realización de un diagnóstico, tal y como se describe en el apartado siguiente.

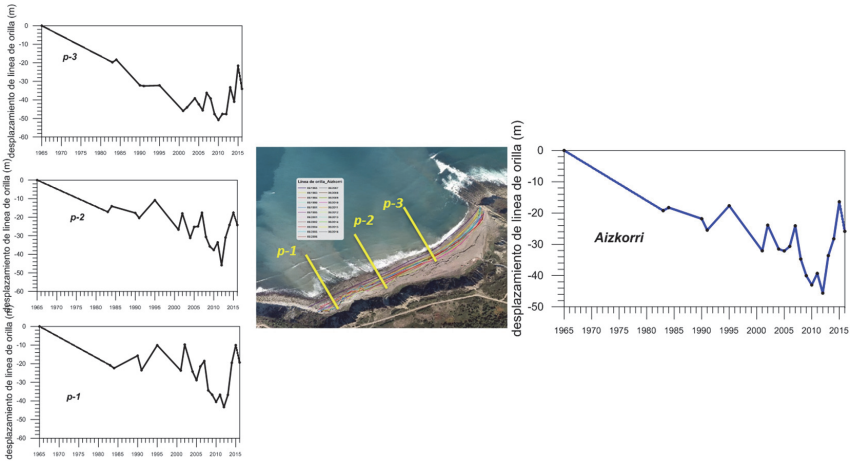


Fig. 3. Imagen aérea de la evolución de la línea de orilla para la playa de Aizkorri, como ejemplo de una playa expuesta a las condiciones de mar abierto al este del estuario. La figura muestra (paneles a la izquierda de la imagen) como la evolución de la línea de orilla persenta diferencias marcadas según la ubicación del perfil de control. El comportamiento promediado de toda la playa (panel derecho) muestra una tendencia a la erosión con oscilaciones asociadas a las fluctuaciones naturales de factores meteorológicos y oceanográficos en la zona

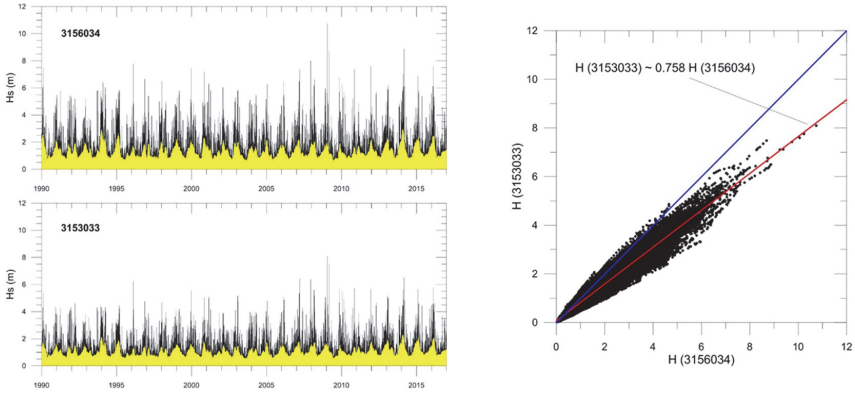


Fig. 4. Analisis de la correlación entre la altura de ola numéricamente simulada para dos puntos caracteristicos de la costa al oeste y este del estuario. El panel superior izquierdo caracteriza la serie temporal del oleaje en la costa exterior situada al este del estuario (punto 34). El panel inferior izquierdo (punto 33) caracteriza el oleaje al oeste del estuario y es inferior al que se experimenta en la margen derecha (punto 34), debido a la dirección de procedencia del Noroeste de gran parte de estos temporales y a la geometría del dominio estudiado. En el panel derecho se muestra la correlación entre los oleajes exteriores a ambos costados del estuario (eje vertical margen izquierda, eje horizontal margen derecha).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4. Eventos erosivos aislados y acumulados

A partir del comportamiento de las playas se ha decidido seleccionar la tormenta Klaus (Rasilla et al. 2018) del año 2009 (invierno 2008-2009) y la acumulación de temporales (cluster de tormentas) durante el periodo 2013-2014. En el primer caso (Figura 7) se observa como una tormenta extrema durante el año 2008-2009 produjo un comportamiento marcadamente erosivo y un retroceso en ocasiones percibido como alarmante de las playas en la zona. Este comportamiento, pese a todo, pudo haber sido aun más grave puesto que el pico del tempopral (Figura 8) coincidió con un nivel de baja mar.

El comportamiento erosivo también se apreció bajo una acumulación de tormentas (Figura 9), coincidiendo en este caso el pico de la energía del temporal más energético con el nivel máximo de la pleamar (Figura 10). Tanto la altura como el periodo de oleaje son marcadamente diferentes de la serie temporal que caracteriza los temporales modales que aparecen en un ciclo meteorológico o año típico.

El comportamiento erosivo de estas playas junto con las características analizadas del oleaje en la zona del Golfo de Vizcaya permite asociar estos eventos erosivos a temporales aislados o acumulaciones de tormentas sin que haya margen para la recuperación natural de la playa. El efecto de temporales aislados o agrupaciones de tormentas se puede caracterizar mediante la anomalía del oleaje en un periodo dado respecto de las condiciones usuales en la zona.

Después de realizar una serie de análisis de sensibilidad se propone calcular la energía agregada del oleaje incidente durante cada periodo invernal, entendiendo como tal el intervalo desde septiembre a marzo en base a la climatología de la zona. A partir de aquí se evalua la anomalía de la energía del oleaje incidente respecto al promedio en todo el periodo estudiado. La buena correlación entre estas agrupaciones de energía, ya sean debidas a un temporal extremo o a una agrupación o cluster de temporales y el comportamiento de las seis playas consideradas, ha permitido caracterizar de manera robusta el comportamiento erosivo de estas playas. También se propone como indicador para la evolución y fluctuaciones de las mismas.

Esta metodología permitirá predecir futuros eventos erosivos siempre que se den alguna de estas dos condiciones que, por otra parte, también se han observado en otras playas de las costas del sur de Inglaterra y del oeste de Francia (Blaise et al. 2015; Masselink et al. 2015). Estos eventos erosivos (Figura 11) muestran unos retrocesos significativos para todas las playas (respecto del volumen de arena disponible) y van asociados a unos flujos de energía muy importantes por comparación con lo que ocurre en años más cercanos a la mediana de la muestra. El análisis demuestra por tanto la importancia que juegan los años contemporales excepcionalmente energéticos o los invervalos con agrupación de tormentas cuya agregación energética también esta por encima de los valores de la distribución probabilística que caracteriza el oleaje en la zona.

La respuesta de la playa dependerá, tal y como muestran las seis playas estudiadas, de la simultaneidad de los picos de los temporales con la fase de la marea (empeorando la respuesta tanto para inundación como para erosión si el pico del temporal coincide razonablemente en el tiempo con la pleamar) y del grado de protección que ejercen las barreras rocosas naturales que aparecen en la parte sumergida de muchas de estas playas.

El comportamiento conjunto de las seis playas, promediando los avances y retrocesos de la línea de orilla e interpretándolos a la luz de la energía del oleaje incidente que reciben, permite obtener una radiografía del estado de cualquier playa sometida a la acción de oleaje y mareas.

La metodología propuesta relaciona el estado morfodinámico con la anomalía del clima de oleaje y nivels, calculada como la diferencia entre el valor medio del flujo de energía del oleaje para la década de referencia menos el valor medio del flujo de energía del oleaje para cada invierno. Estos intervalos de invierno se han definido agregando la energía desde Septiembre a Marzo, a partir de un análisis de la climatología de la zona.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

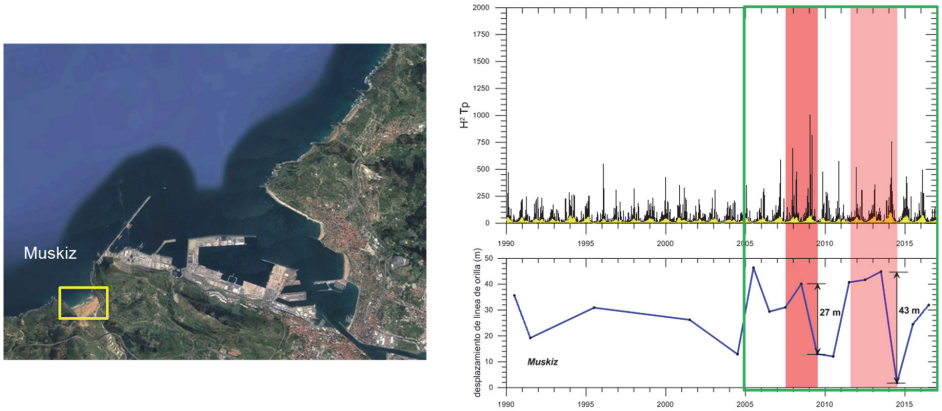


Fig. 5. Análisis detallado de la evolución de la playa de la Arena o Muskiz situada al oeste del estuario (panel izquierdo), en función de la energía del oleaje incidente (panel superior derecho) y de los desplazamientos de la línea de orilla (panel inferior derecho). La evolución muestra una fluctuación importante que se hace más significativa bajo los dos eventos erosivos considerados, resaltados por líneas verticales roja y rosa respectivamente. El primero es la tormenta Klaus en 2009 y el segundo es la acumulación o cluster de tormentas en cuatro meses, de la estación invernal de 2013-2014

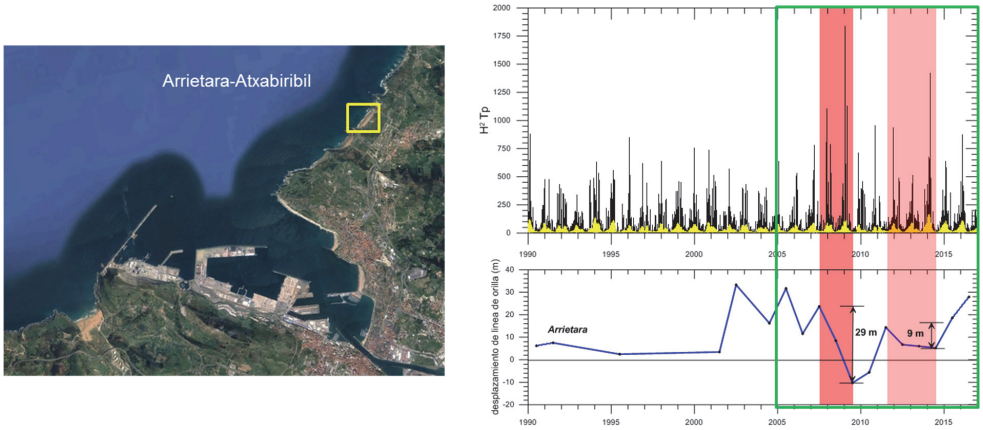


Fig. 6. Análisis detallado de la evolución de la playa de Arrietara o Atxabiribil, representativa de la margen este del Abra (panel izquierdo), en función de la energía del oleaje incidente (panel superior derecho) y de los desplazamientos de la línea de orilla (panel inferior derecho). La evolución muestra una fluctuación importante que se hace más significativa bajo los dos eventos erosivos considerados, resaltados por líneas verticales roja y rosa respectivamente. El primero es la tormenta Klaus en 2009 y el segundo es la acumulación o cluster de tormentas en cuatro meses, de la estación invernal de 2013-2014

5. Discusión y conclusiones

Las playas analizadas en el litoral Cantábrico, como la mayor parte de las playas ribereñas de esta zona del Atlántico, presentan importantes oscilaciones bajo la acción conjunta de los dos principales términos impulsores de su morfodinámica. Estos términos, la combinación de oleaje y marea (tanto astronómica como meteorologica) resultan en una secuencia de eventos erosivos y acretivos que dificultan un análisis directo del comportamiento de las playas. La metodología propuesta permite analizar conjuntamente la respuesta de la playa y los términos impulsores que la modelan para eventos erosivos, tanto si es por un temporal aislado suficientemente energético como si es por una acumulación de temporales sin periodos intermedios suficientes para la recuperación natural de las playas.

Los periodos de oleaje reconstructor asociado a mar de fondo y las secuencias de temporales con una energía limitada respecto al inicio de los umbrales de tormenta muestran la capacidad natural de recuperación que tienen estas playas (Scott et al. 2016; Burvingt et al. 2018). Por ello, las playas estudiadas se encuentran en un estado evolutivo que corresponde razonablemente a una situación de equilibrio dinámicamente estable, caracterizado por tendencias erosivas o acretivas superpuestas a oscilaciones en la línea de orilla que muestran retrocesos del orden de 20m y en algunos casos pueden superar el doble de esta cifra.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Las condiciones erosivas más severas se han detectado bajo un temporal relativamente extremo (invierno 2008/2009) y también bajo una acumulación de temporales (invierno 2013/2014) sin que hubiera tiempo suficiente ni energía de oleaje reconstructor suficiente para recuperar de manera natural las playas.

En este sentido es importante resaltar la importancia del oleaje reconstructor debido al mar de fondo pero también al oleaje de mar de viento con energía inferior a la modal durante el invierno "siguiente" a la tormenta. Esta secuencia permite la adecuación del estado morfodinámico de las playas y su auto-organización bajo las condiciones climáticas de la zona.

El indicador que se propone para analizar las fluctuaciones temporales del estado de las playas es la anomalía de la energía del oleaje incidente durante el invierno considerado. Se ha seleccionado para ello el periodo de invierno como aquel que va de Septiembre a Marzo y, tal y como muestra la Figura 11, se ha detectado que anomalías importantes de esta energía integrada del oleaje incidente corresponden (franjas verticales de color rojo) a un mayor retroceso de la playa.

En años sin esta anomalía, calificados como años "normales" por su mayor proximidad a la mediana de la muestra, las playas son capaces de recuperarse de forma natural, siendo la actuación del oleaje muy eficiente para una auto-organización de la forma en planta y perfil de la playa de manera que disipe la máxima energía posible del oleaje incidente. Esta evolución natural de las playas en ambientes macromareales sugiere realizar con precaución el diagnóstico sobre su comportamiento erosivo o acretivo, a la vez que indica la importancia de favorecer los procesos naturales de recuperación para así favorecer la sostenibilidad de estas playas.

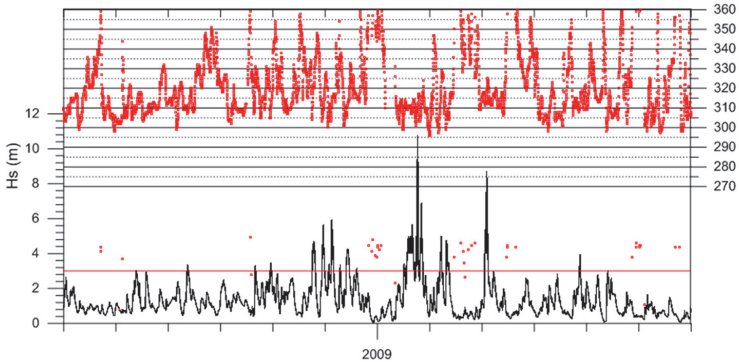


Fig. 7. Serie temporal mostrando la evolución del oleaje durante los años 2008 y 2009 a partir de la serie temporal de direcciones (panel superior) y altura de ola significante (panel inferior). La línea roja del panel inferior indica una altura de ola significante de 3m como umbral para definir las tormentas. A partir de este umbral se aprecia claramente el temporal Klaus que se produjo a comienzos del 2009. La división del eje horizontal muestra el periodo seis meses antes y seis meses después del 1 de enero del 2009

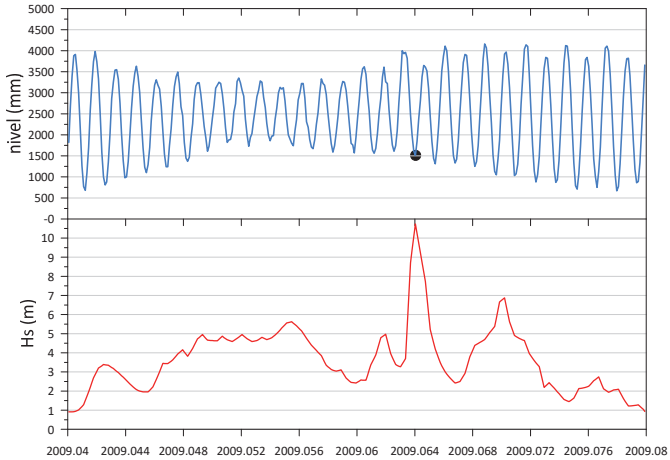


Fig. 8. Serie temporal mostrando la evolución de la altura de ola significante para la tormenta Klaus en el invierno del 2009 (panel inferior) a partir de la boya numérica situada en el punto 34 en la costa exterior al este del Abra. El panel superior muestra con un punto grueso la bajamar que coincidió con el pico de la tormenta, resultando en una menor inundación y erosión de lo que hubiera podido ocurrir caso de haber coincidido con la pleamar

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

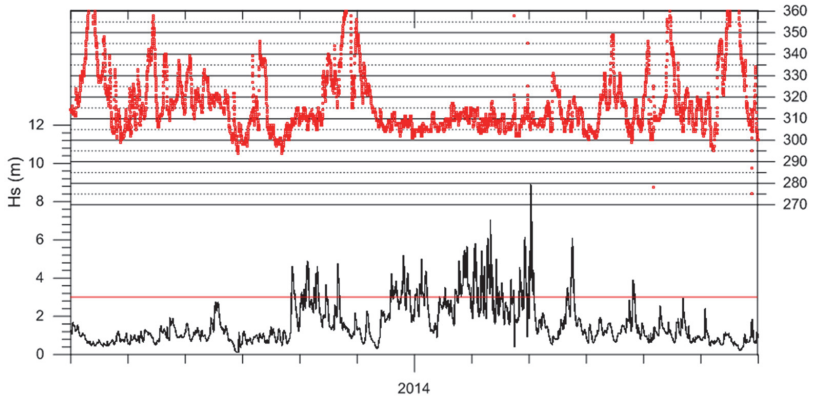


Fig. 9. Agrupación o "cluster" de tormentas durante el invierno 2013-2014 en los que se produjo una agregación de tormentas caracterizadas en la figura por la serie temporal de altura de ola significante (panel inferior) y la dirección (panel superior). Durante los cuatro meses de este invierno el oleaje presentó una dirección muy constante (cercana a los 310º) y un pico máximo del oleaje incidente con una altura de ola significante de 9m, inferior en 2m a la del temporal Klaus (Figura 7)

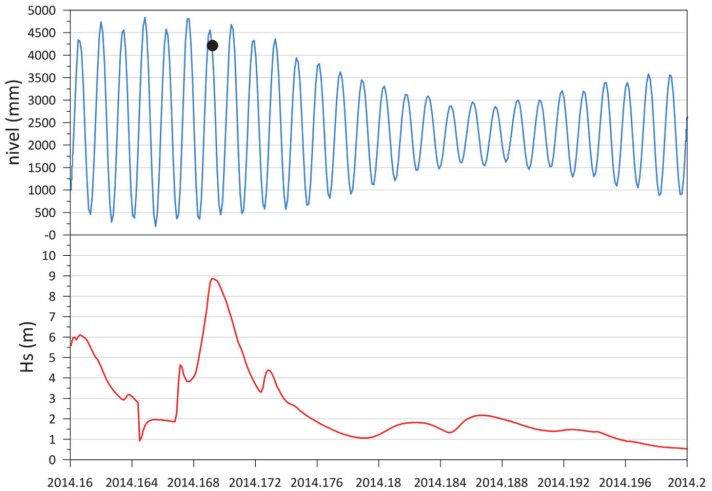


Fig. 10. Serie temporal caracterizando la evolución del oleaje para el invierno 2013-2014 y en particular para el pico de la tormenta más energética de esta agrupación o "cluster" de tormentas. Este pico en la serie temporal de H_s (panel inferior) coincidió con la pleamar, tal como indica el panel superior de la figura, y por tanto se produjo más erosión e inundación de lo que hubiera ocurrido si hubiera sido simultáneo a otra fase de la marea

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

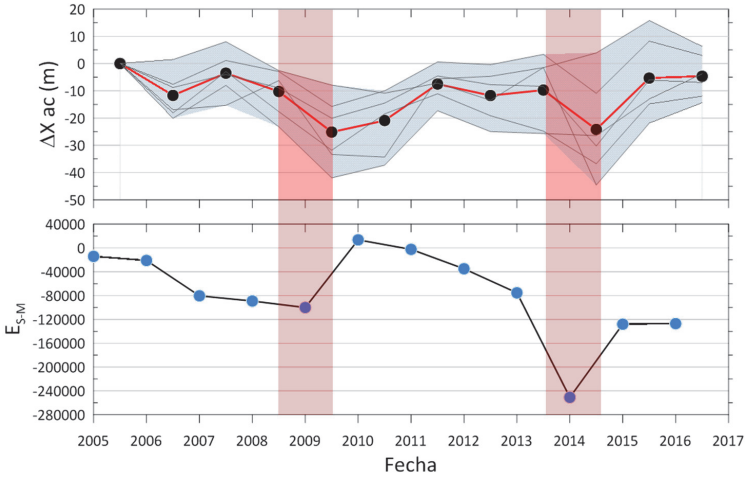


Fig. 11. Evolución temporal desde el año 2005 hasta el año 2017 de la variación en la posición de la línea de orilla para el conjunto de las seis playas estudiadas y su promedio (línea roja en el panel superior). El valor representado para cada año es el promedio de la erosión o acreción de cada playa para ese año, comenzando a partir de un nivel de referencia que es la situación de todas las playas en el año 2005. El panel inferior muestra la anomalía del invierno para cada uno de estos años respecto al promedio de la década 2005-2015. La variable E_{S-M} es el valor medio de esta anomalía para las seis playas analizadas

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a Puertos del Estado el suministro de la información sobre oleaje procedente de sus boyas. Sin esta valiosa información, estructurada de manera eficiente y fácilmente accesible no habría sido posible realizar este análisis.

Referencias

BLAISE et al (2015) "Bilan des tempêtes de l'hiver 2013–2014 sur la dynamique du recul du trait de côte en Bretagne". *Geomorphol. Relief Processus Environ*., 21, 267–292.

BURVINGT et al (2018) "Climate forcing of regionally-coherent extreme storm impact and recovery on embayed beaches" *Marine Geology*, *401*, 112-128.

FRANCO, J.; ARCE, J.; BALD, J.; BELZUNCE-SEGARRA, M. J.; CASTRO, R.; DIAZ, E.; EPELDE, I.; GARCIA-MORALES, J.; GARMENDIA, J. M.; GONZALEZ-MARCO, D.; GONZALEZ, I.; GONZALEZ, M.; IRIONDO, A.; JIMENEZ, J. A.; LARRETA, J.; LIRIA, P.; MENCHACA, I.; MUXIKA, I.; OJANGUREN, A.; RODRIGUEZ, G.; SANCHEZ-ARCILLA, A.; SOSPEDRA, J.; URIA, I.; URIARTE, A. Y URIARTE, A. (2019) "Vigilancia ambiental en entornos portuarios: el caso del proyecto de extracción de arenas en la zona II del puerto de Bilbao". En: *XV Jornadas Españolas Ing. Costas y Puertos 2019*

MASSELINK et al. (2015) "The extreme 2013/14 winter storms: hydrodynamic forcing and coastal response along the southwest coast of England". *Earth Surface Processes and Landforms*, 41, 378–391.

RASILLA et al (2018) "Extreme Wave Storms and Atmospheric Variability at the Spanish Coast of the Bay of Biscay". *Atmosphere,* 9(8), 316.

SCOTT et al. (2016) "The extreme 2013/2014 winter storms: Beach recovery along the southwest coast of England·. *Marine Geology*, 382, 224-241.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Diseñando en el Medio Litoral : Singularidades y Reflexiones de un Ingeniero Funcionario de Costas

G. Gómez Pina
Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. gregoriogpina@yahoo.es
Director Ad Honorem del Curso de Especialización Práctica de Ingeniería Marítima. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación de Andalucía, Ceuta y Melilla

Resumen

En este artículo se revisan algunas de actuaciones en la costa en las que ha participado el autor, destacando las diferentes singularidades de cada una de ellas, asociadas a su diseño y ejecución, para reflexionar finalmente sobre su resultado y su mayor o menor aceptación por parte de los usuarios

Palabras clave: *actuaciones, litoral, regeneraciones, playas, escolleras, espigones, puertos, costas, singularidades, problemas*

1. Introducción

El diseño de las actuaciones en el medio litoral debe responder a una serie de aspectos que han de ser considerados individualmente y en su conjunto, desde distintos aspectos: técnicos, medioambientales, económicos, legales, sociales, estéticos, de integración en su entorno, recreativos, de la gestión integral de las zonas costeras y de la sostenibilidad (Gómez Pina, 2019). Sin embargo, dichas actuaciones presentan una serie de "características singulares", en opinión de este autor, que las hacen marcadamente diferentes del resto de actuaciones desarrolladas en el medio terrestre y fluvial.

2. Objetivo

El objetivo de esta ponencia es el de analizar las singularidades existentes en el diseño de las distintas actuaciones en el medio litoral, a través de la experiencia acumulada en los Servicios Centrales de la antigua Dirección General de Costas y en la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico, con el fin de resaltar los beneficios sociales y económicos derivados de la inclusión destacada de determinados criterios de diseño. En particular, los asociados a los aspectos sociales, estéticos, de integración en el entorno y recreativos, teniendo como recompensa intangible, entre otras, la incorporación de dichas actuaciones al propio paisaje litoral, y al uso y disfrute público de la ciudadanía.

Dicho análisis viene acompañado de una serie de reflexiones de las consecuencias derivadas de no incluir adecuadamente algunos de dichos aspectos y/o de no saber explicar, en muchas ocasiones, el complejo comportamiento del mar en relación con las obras costeras. Ello ha dado lugar a presiones mediáticas desproporcionadas y poco fundamentadas, en relación con el comportamiento, por ejemplo, de las playas y de sus regeneraciones (López Peláez, 1999). Sin embargo, cuando estos temas se abordan en la prensa local, con argumentos basados en la Ingeniería de Costas, se produce un efecto positivo en la ciudadanía, como ha sucedido con algunos de los artículos que este autor ha publicado en la prensa local de Cádiz (Gómez Pina, 2017, 2018).

3. Características singulares al diseñar en el medio litoral

Al diseñar en el medio litoral nos encontramos con las siguientes singularidades, algunas de las cuales, por su especial relevancia, desarrollaremos separadamente (Gómez Pina,2019) :

- Dificultad en el conocimiento: Dinámica del medio litoral y carácter probabilístico de los procesos litorales.
- Apreciación subjetiva de los problemas.
- Los "problemas" son muy parecidos en el mundo.
- Fácil explicación por los usuarios.
- Cierta rapidez en el olvido de los problemas.
- Atribuciones "quasi-mágicas" de las escolleras y espigones.
- Confusión en la asignación de responsabilidades.
- Gran repercusión mediática (local) y social.
- Información pública poco eficiente.
- Muy buena Ley de Costas (1988), reconocida internacionalmente (Gómez Pina, 1996).
- Existió un Plan de Actuaciones en la Costa para 1993-1997, desapareciendo como tal, posteriormente.
- Actualmente no se cuenta con ningún Plan de Actuaciones en la costa, como tal.
- Urbanismo litoral vs Procesos litorales: Se echa de menos la inclusión de las líneas de "set-back" en los planes urbanísticos (Gómez Pina 1996).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4. Sobre los problemas en el litoral

Ante todo, deberíamos plantear la siguiente cuestión: *¿por qué el problema es un problema?* En ese sentido hemos dividido los problemas del litoral en tres grupos:

I.- Problemas de apariencia relativamente importante, pero que analizados en profundidad pueden resolverse técnicamente de una forma relativamente sencilla.

II.- Grandes problemas , con difícil solución técnica.

III.- Problemas con soluciones técnicas relativamente sencillas, pero socialmente muy difíciles de resolver

Dentro del grupo I tendríamos por ejemplo el caso de la Playa de Palmones (T.M. Los Barrios), en donde el problema de la erosión en uno de los extremos, se ha resuelto de una forma técnicamente sencilla, transvasando arena del extremo opuesto, antes de la temporada de uso de la playa.

En el grupo II destacaríamos la problemática del acantilado de Fuente del Gallo (T.M Conil), sobre el que se realizaron diversas actuaciones de emergencia, y en donde las características del acantilado, su altura y la peligrosidad de los derrumbes, hacen necesario el inclinar los atudes; además de otras medidad de protección ante la lluvia y el ataque del oleaje en su base.

En el grupo III mostramos la Playa del Rinconcillo (T.M Algeciras), en donde la solución a la erosión tan alarmante pasaría por una ordenación urbanística y el retranqueo de alguna de las casas que, claramente, fueron construidas sobre la misma playa, en la época en que los terrenos eran zona portuaria. Contrariamente a lo que piensan algunos políticos, somos de la opinión de que en la playa del Rinconcillo no falta arena, sino que sobran algunas casas.

Fig 1. Caso I. Playa de Palmones (T.M. Los Barrios). Solución: pequeños transvases antes del verano

Fig. 2. Caso II. Acantilados Fuente del Gallo (T.M.Conil). Solución: cambio en el acantilado (inclinación), además de diversas actuaciones de señalización de desprendimientos y transvase de arena del puerto de Conil. Fotos del autor

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 3. Caso III. Playa del Rinconcillo (Algeciras). Solución: ordenación urbanística, retranqueo de algunas casas y pequeños transvases longitudinales de arena al comienzo de la temporada estival. Foto del autor

5. Algunas singularidades encontradas en el medio litoral y reflexiones al respecto

5.1. Problemáticas similares en el mundo

Los problemas en el litoral se repiten casi de igual forma en otras partes del mundo. A modo de ejemplo, resaltamos la singularidad de un muro que "apareció" en Matalascañas y el fotografiado en South Padre Island (Texas). El origen fue parecido, si bien la forma de resolverse diferente, por los condicionantes sociales y políticos (Gómez Pina, 1996).

Fig. 4. "Apariciones" de muros en la platya de Matalascañas (T.M. Huelva) (izda) y en South Padre Island (Texas) (dcha). Fotos del autor

5.2. Facilidad en la explicación de los problemas en el litoral

- Rara vez, ante un problema, se solicita o se encuentra a un técnico especializado lo defienda.
- Los problemas en la costa se interpretan y solucionan por mucha gente.
- Los "especialistas", si bien pueden ser buenos conocedores del medio, suelen presentar grandes deficiencias técnicas en Ingeniería de Costas.

Un caso muy llamativo fue el que se produjo, una vez redactado y licitado el proyecto de la Playa de la Zurriola en San Sebastían (Gómez Pina et al, 1995), en donde se había tenido en cuenta, de forma pormenorizada, la inclusión de la práctica del surf, como un condicionante de diseño. La sorpresa fue mayúscula cuando un surfista americano (también oceanógrafo, según la prensa), presentó un cambio del diseño de la playa, en cuanto a la posición y longitud de su dique (Fig. 5). Y lo más llamativo, resultó el dibujo de un peine de espigones sumergidos para la mejora de la práctica del surf. Ni que decir tiene, que el colectivo surfista se manifestó a su favor y fue motivo de noticia durante varios días en la prensa local. Como suele suceder, al Ingeniero Autor del Proyecto, no se le permitió salir a la prensa, para desmontar los argumentos de dicho "especialista".

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

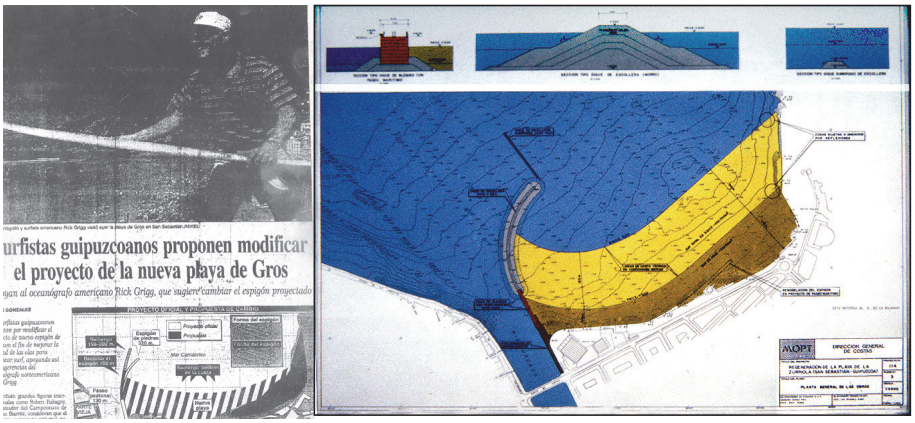


Fig. 5. Propuesta del los surfistas guipuzcoanos al proyecto (izqda.) frente al proyecto del MOPU (Gómez Pina et al, 1995)

5.3. Atribuciones "quasi mágicas" de las escolleras y espigones

Un apartado especial merece la repetitiva sensación de seguridad que proporcionan los espigones (popularmente también conocidos por escolleras) frente a otras alternativas más blandas. Este último asunto ha dado lugar, incluso, a la creación de "asociaciones pro-escolleras" en algunas playas de Huelva y de Málaga; entendiendo dichas asociaciones que la mera inclusión de espigones resultaría ser la "receta mágica" a los problemas de erosión subyacentes. Olvidando, eso sí, las consecuencias negativas que podrían originarse aguas abajo, al igual que sucede con los diques de los puertos que bloquean claramente el transporte longitudinal de arena. La figura siguiente es una muestra de recortes de la prensa local con motivo de la controversia suscitada por el uso o no de escolleras en la Playa de la Carihuela, que originó incluso una huelga general en la zona. (López Peláez, 1995).

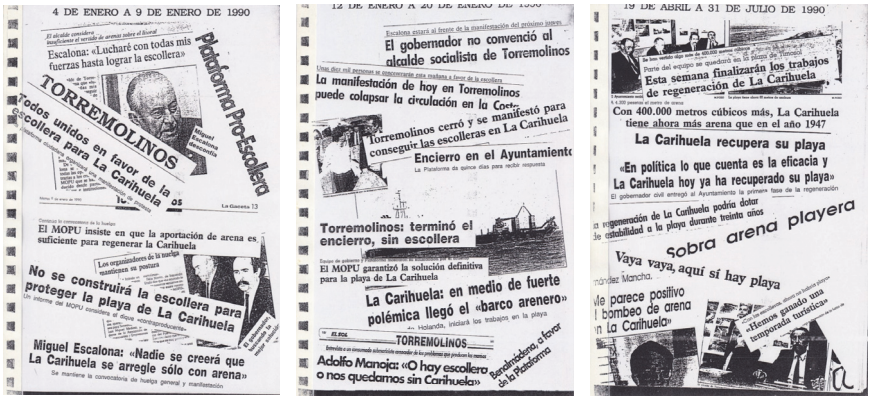


Fig. 6. Recortes de prensa local relacionados con la regeneración de la Playa de La Carihuela (Torremolinos, Málaga). Comunicación personal de López Peláez ("Efemérides Costeras", 1999)

6. La experiencia española en el diseño de regeneraciones de playas

España lideró, tras la aprobación de la Ley de Costas de 1988, el campo de las actuaciones en el litoral, desde el punto de vista técnico e incluso económico, especialmente en el número de regeneraciones de playas realizadas (MOPU 1988, MOPT 1993). Algo que este autor pudo constatar durante su estancia en los Estados Unidos (Gómez Pina, 1996) y en visitas a distintos países y asistencia a congresos internacionales. Hecho que desgraciadamente ha ido decayendo, por la falta de inversiones en el litoral y el abandono en los procesos de formación técnica en sus funcionarios. Desde el punto de vista técnico, la incorporación de los aspectos estéticos y de integración en su entorno en los proyectos de regeneraciones de playas han destacado a nivel mundial (Gómez Pina 1999, 2004). A continuación, se presentan algunos ejemplos significativos de los muchos realizados en el litoral español.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 7. Vista aérea de la playa de Fuengirola antes y después de su restauración. Comunicación personal de López Peláez ("Efemérides Costeras", 1990)

Fig. 8. Vista aérea de la playa de Estepona antes y después de su restauración. Comunicación personal de López Peláez ("Efemérides Costeras", 1990)

El caso de la regeneración de la playa de Regla en Chipiona, Cádiz (Gómez Pina et al, 2006), es un buen ejemplo de diseño medioambiental, en el que los aspectos técnicos, medioambientales, económicos, estéticos y de integración en un entorno marino tan sigular, como el de los corrales de pesca, se ha conseguido plenamente. Dicha regeneración consistió en la aportación de unos 500.000 m3 de arena de fondo marino, del cercano Placer de San Jacinto, complementado con la construcción de un espigón de contención lateral, de baja cota de coronación, semisumergido en dos tramos, cuya misión fue la de contener lateralmente la arena aportada, separando así la zona de baño de la zona rocosa de marisqueo. Como puede apreciarse en las figuras siguientes, dicho espigón ha pasado a integrarse plenamente en el paisaje litoral que le rodea, asimilándose en cierta forma a un corral de pesca, elemento etnografico de gran importancia en el paisaje litoral de la costa noroeste gaditana.

Fig. 9. Vista aérea de la Playa de Regla en Chipiona (Cádiz), después de su regeneración

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig.10. Ejemplo de buena integración ambiental en el diseño del espigón de Chipiona, al separar la zona de baño de la zona rocosa y de marisqueo. Foto del autor

Fig.-11- Ejemplo de una adecuada integración paisajística en la regeneración de la playa de Regla

7. Conclusiones : treinta opiniones basada en más de treinta años de experiencia

1. El diseño en el medio litoral presenta una serie de singularidades que lo hacen diferente a otros proyectos de la ingeniería civil.
2. El no tratar adecuadamente los aspectos estéticos, sociales y de integración en su entorno pueden hacer fracasar una actuación técnicamente bien pensada.
3. Necesidad de una mayor implicación en la información pública por todos los agentes.
4. Dificultad a la hora de diseñar por la complejidad de los procesos litorales.
5. Sin embargo existe en muchas ocasiones una “respuesta fácil” a dichos procesos por los usuarios de las playas.
6. Los problemas en la costa son muy subjetivos. En muchas ocasiones habría que preguntarse : ¿Por qué un problema es un problema”, Los problemas además son muy parecidos en el mundo.
7. A pesar del carácter estadístico de los procesos litorales y de sus problemas ocasionados, parece existir una gran rapidez en el olvido de dichos eventos. En opinión de este autor, del orden de unos 5 años.
8. Los problemas en la costa se interpretan y solucionan por mucha gente.
9. Los “especialistas”, si bien pueden ser buenos conocedores del medio, presentan a menudo grandes deficiencias técnicas en Ingeniería de Costas.
10. Rara vez, ante un problema, se solicita que un técnico especializado lo defienda (cierta dificultad de encontrarlos).
11. Los espigones o escolleras siguen todavía siendo la “receta mágica” a los problemas de erosión de la costa, para muchos usuarios. Incluso sin aportación de arena.
12. La aportación de arena, sin obras, con la finalidad de restituir el proceso erosivo acumulado, puede resultar, en general, el sistema más natural y que menor daño produce al conjunto de la costa. Sin embargo, debe explicarse adecuadamente, dadas las pérdidas de arena que se van a producir.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

13. Dichas pérdidas de arena en la zona de aportación van a ser ganancias en las playas colindantes, siguiendo los razonamientos simples, pero técnicamente consistentes, de la "ecuación de difusión"
14. Sin embargo, la ausencia de realimentaciones en las playas regeneradas, provocan una sensación de fracaso y de "tirar dinero al mar", lo que en cierto modo es entendible. Sobre todo, si no se sabe explicar.
15. La drástica disminución en los presupuestos de conservación, mantenimiento y realimentaciones de playas (del orden de 1/10), contribuyen a dar sensación de que las actuaciones emprendidas hace años no han resultado satisfactorias. Esta política está en clara contradicción con el desarrollo económico, dado que el turismo de sol y playa es nuestro mayor ingreso.
16. España ha liderado la incorporación de los aspectos estéticos y de integración en su entorno en los proyectos de regeneraciones de playas.
17. Los espigones de contención lateral deben diseñarse en la forma más integrada posible con el medio marino colindante; separando la zona de baño, de las rocosas y permitiendo determinados usos sociales (pesca, paseo,…), bajo la adecuada señalización.
18. La práctica erradicación de los campos de espigones en España ha sido un ejemplo mundial. Su total o parcial sustitución por "diques arrecifes" o diques de baja cota de coronación, complementarios a la aportación de arena, han funcionado adecuadamente, mejorando la integración paisajística.
19. Cuando sea técnicamente necesaria, la aportación de arena, combinada con el diseño de alguna estructura de contención lateral o/y algún dique exento, con el mínimo impacto visual e integrado en el entorno, pueden ser soluciones técnicas y socialmente muy aceptadas.
20. España lideró el campo de las actuaciones en la costa, desde el punto de vista técnico y de inversiones, con un gran reconocimiento internacional, algo que desgraciadamente ya no se contempla.
21. Se echa en falta un Plan de Actuaciones en el Litoral consensuado, de al menos 5-6 años de duración para evitar el "color político" de las inauguraciones.
22. Las obras de emergencia han sido, últimamente, la herramienta principal en la resolución temporal de los problemas erosivos de la costa. Las obras de emergencia deberían de ser una excepción, no lo habitual.
23. Existan actuaciones favorecidas claramente por el "color político" y la cercanía de las elecciones (generales, autonómicas y municipales).
24. Algunas de estas actuaciones no deberían realizarlas Costas, sino otros organismos, p.e. Ministerio del Interior, Ayuntamientos, Comunidad Autónoma.
25. Sería aconsejable el incluir las líneas de "set-back" en el urbanismo litoral, como se hace en los EEUU.
26. Falta planificación y coordinación con las autoridades portuarias para el uso de los dragados de los puertos para el mantenimiento de las playas.
27. Existe confusión para el ciudadano en la asignación de responsabilidades en el litoral, algo acentuado en Andalucía y Cataluña, por el traspaso de competencias
28. Los problemas y las actuaciones en el litoral tienen una gran repercusión mediática (local) y social. La práctica habitual, por parte del Ministerio, del "silencio administrativo", por no crear más controversia, no hace sino dar pie al desarrollo de opiniones poco fundamentadas que acaban calando en la ciudadanía.
29. Es opinión de este autor, que cuando estos temas se abordan en la prensa local, con argumentos basados en la Ingeniería de Costas, se produce un efecto positivo en la ciudadanía, a tenor de la buena acogida y comentarios que tuvieron algunos de los artículos que este autor ha publicado en la prensa local de Cádiz.
30. La implicación del Ministerio en la formación de sus funcionarios, en el campo de la Ingeniería de Costas (cursos, asistencia a Congresos, etc.) ha disminuido drásticamente. Igualmente, en las consultoras y constructoras, ante la falta de inversión.

Referencias

GÓMEZ PINA, G., DÍEZ RUBIO, G., RAMÍREZ CARO, J.L. (1995) *"Proyecto de Regeneración de la Playa de La Zurriola (San Sebastián, Guipúzcoa). MOPT"*

GÓMEZ PINA, G. (1996) *"Mejora de Aspectos Técnicos en el Tratamiento Integral de la Costa en España". Informe Fnal Beca Fulbright-MOPTMA*

GÓMEZ-PINA, G. (1999). *"Beach Nourishment: Fundamentals, The Spanish "Experience". Proc. of the Short Course on Coastal and Port Engineering, 5th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town.*

GÓMEZ-PINA, G. (2004). *"The importance of aesthetic aspects in the design of coastal groins". Journal of Coastal Research.Special Issue NO. 33*

GÓMEZ-PINA, G., FAGES, ,L, RAMÍREZ ,J.L. MUÑOZ-PÉREZ, J.J., ENRÍQUEZ ,J. (2006) *"A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years"*. International Conference on Coastal Engineering in San Diego, California, USA.

GÓMEZ PINA, G. (2017). *"¿Son malos los escalones de arena? La Voz de Cádiz. Artículo de opinión*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

GÓMEZ PINA, G. (2018). *"El olvido de las cosas del mar y de las playas", "Los puertos y las playas" . "Nuestras playas necesitan espacio para respirar". La Voz de Cádiz. Artículos de opinión.*

GÓMEZ PINA, G. (2019). *"Notas de clase sobre restauraciones de playas". Curso de Especialización Práctica de Ingeniería Marítima. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación de Andalucía, Ceuta y Melilla*

LÓPEZ PELÁEZ, L. (1999).*"Efemérides costeras". Comunicación personal.*

MOPU DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS (1988). *"Actuaciones en la costa". Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Urbanismo. Secretaría General Técnica. Centro de Publicaciones.*

MOPT. DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS (1993). *"Recuperando la costa". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Secretaría General Técnica. Centro de Publicaciones.*

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El Método de Proyectación con el Paisaje 10 años después

Castañeda-Fraile, Ana María P.
Dra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Arquitecto – Jefe del Servicio de Proyectos y Obras de la Demarcación de Costas en Cataluña (Ministerio para la Transición Ecológica, España) – e-mail: amcfraile@gmail.com acastaneda@miteco.es

Resumen

En un espacio con tantas tensiones, como es el costero, no debemos olvidar que su mayor valor es que es la frontera de lo humano con lo natural y su atractivo es justamente la parte natural. Encontrar un diálogo amable entre la artificialidad de la obra del hombre con la belleza de la naturaleza ha sido el principal objetivo de la Tesis Doctoral "El Paisaje y los pequeños salientes costeros", dirigida por D. Raúl Medina Santamaría y presentada por quien suscribe en la Universidad de Cantabria en mayo de 2009. Desde la aparición del "Método de Proyectación con el Paisaje" en mayo de 2009 como aportación principal de dicha Tesis Doctoral, hemos venido presentando en diferentes foros técnicos diversas aplicaciones de este Método a casos reales, además de los tres casos estudiados en la propia Tesis. Cumplidos los 10 años desde la aparición del "Método de Proyectación con el Paisaje", parece un buen momento para repasar su aplicación a esos casos prácticos.

Palabras clave: *paisaje, diseño formal, pequeños salientes costeros, genius loci, ingeniería costera.*

1. Introducción

¿Qué se entiende por PAISAJE?

El Convenio Europeo del Paisaje (Florencia, 20 de octubre de 2000), en su Capítulo I "Disposiciones Generales", Artículo 1º "Definiciones" afirma lo siguiente: "A los efectos del presente Convenio: a) por 'paisaje' se entenderá cualquier parte del territorio tal y como la percibe la población, cuyo carácter sea el resultado de la acción y la interacción de factores naturales y/o humanos".

De esta definición deducimos que el paisaje es un producto de la cultura. Es un fenómeno tardío de la civilización, pues en la antigüedad se entendía el paisaje en un sentido utilitario, mientras que hoy la cultura occidental lo observa en un sentido placentero. Es decir, el paisaje se encuentra en la mirada de quien contempla.

En el paisaje costero hemos notado una gran transformación debida fundamentalmente al hecho de que más de la mitad de la población mundial vive en la costa. Aunque la Naturaleza es abundante en muestras de pequeños salientes costeros naturales, el hombre ha transformado en muchos lugares el litoral creando sus propios salientes costeros.

"Paisaje" y "Pequeños Salientes Costeros" son los temas que se unen en la conformación de la Tesis Doctoral "El paisaje y los pequeños salientes costeros" dirigida por D. Raúl Medina Santamaría y presentada en mayo de 2009 en la Universidad de Cantabria. De esta Tesis Doctoral surge el Método de Proyectación con el Paisaje, que veremos más adelante.

Fig. 1. Pequeños salientes costeros naturales

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. El descubrimiento del paisaje costero

En la Antigüedad las playas se consideraban como zonas de varada de embarcaciones, pero también como lugares de desembarco de saqueadores e invasores enemigos.

Progresivamente se fueron percibiendo los beneficios del mar para la salud humana, y en el siglo XVIII se aceptan las bondades terapéuticas de los Baños de Mar. Se editan guías y manuales para tomar los baños de mar, pero aún subyace un gran temor al mar, por lo que se emplean maromas para adentrarse a tomar los deseados y beneficiosos baños.

Fig. 2. Guía para tomar los baños de mar y uso de la maroma

A finales del siglo XIX las playas se consideran como lugares de ocio y relación ligados al veraneo. Se diseñan Balnearios por toda Europa, algunos de ellos verdaderas obras de ingeniería costera como el Balneario de aguas tranquilas de Marsella.

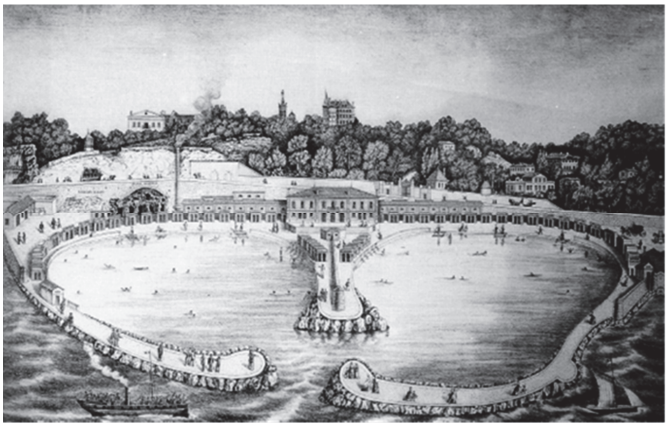


Fig. 3. Diseño de Balneario de aguas tranquilas en Marsella

3. 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 en que se basa este método son los siguientes:

1. Conocer el territorio a gran y media escala
2. Reconocer los elementos característicos del paisaje
3. Buscar los puntos de vista

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

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

Veámoslos con un poco más de detalle a continuación.

1. **Conocer el territorio a gran y media escala**

   Debemos prestar atención a las dimensiones del paisaje oibservado, 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.

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.

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.

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.

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.

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 del entorno y lo utilice para formalizar una solución que dialogue amablemente con el paisaje del que va a formar parte.

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.

8. **Definir los detalles finales**

   Aquí entramos en los detalles de las secciones, materiales, texturas, proceso constructivo, …

4. Algunos ejemplos de aplicación del Método de Proyectación con el Paisaje

Mostramos a continuación cuatro ejemplos que se han desarrollado aplicando el Método de Proyectación con el Paisaje. En las referencias, al final de este artítulo, pueden encontrarse los Congresos y Jornadas en los que se presentaron estos ejemplos; allí se podrá consultar con más detalle cada uno de los casos estudiados.

4.1 Playa de la Barceloneta (Barcelona)

La playa de la Barceloneta se emplaza frente al casco antiguo de Barcelona y es el límite natural del barrio de la Barceloneta, muy característico por la tipología edificatoria del "quart de casa" y sus manzanas estrechas y alargadas, radicalmente distintas a la ciutat vella y al ensanche Cerdà.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 4. Localización y entorno de la playa de la Barceloneta

Para lograr una mayor estabilización de la playa, se planteó la ejecución de una barrera al transporte litoral en el lugar marcado en rojo en la figura 5:

Fig.5. Zona de actuación

Planteamos el problema y optamos por extender las líneas que configuran la significativa geometría del barrio.

Fig. 6. Aplicación del espíritu del lugar

La cuadrícula representada es el elemento más distintivo de la Barceloneta. Reproducimos el "quart de casa" sobre la cuadrícula y recreamos una sumergida Barceloneta que emerge del fondo del mar y se mezcla con la arena creando un nuevo espacio público.

Fig. 7. Nuestra propuesta plástica

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Sobre la base de un dique de escollera sumergido se representan, a distrintos niveles los cuadrados que recrean las unidades edificatorias con escalones de 40 cm y un último nivel a 20 cm del anterior y a 1,40 metros sobre el nivel del mar, todo ello en hormigón blanco en masa.

Fig. 8. Uso público del pequeño saliente costero

4.2 Playas La Magdalena-Los Peligros (Santander)

En este caso la zona de actuación se sitúa a la entrada de la bahía de Santander.

Fig. 9. Emplazamiento de la zona de actuación y problemática

La fuerte dinámica litoral genera un continuo desequilibrio entre las playas La Magdalena y Los Peligros que obliga a trasvasar arena de una playa a la otra cada año. Para eliminar este problema, desde el Ministerio se elabora un proyecto que, entre otras cosas planteaba la construcción de un dique con forma de Y.

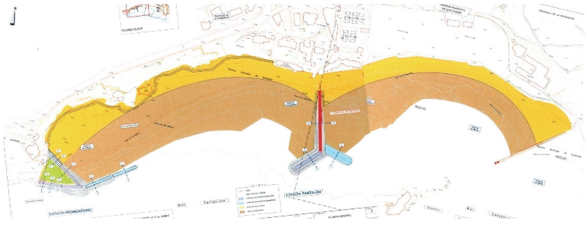


Fig. 10. Solución propuesta por el promotor

En Santander son muy característicos los Baños de Ola, una fiesta que se celebra cada año para inaugurar la temporada de baños recordando el papel tan importante que en esa ciudad tuvieron los balnearios. Se trata de analizar el paisaje histórico del lugar.

Fig. 11. Carteles de los Baños de Ola y uso de la maroma para tomar los baños con seguridad

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Otro protagonista del paisaje costero de Santander es sin duda su gran carrera de marea, que nos transforma el paisaje.

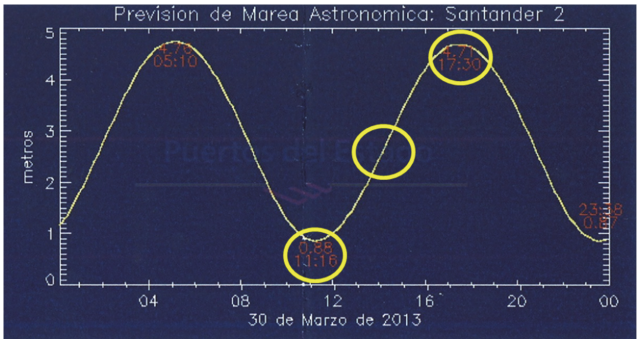


Fig. 12. Estudio de la marea el día de la toma de fotografíasNuestra propuesta plática

Preparamos una visita al lugar y analizamos las horas de altamar, nivel medio y bajamar ese día para tomar las fotografías desde los puntos de vista que establecemos.

Después de encontrar el "genius loci", el espíritu del lugar, elaboramos nuestra propuesta plástica sin modificar la parte funcional del dique que había proyectado la Administración:

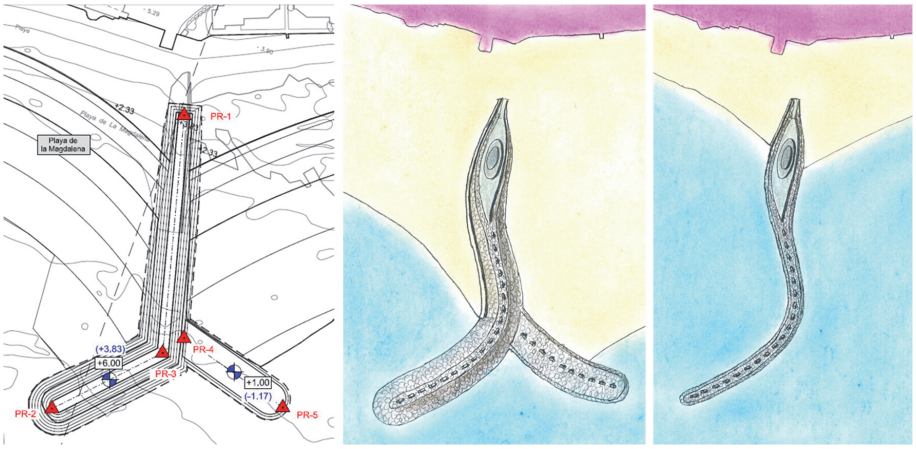
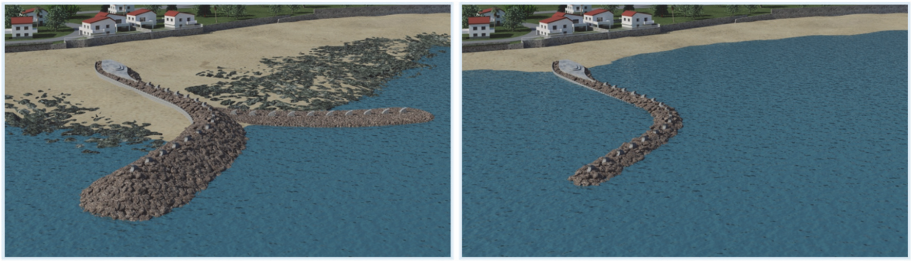


Fig. 13. Nuestra propuesta plástica

Se trata de un monstruo marino de dos colas, como aquéllos que llenaban los mares de las cartas náuticas antiguas, los que infundían el miedo a penetrar en las aguas.



BAJAMAR PLEAMAR

Fig. 14. Renders de nuestra solución propuesta

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En los detalles de la propuesta se muestra la implantación de una maroma.

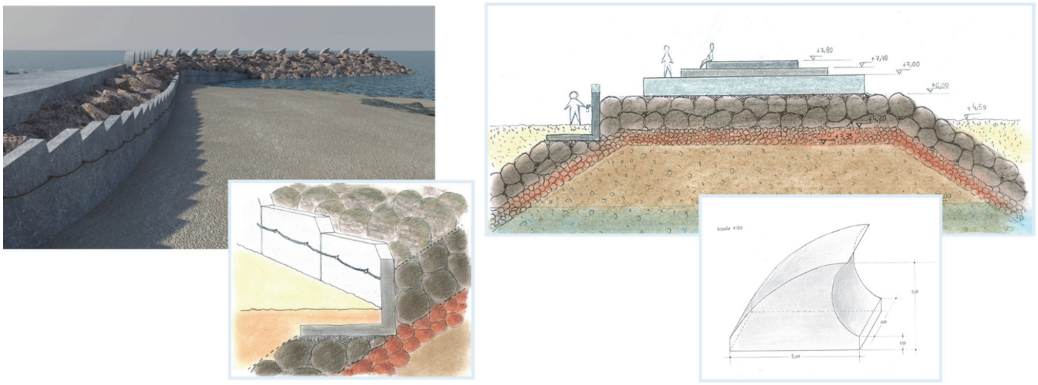


Fig. 15. Detalles de la propuesta plástica

Veamos por último una vista del pequeño saliente costero desde tierra. La cabeza del monstruo permite su acceso mediante una rampa de hormigón en masa y se convierte en un espacio urbano de la ciudad, un lugar donde estar.

Fig. 16. Vista desde tierra de la propuesta plástica

4.3 Mirador sobre el dique de Sant Sebastià (Barcelona)

De nuevo volvemos a Barcelona y esta vez nos situamos en el extremo de poniente de sus playas, junto al Hotel W, conocido como el Hotel Vela.

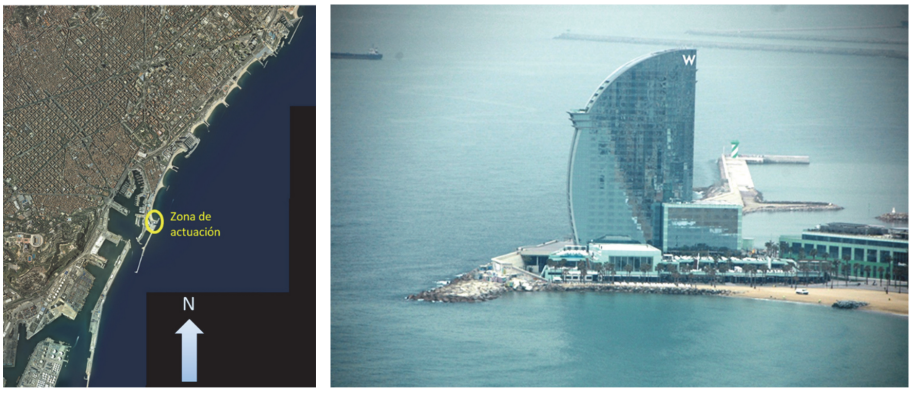


Fig. 17. Zona de actuación junto al Hotel Vela

Tras un tremendo temporal el 26/12/2008 la Autoridad Portuaria de Barcelona decide abordar una obra de emergencia reforzando el dique de abrigo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 18. Rebase del dique y posterior obra de refuerzo

Con esta actuación se soluciona el problema del rebase, pero también se crea un conflictivo final para el paseo marítimo que recorre todas las playas de la ciudad, que acaba en un descomunal muro.

Fig. 19. Obra de emergencia terminada. Final de los paseos marítimos de Barcelona

En este caso tratamos de resolver un grave problema de circulaciones y queremos dotar de sentido a un espacio que debería ser simbólico como punto final de un recorrido de varios kilómetros a lo largo del frente marítimo de Barcelona. El "genius loci", el espíritu del lugar, viene totalmente marcado por la presencia del Hotel "Vela" y la transición de un espacio de playas a otro portuario. Entonces, ¿Por qué no utilizar la "vela" y añadirle un "barco"?

Las vistas desde el lugar son increíbles, de modo que, apoyándonos en la estructura potente del dique de abrigo diseñamos un mirador con forma de barco, con sus cuadernas bien definidas, como si se tratase de un objeto colocado suavemente sobre el hormigón.

Fig. 20. Vista general del mirador-barco

Analizando los detalles, creamos en la plataforma de cubierta unas gradas para contemplar las vistas sin que moleste la presencia de las necesarias barandillas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fig. 21. Detalles de la propuesta plástica

4.4 Estabilización de la playa de Sant Sebastià (Sitges)

En Sitges, situada al sur de Barcelona, las playas que hay delante del frente urbano están muy compartimentadas hacia el sur, pero delante de la zona más antigua se sitúa una playa natural, la playa de Sant Sebastià. Esta playa ha venido sufriendo muchas variaciones de la línea de costa y en la actualidad está muy carente de sedimentos.

Fig. 22. Situación de la playa de Sant Sebastià

Para analizar la problemática de la playa y buscar una solución, el Ministerio contrató la redacción de un proyecto constructivo a la empresa Marciglob. Del estudio de alternativas surgió que la más recomendable era la 2, un dique en L con el tramo inicial emergido y la parte paralela a la orilla sumergida.

Fig. 23. Estudio de alternativas

Pero los diques en L no son una forma presente en la Naturaleza, y es este caso, en ese entorno tan natural, debíamos pensar mejor en el "genius loci", el espíritu del lugar.

Nos inspiramos en la forma espiral de la Naturaleza, presente en las formas de las playas en equilibrio y en numerosos animales. Incluso la Vía Láctea tiene forma de espiral logarítmica.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

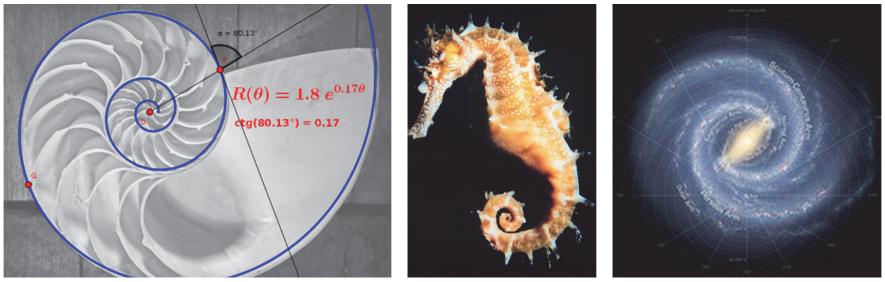


Fig. 24. Nautilus y otras espirales logarítmicas

Jakob Bernoulli escribió que la espiral logarítmica puede ser utilizada como un símbolo, bien de fortaleza y constancia en la adversidad, o bien como símbolo del cuerpo humano, el cual, después de todos los cambios y mutaciones, incluso después de la muerte, será restaurado a su Ser perfecto y exacto.

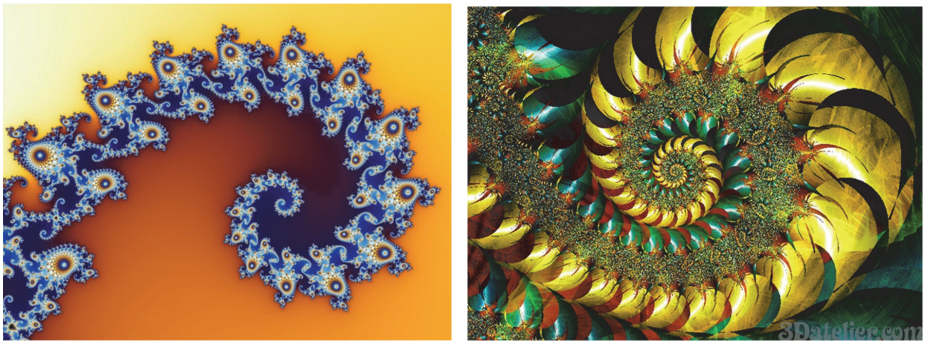


Fig. 25. Fractales

Dibujamos nuestra propuesta plástica

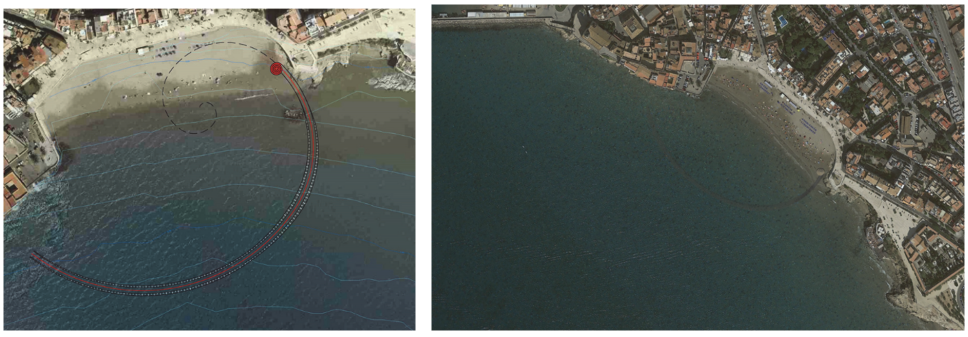


Fig. 26. Propuesta desarrollada

El pequeño saliente costero se propone ejecutarlo por medios marítimos para minimizar el impacto en el medio y no emplear más materiales que los necesarios para garantizar su funcionalidad.

5. 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 (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.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2009). *El paisaje y los pequeños salientes costeros.* Tesis Doctoral. Santander. Universidad de Cantabria.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2009). "El método de proyectación con el paisaje y su aplicación a un caso práctico" En *X Jornadas españolas de Puertos y Costas*. Santander.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2010). "Incorporar el paisaje en el diseño de los pequeños salientes costeros" En *IV Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente.*

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2011). "Los diques y el paisaje urbano. La Barceloneta" En *VI Congreso Nacional de la Ingeniería Civil.* Valencia.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2011). "Proyectar con el paisaje en la playa de la Barceloneta" En *XI Jornadas españolas de Puertos y Costas.*

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2013). "El Paisaje en la estabilización del sistema de playas Magdalena-Peligros" En *XII Jornadas españolas de Puertos y Costas*. Cartagena.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2015). "Integración paisajística del dique de Sant Sebastià" En *XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Puertos y Costas.* Avilés.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2017). "Estabilización del entorno natural de la playa de Sant Sebastià" En *XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos.* Alicante.

CASTAÑEDA-FRAILE, A (2018). " Los pequeños salientes costeros y su diseño formal con el paisaje" En *Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas.* Sevilla.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Últimas actuaciones en el desarrollo del Puerto de Las Palmas. Muelles Interiores y Explanadas Sur de Santa Catalina

Frías Verde, Olga [a]; Corredor Molguero, Antonio[b] y Pardo de Gregorio , Vicente[c]
[a]SATO, Dirección Territorial Canarias ofrias@ohl.es, [b]OHL, Jefe de Servicios Técnicos e Innovación acorred@ohl.es,
[c]OHL, Servicios Técnicos vicente.pardo@ohl.es

Resumen

La ponencia describe las útimas obras cosntruidas por Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO) en el Puerto de Las Palmas.

Palabras clave: *muelle, explanada, dragado, cajones de hormigón, relleno, fondeo, ventanas antirreflejantes*

1. Introducción

En los últimos años la Autoridad Portuaria de Las Palmas ha realizado un gran esfuerzo en el desarrollo de sus instalaciones portuarias, tanto en la ampliación de la dársena exterior (Dársena de África), como en la adecuación de muelles existentes para hacer frente a los incrementos y diversificación de tráficos.

SATO ha participado en la ejecución de varias de estas actuaciones. Los últimos ejemplos son la segunda fase de la ampliación de Muelles Interiores en la Dársena de África, y la ampliación de la Explanada Sur en la zona de cruceros de Santa Catalina.

Fig. 1. Puerto de Las Palmas en la actualidad y ubicación de las actuaciones descritas (1-Muelles Interiores, 2- Santa Catalina)

2. Muelles interiores 2ª fase

El alcance del proyecto incluye la construcción de un muelle de 307 metros de longitud y orientación norte-sur dentro de la dársena de África.

Con carácter previo al vertido de banqueta fue necesario el dragado del fondo con el fin de conseguir los calados requeridos por las características del buque tipo, que se trataba de un granelero tipo Handymax. Así, la cimentación del muelle se encuentra a la cota -10,0 m en los primeros 68 metros, y a la cota -14,0 m en el resto de la alineación.

Los trabajos incluyeron también la construcción de una rampa Ro-Ro cimentada a la cota -10 m, el relleno de la explanada generada y los cierres norte y sur de las mismas mediante sendas motas de escollera, así como la pavimentación y habilitación de la zona de maniobra del muelle.

El presupuesto de ejecución por contrata fue de 11.540.588,00 €, con un plazo de ejecución de 18 meses.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

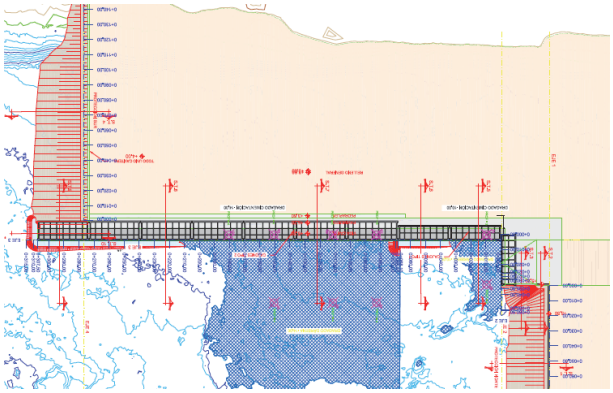


Fig. 2. Plano general de la obra (en azul, superficie a dragar)

2.1 Dragado

La elección del medio de dragado era de vital importancia para el correcto desarrollo de la obra. El proyecto definía inicialmente un dragado de material rocoso mediante pontona y retroexcavadora sin aportar datos concretos de características de este material. Con el fin de caracterizarlo adecuadamente se realizaron varios estudios (geofísica y sondeos in situ) que determinaron el sustrato a dragar como una capa de hasta 1 metro de espesor de rellenos antrópicos sobre roca dura (según clasificaicón Cerchar), de tipología basalto vacuolar aa de fracturación variable, con una resistencia a compresión simple de entre 25 y 90 Megapascales.

El volumen a dragar según mediciones iniciales era de 26.614 m3, en una superficie de 20.000 m2.

Dadas estas características se optó por retroexvacadora equipada con martillo y ripper sobre pontona, que fue capaz de realizar el trabajo si bien debido a las características del terreno el rendimiento fue considerablemente menor al considerado en proyecto.

Cabe destacar asimismo el hallazgo imprevisto de restos de pecios en la zona, no detectados en los estudios iniciales.

El material dragado se reutilizó en la propia obra como relleno de trasdós de cajones.

Fig. 3. Labores de dragado

2.2 Construcción de muelle y zona de maniobras

Los muelles se ejecutaron mediante cajones de hormigón armado, sobre el cual se ejecutó la correspondiente superestructura de hormigón in situ, así como habilitación de galería de servicio y pavimetación del resto de la zona de maniobra. Los cajones se ejecutaron en el cajonero SATO Asturias, ubicado en el extremo sur del dique Nelson Mandela, en la propia dársena. Las características de los cajones son las siguientes:

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Cajones cimentados a la cota -10: eslora 33,9 m; puntal 13 m; manga en fuste 9,05 m

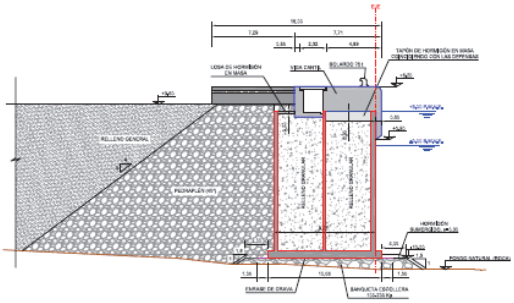


Fig. 4. Cajón tipo 1

- Cajones cimentados a la cota -14: eslora 33,9 m; puntal 17 m; manga en fuste 12 m. Se trata de la principal mejora del proyecto variante respecto al proyecto base de licitación. Gracias a una optimización del cálculo estructural del cajón se redujo la manga de 14,5 m a 12. Esto supuso un ahorro considerable en hormigón y dragado.

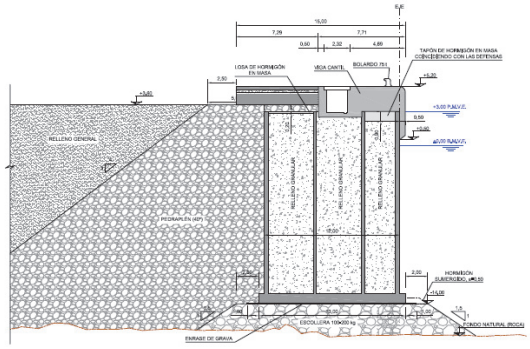


Fig. 5. Cajón tipo 2

El fondeo de cajones se realizó de manera exenta y son incendentes reseñables, salvo algunos episodios de considerable agitación interior en la dársena.

Fig. 6. Operaciones de fondeo de cajones

2.3 Relleno y cierre de explanadas

En cumplimiento de los condicionantes de la Declaración de Impacto Ambiental con carácter previo al vertido de material de relleno se procedió al cierre perimetral del recinto a rellenar mediante motas de todo uno.

Las explanadas se delimitaron mediante cierre en talud formado por mota de todo uno y escollera de 1.500 kg.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

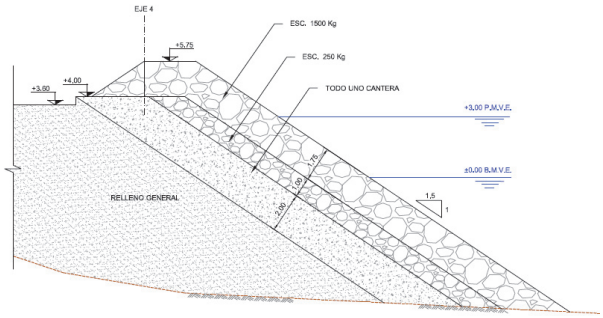


Fig. 7. Cierre de explanadas

De las 828.000 toneladas de material de relleno finalmente aportadas, un 51% procedieron de las excavaciones en la Zona Logística de La Isleta, dentro del propio Puerto de Las Palmas. La escasez de material llevó a la necesidad de recurrir a fuentes de suministro externas, hasta un total de quince, en su mayor parte excedentes de obras de excavación.

Cabe destacar que estas aportaciones se han gestionado cumpliendo la nueva normativa aplicable en estos casos (Orden APM/1007/2017, de 10 de octubre, sobre *"normas generales de valorización de materiales naturales excavados para su utilización en operaciones de relleno y obras distintas a aquéllas en las que se generaron")*, lo que requería en cada caso los trámites de comunicación, registro y acreditación final al Gobierno de Canarias.

Fig. 8. Desarrollo de labores de cierre y relleno de explanadas

Fig.9. Vistas de la obra terminada

3. Ampliación de la explanada sur del Muelle de Pasajeros de Santa Catalina

El proyecto consiste en la mejora de las instalaciones terrestres de la zona de cruceros mediante la creación de una nueva explanada superficie 8.500 m2. Para ejecutar el cierre de la misma se propuso en al proyecto variante un cierre configurado por dos cajones de hormigón armado, en sustitución del muelle de hormigón sumergido del proyecto base.

Esto fue factible económicamente debido a la sinergia que suponía la ejecución simultanea de la obra "Ampliación de muelles interiores, 2ª fase", que también incluía la construcción de cajones. Con ello fue posible una reducción de plazo de 7 a 5 meses, que a su vez permitió que la explanada estuviera habilitada para la llegada de los primeros cruceros de la temporada, hito de gran importancia en la explotación del Puerto y que en esos momento se encontraba en riesgo debido a la demora de los trámites adminsitativos en la licitación de la obra.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El presupuesto de ejecución por contrata fue de 2.792.999,24 €, con un plazo de ejecución como se ha mencionado de 5 meses.

3.1 Descripción de la obra

Los cajones de hormigón son similares a los tipo 1 de la obra "Muelles Interiores, fase 2", descritos en puntos anteriores, a los que se incorporan ventanas con el fin de reducir el coeficiente de reflexión de la pared vertical y así disminuir la agitación en la zona.

Las ventanas incorporaban escollera en su interior con el fin de mejorar el efecto antirreflejante.

Una vez cerrado el recinto se procedió al relleno y pavimentación de la explanada generada.

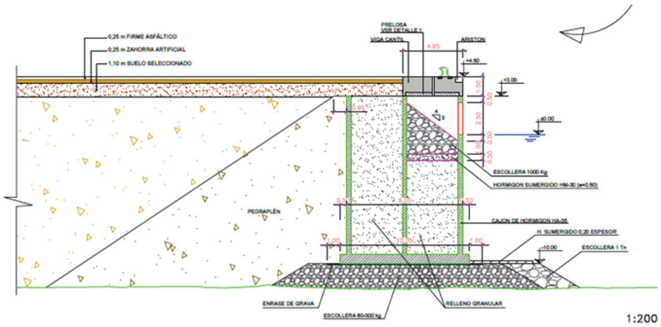


Fig.10. Cajones

Fig.11. Ventanas antirreflejantes

Fig.12. Vistas de la obra terminada

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Refuerzo del dique de abrigo del Puerto de Cala Rajada (Mallorca)

Escartín-García, F. Javier[a]; Solera-Armengol, Sergi[b]; Rosselló-Estelrich, Rafael[c]; Tomás, Antonio[d]; Jaime-Fernández, Francisco[d]; López-Lara, Javier[d]

[a]Marciglob Consultancy Solutions, S.L - Travessera de Gràcia 17, 2º-2ª, 08021 Barcelona - gerencia@marciglob.com;
[b]E3 Solinteg, S.L. - c/ S. Antoni Maria Claret 24, 4º B, 08037 Barcelona - ssolera@e-3.cat;
[c]Ports de les Illes Balears - c/ Vicente Tofiño, 36, 07007 Palma - rrossello@portsib.es;
[d]IHCantabria - c/ Isabel Torres, 15, 39011 Santander - antonio.tomas@unican.es francisco.jaime@unican.es; jav.lopez@unican.es

Resumen

En el artículo se presentan los estudios que se han realizado para el diseño del refuerzo de la alineación final del dique de abrigo del Puerto de Cala Rajada, de tipología vertical. Se hace un resumen de los trabajos previos realizados (de campo, estudio de clima marítimo y cuantificación de los problemas existentes, –básicamente, rebases excesivos, estabilidad del dique insuficiente y problemas estructurales en la superestructura–), del estudio de alternativas, en el que se puede distinguir entre la solución integrada (consistente en la conversión del actual dique vertical en un dique mixto o compuesto horizontalmente) y las soluciones segregadas (que proponen diferentes actuaciones para resolver cada problema) y finalmente de los ensayos 2D efectuados.

Palabras clave: *Cala Rajada, dique, rebase, estabilidad, ensayos 2D.*

1. Introducción

El dique de abrigo del Puerto de Cala Rajada (al NE de la isla de Mallorca, cerca de la punta de Capdepera) fue construido entre las décadas de los 30 y los 70 y presenta tres alineaciones principales, la tercera de las cuales discurre por una profundidad entorno a la -8 m y es de tipología vertical (ver Figura 1).

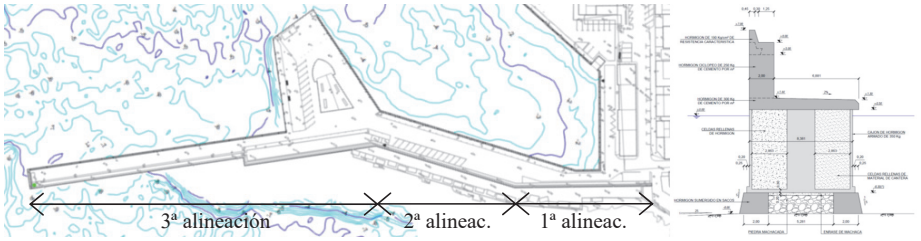


Fig. 1. Planta del dique y sección tipo de la tercera alineación

Esta tercera alineación presenta una serie de graves problemas entre los que figuran unos rebases excesivos (ver Figura 2), insuficiente estabilidad frente al oleaje (los coeficientes de seguridad al deslizamiento y vuelco para el oleaje de diseño son inferiores a 1,0) y fisuras y grietas que afectan a la integridad estructural del espaldón y de la losa que corona los cajones (ver Figura 2).

Fig. 2. Ejemplos de problemas de rebase del dique (izquierda) y estructurales (centro y derecha)

Además el grado de abrigo en el interior (especialmente en el antepuerto) es insuficiente, lo que imposibilita el empleo de los muelles exteriores en época hivernal. Asimismo en la explanada adosada al dique existen una serie de conflictos debidos a los usos múltiples en esa zona (pesquero, pequeños cruceros, buques en tránsito, gasolinera, cantina…).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2. Objeto del proyecto

Por todo ello Ports de les Illes Balears, que gestiona la instalación, adjudicó a la UTE E3 Solinteg – Marciglob Consultancy Solutions la redacción del "Proyecto para el refuezo del dique de Cala Rajada y reordenación de usos" y la posterior asistencia a la Dirección de las Obras. A nivel de diseño se debían analizar diferentes alternativas y desarrollar la óptima para las siguientes actuaciones:

1. Mejora estructural y operacional (refuerzo del dique).
2. Reducción de los niveles de agitación interior.
3. Reordenación de los usos portuarios.

El artículo se centra en la primera de ellas. Baste decir que la segunda se solucionó mediante la construcción de un martillo y la tercera fundamentalmente mediante la reforma y en su caso demolición y reconstrucción de los edificios.

3. Trabajos previos realizados

3.1 Trabajos de campo

Incluyeron topografía, batimetría, geofísica (Sónar de Barrido Lateral, SBL), bionomía, caracterización de agua y sedimento, reconocimiento estructural del dique (partes emergida y sumergida) y campaña geotécnica de sondeos.

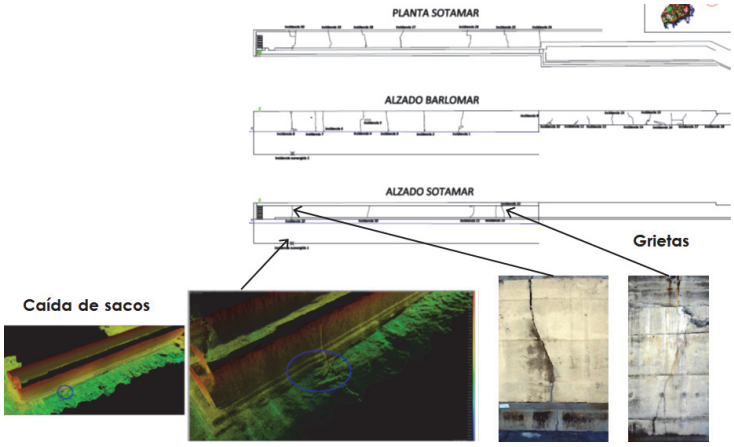


Fig. 3. Resultados del reconocimiento estructural del dique (partes emergidas y sumergidas)

3.2 Estudio de clima marítimo

Incluyó las siguientes tareas:

1. Caracterización de viento y marea. Se obtuvieron las funciones de distribución media de la velocidad del viento y las funciones de distribución media y extremal del nivel del mar.
2. Caracterización del oleaje en alta mar. Se compararon diferentes bases de datos de oleaje en alta mar (boya Cap de Pera –con registros desde 1989 pero direccionales sólo en el período 2010-14–y punto SIMAR 2126116 –con datos numéricos desde 1958–), concluyéndose que las diferencias entre ambas bases eran muy pequeñas y por tanto ambas eran utilizables (ver Figura 4).
3. Transferencia del oleaje hasta el puerto y caracterización frente al puerto. Mediante el modelo SWAN se efectuó la transferencia completa de ambas bases de datos hasta el exterior del puerto. Posteriormente se realizó el análisis estadístico de ambas bases de datos transferidas a diferentes puntos frente al puerto (ver Figura 5).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

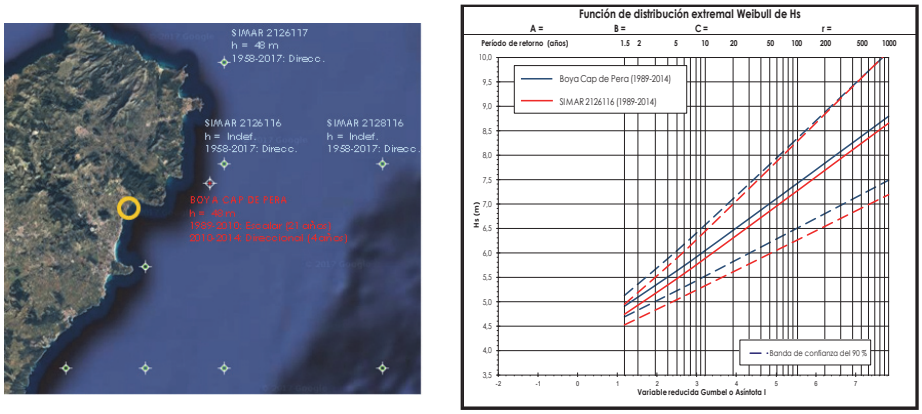


Fig. 4. Bases de datos empleadas (izquierda) y comparación de regímenes extremales de H_s (derecha)

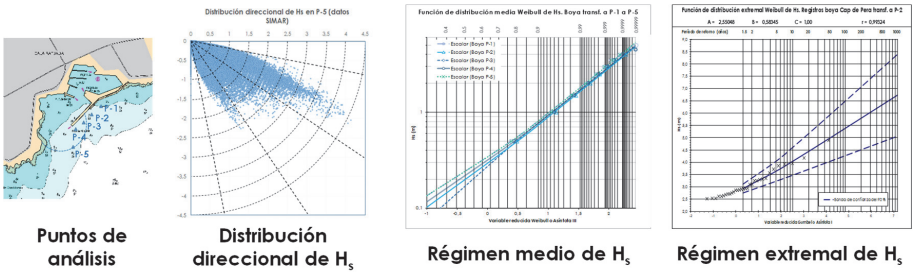


Fig. 5. De izquierda a derecha: puntos de análisis, distribución doreccional de Hs en el punto P-5, regímenes medios de Hs en los puntos P-1 a P-5 y régimen extremal de Hs en el punto P-2

3.3 Cuatificación de los problemas actuales

A partir de los resultados de los ensayos 2D realizados (ver apartado 5) y formulaciones existentes se procedió a la cuantificación de los problemas actuales de la 3ª alineación del dique.

- Rebases. Se concluyó que los caudales medios de rebase eran excesivos (ver Figura 6).
- Estabilidad del dique. En primer lugar se obtuvieron los coeficientes de seguridad F a deslizamiento y vuelco frente a los máximos temporales históricos sufridos por el dique, que presentaban valores entorno a 1,0, lo cual indicaba el estado crítico actual (ver Figura 7). En el análisis de los valores de F frente al oleaje de diseño (asociado a Tr = 250 años) se obtuvieron valores F ~ 0,80, claramente insuficientes, lo que indicaba que el dique,en su globalidad, se encontraba en situación crítica.
- Problemas estructurales. Se pudo comprobar que para los mayores temporales históricos se había superado la capacidad resistente teórica del espaldón. La ausencia de juntas hizo que éste trabajase monolíticamente (efecto favorable) evitando su rotura pero a costa de la aparición de grietas importantes (ver Figura 3), agravadas por posibles asentamientos diferenciales entre cada cajón. Por consiguiente, se concluyó que el espaldón se encontraba también en situación crítica.

4. Alternativas para la mejora estructural y operacional del dique

Las propuestas de mejora y refuerzo del dique pasaron per 2 líneas de actuación:

1. Amortiguamiento de la energía del oleaje incidente hasta un nivel que garantizase rebases y estabilidad aceptables.
2. Incremento de la cota y masa del dique y refuerzo del espaldón.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

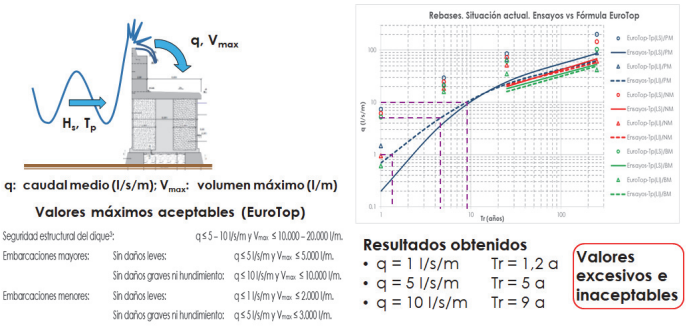


Fig. 6. Análisis de rebases de la situación actual del dique

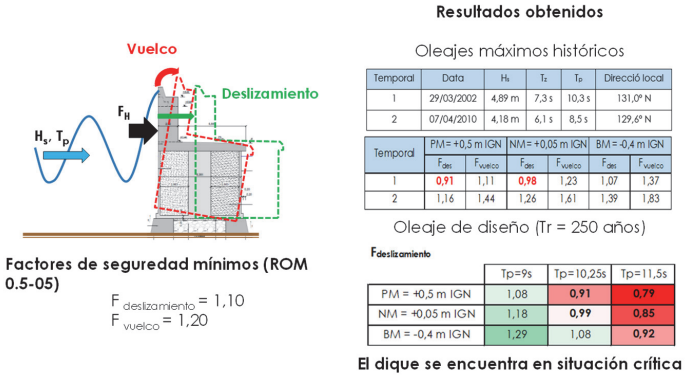


Fig. 7. Análisis de la estabilidad a deslizamiento y vuelco del dique en la situación actual

Por tanto se plantearon 2 familias de alternativas, denominadas solución integral y solución segregada.

4.1 Alternativa 1: Solución integral

Consistía en la transformación del dique vertical en mixto o compuesto horizontalmente (con un talud delantero de bloques de hormigón de 30 t) y con una cota de coronación del espaldón de +7,5 m IGN (ver Figura 8).

En cuanto a los rebases se concluyó que

- El caudal q=10 l/s/m (daños estructurales y hundimiento de barcos mayores) se asociaba a un período de retorno Tr > 1.000 años.
- q=5 l/s/m (daños no significativos en buques mayores y hundimiento de buques menores) se asociaba a Tr ~ 500 años.
- q=1 l/s/m (daños no significativos en barcos menores) se asociaba a Tr > 30 años,

es decir, valores completamente aceptables, que incluso permitieron reducir la cota de coronación hasta la +7,0.

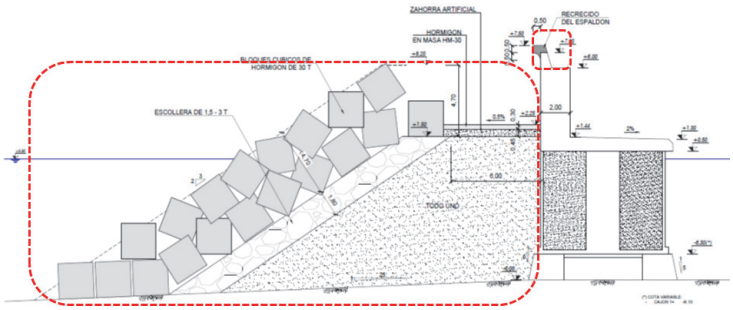


Fig. 8. Sección de la solución integral propuesta inicialmente

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por lo que respecta a la estabilidad frente a deslizamiento y vuelco en todos los casos se obtuvieron coeficientes de seguridad F superiores a los mínimos recomendados.

Asimismo se analizaron diferentes opciones de refuerzo del espaldón, ya que pese a la reducción de las presiones del oleaje éste continuaba siendo inestable ($M_{H,oleaje} > M_{último}$). Se analizaron varias opciones (ver Figura 9):

1. Refuerzo del espaldón con barras corrugadas inyectadas + reparación de las grietas de espaldón y losa.
2. Refuerzo espaldón con micropilotes + reparación de las grietas de espaldón y losa.
3. Demolición y reconstrucción del espaldón + reparación de las grietas de la losa.

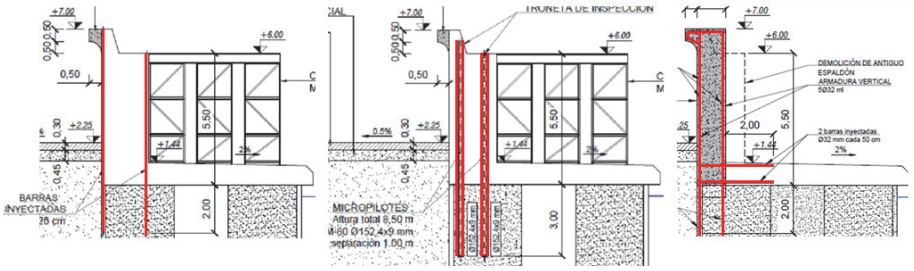


Fig. 9. Propuestas de refuerzo estructural del espaldón

Finalmente se optó por su demolición y reconstrucción (opción 3), por ser la más económica y la mayor dificultad constructiva de las otras opciones.

4.2 Alternativas 2: solución segregada

En este caso cada problemática debía ser resuelta con una solución diferente:

1. Problemas de rebase: incremento de la cota del espaldón + botaolas
2. Problemas de esabilidad: incremento de la masa del dique o anclaje de los cajones mediante pilotes metálicos
3. Problemas estructurales: refuerzo estructural del espaldón

Por lo que respecta a la reducción del nivel de rebases, se aumentó la cota del espaldón a la +9,0 y se incorporó una botaolas. Los ensayos indicaron que

- q = 10 l/s/m se asocia a Tr >>> 1.000 años
- q = 5 l/s/m se asocia a Tr >> 1.000 años
- q = 1 l/s/m se asocia a Tr > 250 años

es decir, valores completamente aceptables, que permitirían incluso reducir la cota del espaldón a la +8,0.

En cuanto al incremento de la estabilidad a deslizamiento y vuelco del dique se analizaron 2 opciones:

- 2A: Incremento de la masa del dique por la parte trasera (ver Figura 10 izquierda).
- 2B: Anclaje del dique al fndo rocoso mefiante pilotes metálicos (ver Figura 10 derecha).

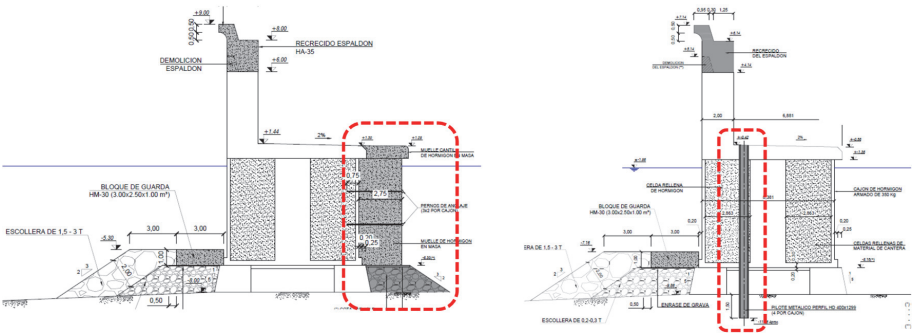


Fig. 10. Propuestas para el incremento de la estabilidad del dique

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Ambas opciones se dimensionaron para conseguir coeficientes de seguridad a deslizamiento y vuelco superiores a los mínimos exigibles

Finalmente, y dado que el incremento de las presiones del oleaje sobre el espaldón incrementaban todavía más su inestabilidad ($M_{H,oleaje} >> M_{último}$) se analizaron varias opciones para incrementar la estabilidad estructural del espaldón:

1. Refuerzo del espaldón con barras corrugadas inyectadas + reparación de las grietas de espaldón y losa.
2. Refuerzo espaldón con micropilotes + reparación de las grietas de espaldón y losa.

Se escogió la opción 2, por ser la más económica.

4.3 Comparación de alternativas

Las diferentes propuestas (0 –situación actual–, 1, 2A y 2B –estas dos con cotas de coronación +8 y +9–) fueron sometidas a un análisis multivariante donde se tuvieron en cuenta los aspectos técnico, ambiental y económico, y del que se concluyó que la alternativa óptima (con la máxima puntuación) era la 1, es decir, la solución integral, que suponía la transformación del dique vertical en un dique mixto.

Cabe comentar que los resultados de los ensayos (ver apartado 5) permitieron finalmente mantener la cota de coronación actual (+7,0 m IGN) lo cual fue de especial importancia ya que se eliminaba el impacto visual que provocaban las otras soluciones.

La planta y sección tipo de la solución finalmente escogida se muestra en la Figura 11, en la que también se ha incluido la alternativa escogida para solucionar los problemas de agitación del puerto (construcción de un martillo en el extremo del dique).

Esta alternativa fue desarrollada posteriormente a nivel de Proyecto Básico y de proyecto Constructivo.

5. Ensayos en modelo reducido

5.1 Instalaciones empleadas

Con objeto de verificar los diseños realizdos para las alternativas propuestas se efectuaron unos ensayos 2D con objeto de medir rebases, presiones sobre el dique y estabilidad de los bloques del nuevo manto. Se analizaron 3 secciones tipo:

- Situación actual.
- Alternativa 1 (solución mixta coronada a la cota +7,5).
- Alternativa 2 (incremento de coronación a la cota +9 más botaolas).

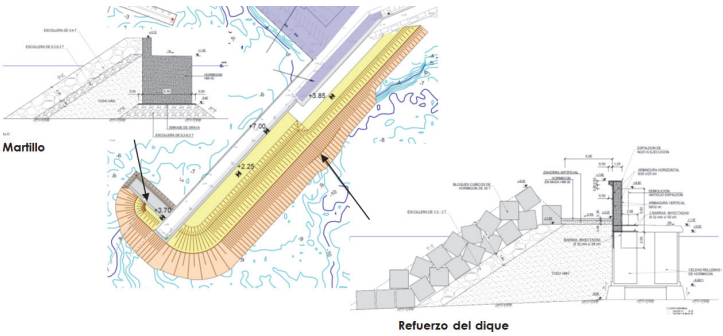


Fig. 11. Planta y secciones tipo de las obras propuestas

Los ensayos fueron realizados por el IH Cantabria en el Canal de Oleaje situado en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. de la Universidad de Cantabria, y que tiene una longitud de 68,5 m de longitud y una anchura de 2 m (ver Figura 12). La escala geomérica empleada fue 1:30,6.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

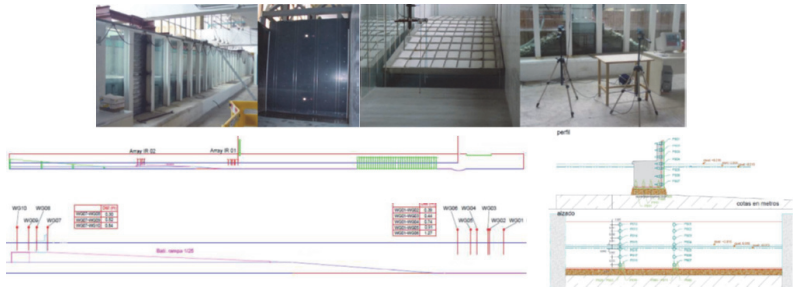


Fig. 12. Arriba: fotografías de las instalaciones empleadas. Abajo: definición geométrica de los ensayos realizados

5.2 Ensayos realizados

En la Tabla 1 se muestran las características de los ensayos realizados, incluyendo altura de ola significante H_s, período pico T_p, coeficiente de espectro γ, número de olas N, nivel de mar y tipo de medición (Estabilidad / Rebase).

Ensayo	Oleaje	N.Mar	Tipo (*)	**Código**	H_s (m)	T_p (s)	γ Jonsw ap	N	Nmar(m)
1	11	P	R	**11PR**	2,67	7,5	3,3	500	+0,50 r/IGN
2	21	P	R	**21PR**	3,59	8,0	3,3	500	+0,50 r/IGN
3	31	P	E	**31PE**	4,51	8,5	3,3	1000	+0,50 r/IGN
4	41	P	E	**41PE**	5,92	9,0	3,3	1000	+0,50 r/IGN
5	12	P	R	**12PR**	2,67	10,0	3,3	500	+0,50 r/IGN
6	22	P	R	**22PR**	3,59	10,5	3,3	500	+0,50 r/IGN
7	32	P	E	**32PE**	4,51	11,0	3,3	1000	+0,50 r/IGN
8	42	P	E	**42PE**	5,92	11,5	3,3	1000	+0,50 r/IGN
9	31	M	R	**31MR**	4,51	8,5	3,3	500	+0,05 r/IGN
10	41	M	R	**41MR**	5,92	9,0	3,3	500	+0,05 r/IGN
11	32	M	R	**32MR**	4,51	11,0	3,3	500	+0,05 r/IGN
12	42	M	R	**42MR**	5,92	11,5	3,3	500	+0,05 r/IGN
13	31	B	E	**31BE**	4,51	8,5	3,3	1000	-0,40 r/IGN
14	41	B	E	**41BE**	5,92	9,0	3,3	1000	-0,40 r/IGN
15	32	B	E	**32BE**	4,51	11,0	3,3	1000	-0,40 r/IGN
16	42	B	E	**42BE**	5,92	11,5	3,3	1000	-0,40 r/IGN

(*) Tipo: se refiere a tipo de ensayo
E: Estabilidad (también se medirá rebase)
R: Rebase

Tabla 1. Características de los ensayos realizados

5.3 Resultados obtenidos

5.3.1. Rebases

SITUACIÓN ACTUAL

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 13 y puede apreciarse que tanto los valores de los caudales medios de rebase (q, en l/s/m) y de los volúmenes máximos de rebase (V_{max}, en l/m) medidos en los ensayos fueron inferiores a los obtenidos mediante el empleo de la fórmula de EutoTop (la más reciente y empleada actualmente).

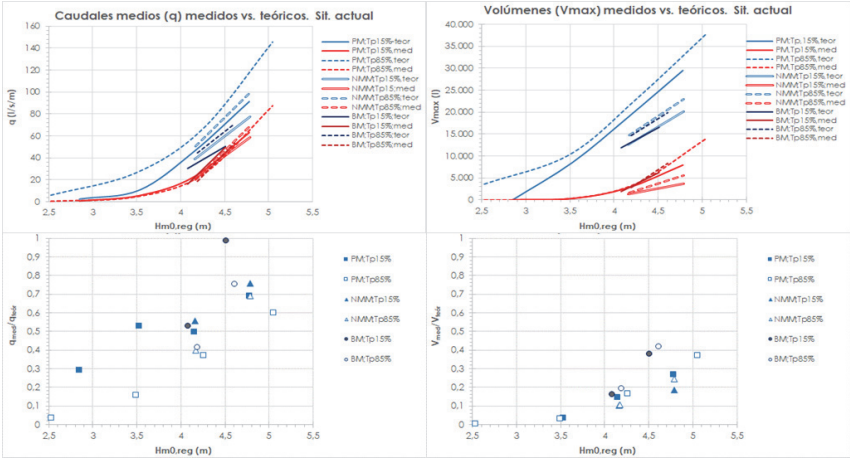


Fig. 13. Comparación de los caudales medios y volúmenes máximos medidos en los ensayos (med) y los teóricos según la fórmula EuroTop (teór) para la situación actual

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

ALTERNATIVA 1

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 14 y puede apreciarse que los valores de loa caudales medios (q) medidos fueron mayores que los teóricos (aproximadamente el doble) pero los volúmenes máximos medidos (V_{max}) son menores (entorno a la mitad). Una posible explicación puede estar en que EuroTop incluye formulaciones para diques en talud (y también verticales) pero no para diques compuestos horizontalmente, con mayor impermeabilidad que los diques en talud.

ALTERNATIVA 2

Los valores de q y V_{max} medidos son considerablemente inferiores a los teóricos (fórmula EuroTop) y las relaciones $q_{medido}/q_{teórico}$ y $V_{max,medido}/V_{max,teórico}$ fueron incluso inferiores a los de la situación actual (< 0,30 y < 0,10 respectivamente), como se muestra en la Figura 15. Una posible explicación es la limitación que la formulación de EuroTop propone para el valor del coeficiente reductor para tener en cuenta el efecto del botaolas. Si no se aplica dicha limitación los valores teóricos obtenidos serían inferiores y más próximos a los medidos.

Unas fotografías de los ensayos se presentan en la Figura 16, que muestra una comparación de los rebases de las alternativas 1 y 2 para un mismo oleaje incidente.

5.3.2. Estabilidad del manto principal

La alternativa 1 incluía la construcción de un talud delantero con un manto formado por bloques cúbicos de 30 t cuya estabilidad también fue ensayada. Los índices de daños finalmente alcanzados fueron superiores a los teóricos (fórmula de Van der Meer) con valores N_{od} ~ 0,3 para los oleajes asociados a Tr = 25 años y N_{od} ~ 0,6 para los oleajes asociados a Tr = 250 años, pero en cualquier caso aceptables (ver Figura 17).

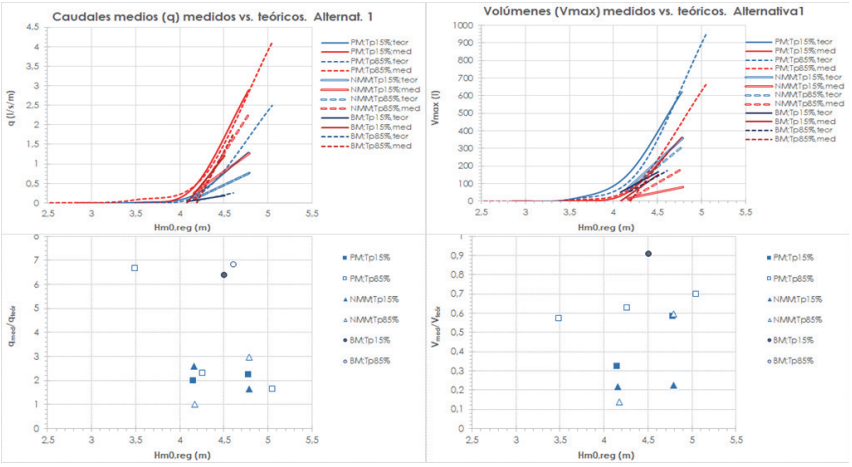


Fig. 14. Comparación de los caudales medios y volúmenes máximos medidos en los ensayos (med) y los teóricos según la fórmula EuroTop (teór) para la alternativa 1

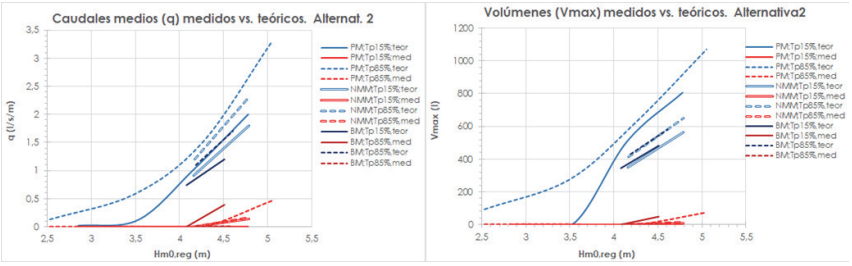


Fig. 15. Comparación de los caudales medios y volúmenes máximos medidos en los ensayos (med) y los teóricos según la fórmula EuroTop (teór) para la alternativa 2

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

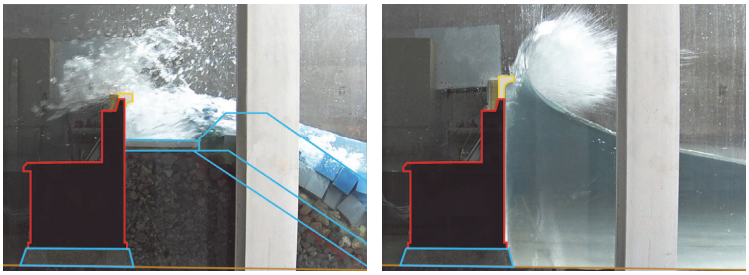


Fig. 16. Fotografías de los ensayos 2D: solución integral (izquierda) y solución segregada (derecha). Hs=5.92m, Tp=11.5s, NM=+0.5m (IGN)

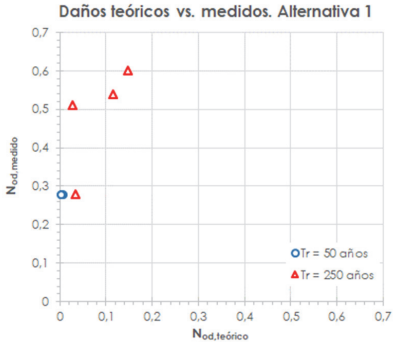


Fig. 17. Comparación de los nveles de daño Nod medidos y teóricos para los bloques del manto principal de la alternativa 1

La explicación a estos mayores valores de N_{od} puede estar en:

- La presencia de oleaje en rompiente (a diferencia de los ensayos de VdM).
- La mayor impermeabilidad del núcleo como consecuencia de la presencia del cajón que modifica el flujo sobre el manto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Protección Marítima de una Carretera en el Mar. Cebu-Cordova (Filipinas)

Quevedo, Elena[a]; González, Marta[a]; Ametller, Xavier[a]; Troiteiro, Silvia[a]; Diaz de Argote, Jose Ignacio[b] y Muñoz, Daniel[b]

[a]SENER Ingeniería y Sistemas S.A., Avda. Zugazarte nº56, 48930 - Getxo, Vizcaya, elena.quevedo@sener.es.

[b]ACCIONA Construcción S.A., jdiazargote@acciona.com.

Resumen

Este artículo describe el proceso de diseño de la protección marítima de los taludes laterales de una carretera construida en una zona de aguas someras entre la isla de Cebu y la isla de Mactán, en Filipinas. Se enfoca el diseño como el de un dique, pero con los condicionantes y particularidades de una carretera. Se realizó un diseño analítico apoyado en ensayos en modelo físico reducido.

Palabras clave: *diseño de dique, núcleo permeable/impermeable, gaviones, carretera.*

1. Introducción

En el marco del proyecto de una carretera que une dos islas en Filipinas (Cebu-Cordova Link Expressway), se debía diseñar la protección marítima de los taludes laterales de la carretera y de los estribos de sus puentes.

Se trataba de una carretera de 8,25 km, de dos carriles por sentido, con un puente principal atirantado de 653 m de longitud y vano principal de 390 m de luz, dos viaductos de acceso al puente de 1.000 m y 1.500 m respectivamente, y un tramo de 5,8 km de carretera en terraplén construidos sobre el fondo del mar, incluyendo cuatro puentes.

Fig. 1. Vista en planta del trazado de la carretera Cebu-Cordova sobre una foto aérea

2. Particularidades del proyecto

2.1 Oleaje de cálculo: tifones y tsunami

Tanto los tramos construidos en terraplén sobre el fondo del mar, como los estribos de los puentes, están sometidos a la acción del oleaje, que en esta zona tiene varios orígenes:

- Oleaje generado por el paso de tifones, que además producen una sobreelevación del nivel del mar, y son habituales en estas islas.
- Oscilaciones debidas a tsunamis, ya que se trata de una zona de riesgo sísmico.
- Oleaje procedente del estrecho de Cebu (mar de fondo y mar de viento).

Así, para la determinación del oleaje de cálculo hubieron de realizarse, además de los estudios de clima marítimo y propagación, un Estudio de Tifones y un Estudio de Tsunamis. Al tratarse de una zona de profundidades someras, la altura del oleaje estaba limitada por fondo: en las zonas de mayor profundidad se presentaban las mayores alturas de ola (ver Fig. 2).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

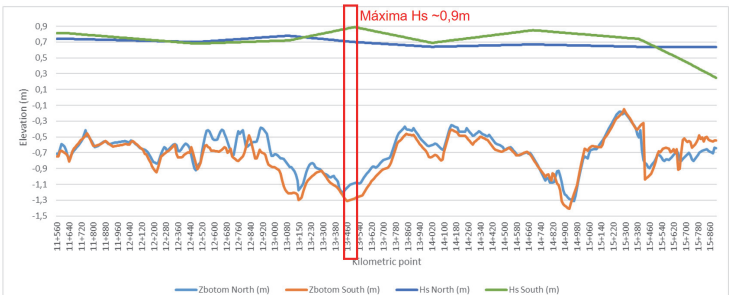


Fig. 2. Cota del fondo y altura de ola de cálculo a lo largo del trazado de la carretera

2.2 Condicionantes del trazado

El trazado se definió siguiendo los criterios de diseño de carreteras, orientados a la seguridad vial y a minimizar el volumen de movimiento de tierras, además de respetar otros condicionantes y las limitaciones impuestas por el pliego del contrato.

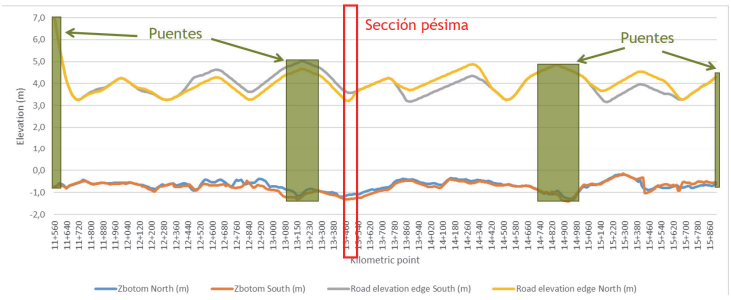


Fig. 3. Cota del fondo y cota de coronación de la carretera a lo largo del trazado

Atendiendo a los criterios de trazado, resultó que la cota de coronación de la carretera era mínima coincidiendo con la zona donde la profundidad era mayor (ver Fig. 3), y por lo tanto, donde las alturas de ola de diseño eran mayores (ver Fig. 2). En cualquier caso, la altura de ola significante de cálculo no superaba los 0,9 m en todo el trazado.

2.3 Condicionantes constructivos locales

Por otro lado, desde el punto de vista de la construcción, existían los siguientes condicionantes:

- Se necesitaba disponer de un corredor emergido que permitiera la circulación de vehículos de obra lo antes posible.
- Algunos materiales de cantera eran difíciles de encontrar en las islas, como, por ejemplo, escollera de más de 2 t, o material de núcleo totalmente permeable desde el punto de vista de la protección marítima.

3. Definición de la sección

Al tratarse de una carretera de cuatro carriles, con arcenes y aceras, la anchura de la sección es muy superior a la anchura de una sección de dique convencional situado a la misma profundidad (ver Fig. 4). Esto hace que el material del núcleo suponga una proporción importante del coste de la sección completa.

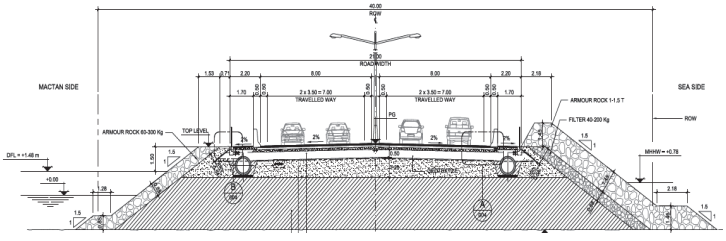


Fig. 4. Vista general de una sección preliminar de la carreta

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Desde el punto de vista constructivo, era fundamental contar con una buena protección temporal hasta una cota superior al HWL desde el inicio de las obras, ya que la obra sólo podía iniciarse en un punto por problemas de calado y de esta manera podía abrirse todo el tajo de la obra en el menor tiempo posible y de manera segura para tener acceso y poder acometer cuanto antes otras actividades como la construcción de los puentes secundarios.

Por lo tanto, se favoreció el empleo de materiales de origen marino transportados por medios marítimos, en lugar de los de origen terrestre. Así, se diseñó un núcleo formado inicialmente por material procedente de dragado, recogido por un geotextil y contenido lateralmente por un sistema de gaviones rellenos de cantos rodados (posteriormente se sustituiría este material por todo uno). Esta solución permitía lograr un avance muy rápido en la ejecución de un corredor emergido a lo largo de la traza.

La sección resultante se muestra en la Fig. 5. No es una sección convencional de dique con un núcleo trapecial recubierto por unas capas de filtro y mantos con un espesor constante, sino que está formada en su mayor parte por un material que debía considerarse impermeable según *The Rock Manual* (la parte de material envuelto en geotextil). Este material estaba apoyado lateralmente en unos gaviones muy permeables que, junto con el material anterior, se puede decir que formaban el núcleo del dique, desde el punto de vista de la protección marítima.

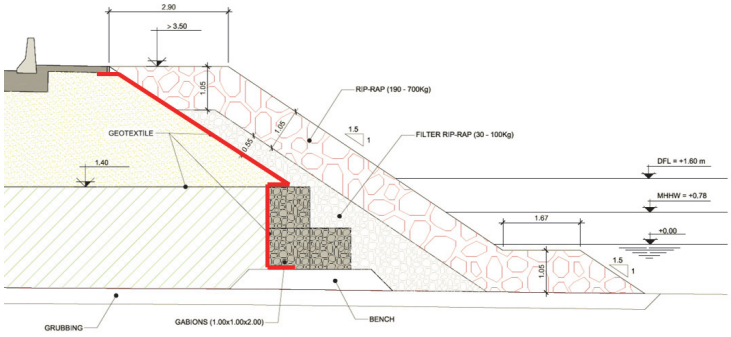


Fig. 5. Sección tipo de protección marítima de la carretera

4. Estabilidad de la protección

4.1 Dimensionamiento analítico frente al oleaje

Inicialmente, se planteó la estabilidad del manto de protección considerando un dique con núcleo impermeable, tal y como indica *The Rock Manual* para núcleos envueltos en geotextil. Así, se empleó la formulación de Van der Meer adaptada para aguas someras por Van Gent (2004), con permeabilidad P=0,1, y la fórmula de Hudson en su versión modificada por Van der Meer (1988), con coeficiente de estabilidad K_D=1.

Esta hipótesis de núcleo impermeable conducía a una sección con un gran peso de escollera en el manto principal: se obtenían M_{50} de hasta 1,5 t y por lo tanto esto exigía emplear escolleras de 750-2.100 kg. Esta solución resultaba incompatible con el material de la zona en algunos tramos de la carretera y dado que la sección era muy poco convencional, se consideró necesaria la realización de ensayos en modelo físico para optimizar las soluciones.

4.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio en modelo físico a escala reducida (realizados en el IH Cantabria) mostraron que la sección obtenida bajo la hipótesis de núcleo impermeable funcionaba mucho mejor de lo que preveían las formulaciones.

Por lo tanto, se ensayaron dos variantes más optimizadas de la sección correspondiente al punto pésimo de la carretera, demostrándose que la carretera se comportaba como un dique con un núcleo relativamente permeable. Probablemente, los gaviones y del exceso de escollera de filtro, que ocupaban una parte no despreciable del núcleo le estaban confiriendo estabilidad a la sección. Las secciones analizadas estaban formadas por las siguientes escolleras:

- Sección A1:
  - Manto principal: 750-2.100 kg
  - Filtro: 40-200 kg
- Sección A2:
  - Manto principal: 300-1.000 kg
  - Filtro: 30-100 kg
- Sección A3:
  - Manto principal: 190-700 kg
  - Filtro: 30-100 kg

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 6. Los ensayos de estabilidad en modelo físico reducido mostraron un nivel de daño muy bajo para la sección más ligera de las ensayadas, y solamente para condiciones de nivel del mar y oleaje superiores a las de diseño

4.3 Calibración de los modelos analíticos de estabilidad frente a oleaje

Dado que en las condiciones de oleaje de diseño ninguna de las secciones ensayada sufrió daño alguno, se adoptó la sección A3 como sección de diseño para el tramo pésimo de la protección de la carretera. Adicionalmente, para calibrar las formulaciones analíticas fue necesario forzar las secciones elevando la energía del oleaje y el nivel del mar. En la siguiente tabla se muestran los casos de oleaje que se ensayaron para la sección A3. Nótese que las condiciones de oleaje de diseño (H_S = 0,89 m y T_P = 5,9 s) eran intermedias entre las ensayadas en los tests 1, 2, 3 y 4.

Test	Case	Hm0_toe (m)	Tp_toe (s)	Dur (hr)	N approx.	%Damage
1	Case T= 5s and Hs=0,8m	0,73	5,43	3,975	2899	0,00%
2	Case T= 7s and Hs=0,8m	0,79	7,53	5,093	2678	0,00%
3	Case T= 5s and Hs=1,0m	0,88	5,42	3,742	2734	0,00%
4	Case T= 7s and Hs=1,0m	0,98	7,38	5,105	2739	0,00%
5	Case T= 5s and Hs=1,3m	1,03	5,14	3,783	2915	<1,5%
6	Case T= 7s and Hs=1,3m	1,14	7,47	4,583	2430	<1,5%
7	Case T= 5s and Hs=1,6m	1,14	5,65	4,253	2981	<1,5%
8	Case T= 7s and Hs=1,6m	1,18	7,76	5,13	2618	<2,0%
9	Case T= 7s and Hs=1,6m (SWL=+2,0)	1,27	7,59	5,078	2649	~2,0%

Tabla 1. Lista de casos ensayados con la sección A3 y sus resultados en cuanto a estabilidad del manto principal

En la sección A3, fue en el test nº5 (H_S = 1,3 m, T_P = 5 s) donde apareció el daño por primera vez (daño D < 1,5%, ver Tabla 1), y se empleó para calibrar los parámetros K_D y P. Para ello, se supuso un nivel de daño S_d=1,5, teniendo en cuenta que The Rock manual indica que un nivel de daño de S_d=2 corresponde a un daño de hasta D=5%. Así, se obtuvieron los siguientes valores de los parámetros calibrados:

- Hudson: K_D = 2,8
- Van der Meer: P = 0,20

La calibración de los modelos analíticos permitió optimizar en gran medida los materiales empleados en la protección (ver apartado 4.5).

4.4 Estabilidad frente a la corriente

Las corrientes en la zona cobraban importancia especialmente en los tramos cercanos a los estribos de los puentes. El dimensionamiento de las protecciones frente a las corrientes se realizó según los modelos de Pilarczyk (1995) y Escarameia & May (1992).

4.5 Resultados y tramificación de las secciones

Una vez calculados los pesos necesarios para la protección, se procedió a dividir la carretera en tramos para homogeneizar las secciones de diseño (ver Fig. 7).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

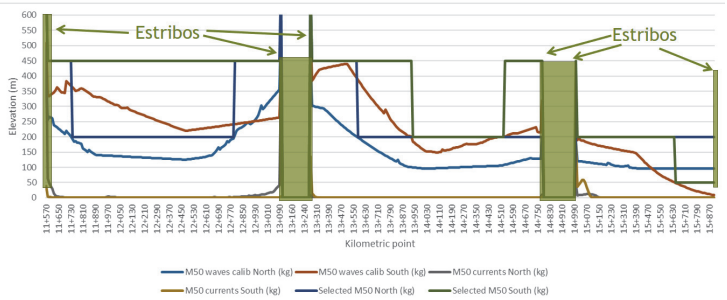


Fig. 7. Peso mínimo necesario de las piezas del manto principal y peso seleccionado para el diseño, a cada lado y a lo largo de toda la carretera

Se definieron cuatro secciones tipo, la más pesada de las cuales solamente se empleaba en algunos estribos (morros de dique). Las características principales de los materiales de estas secciones se muestran en la Tabla 2.

Sección tipo	Capa	M50 (kg)	Granulometría (NLL-NUL)
Tipo I - 700 kg	**Manto principal**	700	300-1.000 kg
	Capa de filtro	65	30-100 kg
Tipo II - 450 kg	**Manto principal**	450	190-700 kg
	Capa de filtro	65	30-100 kg
Tipo III - 200 kg	**Manto principal**	200	70-330 kg
	Capa de filtro (*)	20	5-35 kg
Tipo IV - 50kg	**Manto principal**	50	10-90 kg

Tabla 2. Secciones tipo definidas y características principales de las escolleras del manto principal y la capa de filtro

5. Cota de coronación de la protección y verificación del rebase

5.1 Cota de coronación de la protección marítima

La mínima cota de coronación de la protección se definió según los criterios marcados por la normativa filipina (DPWH Design Guidelines, 2015):

- SWL + run-up + 0,6 m
- SWL + 1,5 m

Esto resultó en una cota de coronación mínima de la protección costera a la +3,5 mNGA a lo largo de toda la carretera. En algunos tramos, esta cota era superior a la cota de la carretera, y en ellos la protección se definió según una geometría algo diferente (ver Fig. 9 y Fig. 10).

5.2 Rebase

Los ensayos de laboratorio no presentaban rebase para las condiciones de oleaje y nivel del mar de diseño en las secciones A1 ni A2. En la sección A3, sí se apreciaba rebase para el test nº4, con unas condiciones de oleaje superiores a las de diseño para dicha sección ($Hs_{,ensayada}$ = 1,0 m > $Hs_{,diseño}$ = 0,89 m).

Hazard type and reason		Pedestrian		Road		Overtopping visual observations
Test	Case	q (l/s per m)	Vmax (l per m)	q (l/s per m)	Vmax (l per m)	
3	Case T= 5s and Hs=1,0m	0	0	0	0	Some spray
4	Case T= 7s and Hs=1,0m	0,103	302	0,011	90	Overtopping and rocking

Tabla 3. Resultados de rebase obtenidos en los ensayos de la sección A3, sección de diseño en el punto pésimo de la carretera

Una vez definidas las secciones de la protección a lo largo de toda la carretera, se verificaron los caudales de rebase en las condiciones de oleaje y nivel del mar de diseño según la formulación descrita en el manual EurOtop 2018 (ver Fig. 8). Nótese que, en la sección pésima de la carretera, se obtuvo por métodos analíticos un rebase del orden de $4{,}8 \cdot 10^{-2}$ l/m/s para un oleaje de Hs = 0,89 m, superior al obtenido en los ensayos para una altura de ola superior ($10{,}3 \cdot 10^{-2}$ l/m/s para un oleaje de H_S = 1,0 m). Esto indica que la formulación empleada es ligeramente conservadora en este caso.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

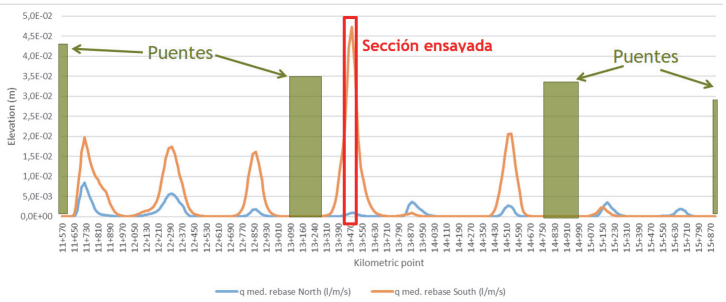


Fig. 8. Caudales de rebase obtenidos para las condiciones de oleaje y nivel del mar de diseño a lo largo de la carretera según la formulación EurOtop 2018

En cualquier caso, los caudales de rebase obtenidos a lo largo de la carretera quedaban muy por debajo de los límites de rebase admisible proporcionados por el manual EurOtop 2018 (ver Tabla 4).

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V_{max} (l per m)
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea. H_{m0} = 1m. (Source: table 3.3 EurOtop)	10-20	<600
Cars (4wd) on seawall / dike crest. H_{m0} = 1m. (Source: table 3.3 EurOtop)	<75	<2.000
Highways and roads, fast traffic. (Source: table 3.3 EurOtop)	Close before debris in spray becomes dangerous	

Tabla 4. Límites admisibles de rebase para la carretera, según EurOtop Manual 2018

6. Conclusión

6.1 Diseño final

Las siguientes figuras muestran las secciones tipo de la protección de la carretera tanto en el tronco como en los morros (estribos de los puentes).

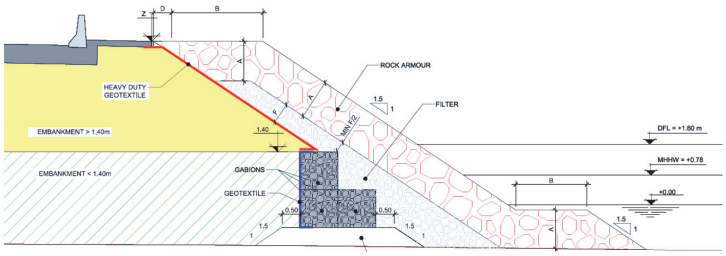


Fig. 9. Diseño de las secciones tipo de la protección de la carretera (tronco), en los tramos donde la cota de coronación de la carretera era superior a +3,50 m NGA

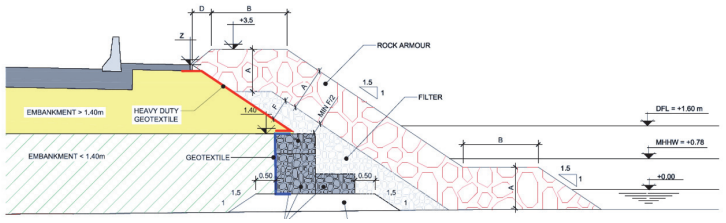


Fig. 10. Diseño de las secciones tipo de la protección de la carretera (tronco), en los tramos donde la cota de coronación de la carretera era inferior a +3,50 m NGA

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

TYPE	MATERIAL	DN50	KT	A (meters)	B (meters)	F (meters)	D(meters)
ROCK ARMOUR PROTECTION TYPE II	ROCK ARMOUR (190 - 700Kg)	0.56 meters	0.94	2xDN50xKT (1.05)*	3xDN50 (1.67)*	-	IF Z ≥ 3.5m MSL, D= 1.21* . IF Z < 3.5m MSL, D= VARIABLE
	FILTER (30 - 100Kg)	0.29 meters	0.94	-	-	2xDN50xKT (0.55)*	
ROCK ARMOUR PROTECTION TYPE III	ROCK ARMOUR (70 - 330Kg)	0.43 meters	0.94	2xDN50xKT (0.80)*	3xDN50 (1.28)*	-	IF Z > 3.5m MSL, D= 0.83* . IF Z < 3.5m MSL, D= VARIABLE
	FILTER (5 - 35Kg)**	0.20 meters	0.94	-	-	2xDN50xKT (0.37)*	
ROCK ARMOUR PROTECTION TYPE IV	ROCK ARMOUR (10 - 90Kg)	0.27 meters	0.94	2xDN50xKT (0.50)*	3xDN50 (0.81)*	-	IF Z > 3.5m MSL, D= 0.10 . IF Z < 3.5m MSL, D= VARIABLE

Tabla 5. Características y dimensiones de las secciones tipo del tronco

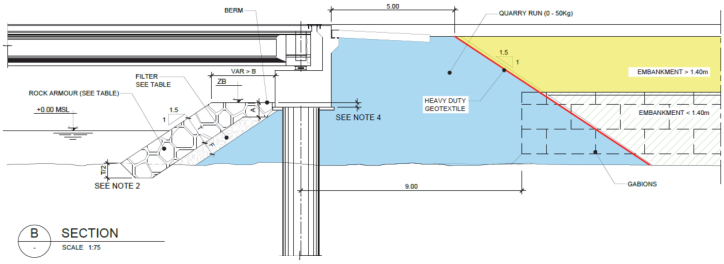


Fig. 11. Diseño de la protección de la carretera en los estribos (morros)

6.2 Imágenes de la obra en ejecución

La carretera, sus protecciones y los puentes se encuentran ya en fase de construcción. A continuación, se muestran algunas imágenes de las obras.

Fig. 12. Personal de obra y excavadora anfibia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 13. Gaviones rellenos a mano con cantos rodados y su colocación en obra

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 14Vistas aéreas de la obra

Agradecimientos

Los autores quieren mostrar su agradecimiento al IH Cantabria por su apoyo en todas las fases de este proyecto y al cliente The Cebu Cordova Link Expressway Corporation (CCLEC).

Referencias

CIRIA CUR CETMEF (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering*. 2nd edition.

DPWH. Department of Public Works and Highways (2015). Design Guidelines, Criteria and Standards, Vol.3. Water Engineering Projects. Republic of the Philippines

ESCARAMEIA, M. AND MAY, R.W.P. (1992). "Channel protection: turbulence downstream of structures". Report SR 313, HR Wallingford, Wallingford.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

EurOtop, 2018. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com.

HUDSON, R.Y. (1953). "Wave forces on breakwaters". Trans Am Soc Civ Engrs, col 118, pp653-674.

HUDSON, R.Y. (1959). "Laboratory investigations of rubble mound breakwaters" J. Waterways & Harbors Div, Am Soc Civ Engrs, vol 85, no WW3, Paper no 2171, pp 93-121.

PILARCZYK, K.W. (1995). "Simplified unification of stability formulae for revetments under current and wave attack". In: C.R. Thorne, SR Abt, F B Barends, S T Maynord and KW Pilarczyk (eds), River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone. John Wiley & Sons, Chichester.

VAN DER MEER (1988b). "Rock slopes and gravel beaches under wave attack". PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft.

VAN GENT, M.R.A, SMALE, A.J. and KUIPER, C (2004). "Stability of rock slopes with shallow foreshores". En: J.A. Melby (ed), Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26-30 Aug 2003. ASCE, Reston, VA.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Estudios del subsuelo marino mediante técnicas geofísicas y ensayos geotécnicos para parques eólicos offshore e interconexiones eléctricas

Deu-Lozano, Amadeu[a], Devincenzi-Fabetti, Marcelo[b], Del Castillo, Rafael Nicolás[c], Sánchez-Marín, Rubén[d]
[a]Responsable del Departamento Técnico IGEOTEST, amadeu@igeotest.com; [b]Director General IGEOTEST, marcelo@igeotest.com; [c]Subdirector IGEOTEST, rafaelnc@igeotest.com; [d]Responsable Geofísica IGEOTEST, rsanchez@igeotest.com

Resumen

El conocimiento de las características del subsuelo marino es un hecho fundamental para el correcto dimensionamiento de cualquier estructura que vaya a proyectarse en un ambiente offshore. En el caso de parque eólicos, las propiedades del suelo intervienen tanto en la fase de diseño de los cimientos de los aerogeneradores (ya sean flotantes o de base fija) y subestaciones, como en la determinación de la mejor trayectoria del cableado que unirá los diferentes elementos del parque (inter-array cables) y el parque en sí con la costa (export cable), así como en el diseño del propio cableado.

La combinación de técnicas geofísicas y geotécnicas para la caracterización del subsuelo marino permite optimizar las campañas y obtener modelos del terreno más precisos en cuanto a la morfología y a las propiedades geotécnicas de las unidades del terreo implicadas. En este sentido, la experiencia en este tipo de estudios en países cuya eólica offshore muestra mayor desarrollo ha permitido definir las técnicas de investigación más adecuadas, así como los equipos y el tipo de buque necesario para llevarlas a cabo.

Palabras clave: *cableado submarino, cimientos, ensayos in-situ, eólica marina, geofísica, geotécnia, offshore, subsuelo marino*

1. Introducción

Los proyectos de eólica offshore requieren de la ejecución de campañas de investigación para el conocimiento de la morfología y de las propiedades resistentes y deformacionales del subsuelo marino. No solo los cimientos de los aerogeneradores, ya sean flotantes o de base fija, o de las subestaciones, sino también el trazado del cable y el diseño del mismo están íntimamente relacionados con algunas de las propiedades del fondo marino. En el presente artículo se resume la experiencia en campañas geofísicas y geotécnicas realizadas por una empresa española en los últimos años en Europa para el estudio del subsuelo de parques eólicos offshore e interconexiones eléctricas.

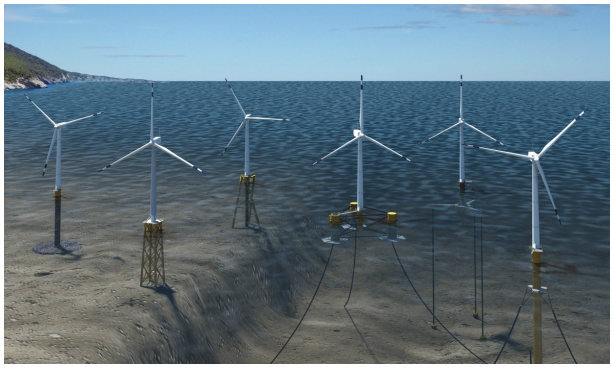


Fig. 1. Ejemplo de soluciones para aerogenerados flotantes y de base fija (National Renewable Energy Laboratory, NREL)

2. Proyectos de investigaciones geofísicas y geotécnicas para parques eólicos offshore e interconexiones eléctricas

La adecuación a los métodos de investigación que este tipo de campañas requieren no es tarea de poco tiempo. No solo deben dominarse las metodologías de trabajo más actuales sino que también el personal debe estar altamente cualificado y tener gran experiencia para desarrollar las campañas sin incidentes ni retrasos. Es necesario, por lo tanto, mucho tiempo para alcanzar los niveles suficientes como para desarrollar campañas geofísicas y geotécnicas marinas de alta exigencia en zonas de trabajo muchas veces complejas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los métodos de investigación así como los equipos de trabajo aquí descritos son el compendio de muchos proyectos realizados a lo largo de los años, los cuales han permitido definir qué métodos de investigación son los más adecuados. No se resumen, por lo tanto, todos los métodos de investigación existentes, pero si lo más habituales para este tipo de proyectos. Es necesario, no obstante, tener en cuenta que cada investigación puede requerir solo algunos de estos métodos o añadir alguno que pueda ser de particular interés en determinados casos. Tómese este escrito como una aproximación que debe ser afinada para cada proyecto en particular.

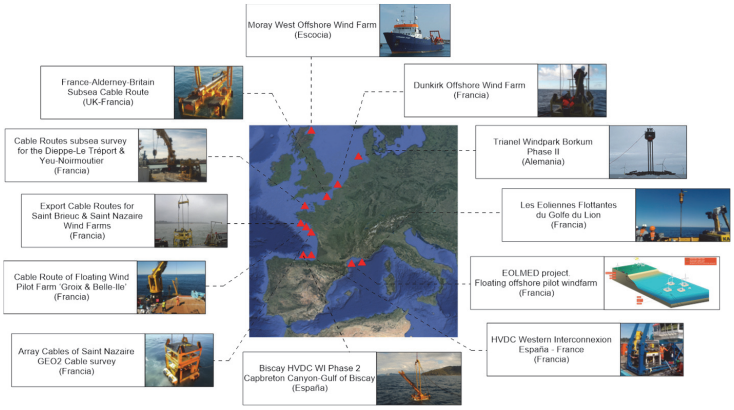


Fig. 2. Principales proyectos de eólica offshore e interconexiones eléctricas

3. Estudios geofísicos

La geofísica marina proporciona una gran cantidad de información del subsuelo de forma rápida y con un coste muy competitivo. Con el objetivo de obtener datos de la mayor calidad posible y que alcancen la profundidad requerida para cada proyecto, es imprescindible una buena selección de los métodos de estudio y de los equipos más adecuados. Los métodos geofísicos más habituales en los proyectos de eólica offshore e interconexiones eléctricas son los siguientes:

3.1. Métodos para el estudio del lecho marino

3.1.1 Batimetría

Las ecosondas, ya sean monohaz o multihaz, permiten conocer la profundidad del mar y, por lo tanto, la morfología del fondo marino a partir de la medida del tiempo que tarda una onda acústica en recorrer la distancia entre el equipo emisor y el sedimento/roca más superficial y regresar a la fuente. Los estudios de batimetría son imprescindibles para conocer las condiciones de la zona de investigación, y son un buen punto de partida para cualquier estudio de caracterización marina.

Las sondas permiten trabajar con un rango de frecuencias comprendido entre los 15 y los 200 kHz. El valor óptimo debe determinarse para cada caso ya que este depende del calado existente, del tipo de suelo/roca que se encuentre en el fondo y de las características técnicas del equipo utilizado. En la Figura 3 (izquierda) se muestra un ejemplo de batimetría realizada con sonda multihaz.

3.1.2 Sonar de barrido lateral

Este sistema proporciona una visión de alta calidad del fondo marino a partir de pulsos de altas frecuencias. Los sistemas de doble canal permiten obtener una gran cobertura durante la navegación, hecho que reduce el tiempo necesario para cubrir toda la zona a investigar. La imagen obtenida indica cómo es la morfología del fondo marino, y es una herramienta de gran utilidad para determinar la distribución superficial de sedimentos y para la localización de elementos tales como tuberías, pecios, anclas, cables, etc. En la Figura 3 (centro y derecha) se muestra una imagen de sonar de barrido lateral bruto e interpretado.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

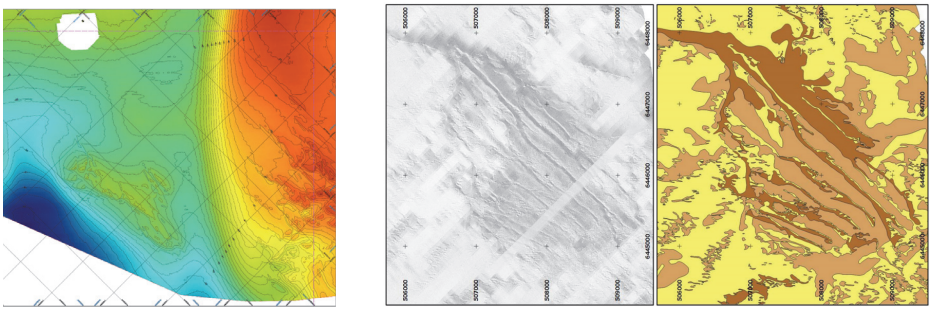


Fig. 3. Ejemplo de batimetría mediante sonda multihaz (izquierda), Sonar de barrido lateral bruto (centro) e interpretado (derecha)

3.1.3 Magnetometría

El estudio magnetométrico del fondo es imprescindible para la detección de UXO (*Unexploded Ordnance*) y de cualquier elemento metálico presente en el fondo marino. En determinadas localizaciones, como antiguas zonas de guerra, es imprescindible un estudio de los posibles UXOs antes de descender cualquier equipo hasta el fondo marino, por lo que la magnetometría suele estar presente en cualquier campaña geofísica y geotécnica a desarrollar.

3.2. Métodos para el estudio en profundidad

3.2.1 Sísmica de reflexión

Se trata de una técnica muy común empleada para la determinación del espesor de sedimentos existente y la profundidad del sustrato rocoso, así como para definir litologías, estratigrafía, ripabilidad y la presencia de zonas de fractura, entre otras aplicaciones. Se basa en el control de los tiempos de llegada de ondas elásticas, generadas en superficie, una vez se han reflejado en las distintas interfaces del terreno. Los diferentes tiempos de llegada de la sondas permiten obtener una primera aproximación de la morfología interna del subsuelo y de las principales estructuras.

3.2.2 Sub-bottom profiler

Es un método de investigación muy usado para la obtención de información de los primeros metros del suelo bajo el lecho marino con un mayor grado de resolución respecto la sísmica de reflexión. La profundidad de investigación y la calidad de la imagen dependerán de la frecuencia acústica utilizada. Así, para bajas frecuencias se obtendrán datos a mayor profundidad pero con menor resolución, y al contrario para frecuencias mayores.

4. Estudios geotécnicos

Los ensayos geotécnicos marinos permiten obtener modelos del terreno que incluyen la morfología y las propiedades geotécnicas de las unidades presentes. Son, además, una buena herramienta para calibrar los modelos geofísicos que se hayan realizado previamente. La selección de los equipos y ensayos más adecuados dependerá de los objetivos del proyecto y del tipo de suelo que se prevé estudiar. A continuación se presentan los ensayos geotécnicos más empleados para proyectos de éolica marina y cableado submarino.

4.1. Ensayos in-situ

Los ensayos in-situ permiten conocer algunas propiedades del suelo a partir de mediciones que no requieren extraer mustras, por lo tanto, remoldear y alterar las condiciones naturales del subsuelo.

4.1.1 CPTu (T-bar)

El ensayo de penetración estática (CPTu) consisten en la hinca a velocidad constante de una punta cónica en el suelo y la medición de una serie de parámetros primarios del ensayo, tales como: (i) la fuerza necesaria para mantener la penetración del cono, (ii) el rozamiento lateral local, (iii) la presión intersticial y (iv) la inclinación de la punta durante el avance. Los ensayos CPTu permiten obtener un perfil detallado y continuo del terreno, lo que facilita la visualización de cambios en profundidad. Existen diversas correlaciones a partir de las cuales pueden relacionarse los parámetros primaros del ensayo con diversas clasificaciones del suelo y con algunos de los principales parámetros resistentes del suelo, tanto para suelos granulares como cohesivos. Para el caso de suelos muy blandos, es recomandable el uso de equipos T-bar, que permiten determinar no solo la resistencia del suelo sino también la sensitividad. A continuación se muestran algunos ejemplos de equipos CPTu submarinos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

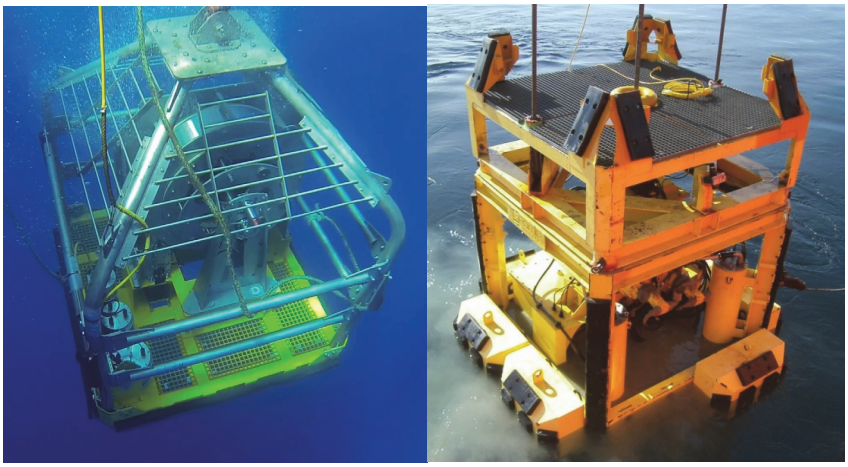


Fig. 4. Ejemplos de equipos CPTu submarinos

4.1.2 Resistividad térmica

Las propiedades térmicas del suelo tienen una gran influencia no solo en la selección del trazado óptimo de los cables submarinos, sino también en el diseño de los propios cables. La facilidad que tenga el suelo de disipar la temperatura generada por el propio funcionamiento del cable determinará, en mayor o menor medida, la operativa, mantenimiento y vida útil de este tipo de cables. Sin embargo, pese a la importancia que tiene el conocimiento de estos parámetros, las propiedades térmicas del suelo están muy influenciadas por un gran número de parámetros, tales como la porosidad, permeabilidad, humedad natural, mineralogía, tamaño de las partículas, densidad, etc.

Para proyectos offshore, existen varias metodologías que permiten medir la conductividad térmica y la temperatura del suelo con mayor o menos precisión: (i) aproximacions empíricas, (ii) medidas in-situ, (iii) mediante analizadores manuales, (iv) ensayos de laboratorio y (v) métodos geofísicos. Si bien es comúnmente aceptado que las medidas in-situ mediante equipos heat-flow son las más precisas, las mediciones mediante analizadores manuales son las más habituales debido a su bajo coste y facilidad de ensayo. Una buena metodología y un exigente control de calidad de los resultados obtenidos son la clave para asegurar que las mediciones manuales sean similares a las obtenidas mediante los equipos de medición in-situ.

4.2. Equipos de muestreo

La recuperación de muestras lo más inalteradas posible es de vital importancia para la correcta caracterización del subsuelo marino. La máxima profundidad a la que se debe penetrar, el tipo de suelo o los ensayos de laboratorio previstos son algunos de los parámetros que influirán en la decisión de que equipo es el más adecuado. A continuación se presentan los más habituales.

4.2.1 Vibrocore

Este equipo penetra en el fondo marino gracias a la vibración del motor situado en la cabeza del equipo. La muestra va quedando guardada en un liner transparente, por lo que puede ser abierta y descrita una vez recuperado el vibrocore en la cubierta del barco o guardada en condiciones adecuadas para su posterior envío al laboratorio. El vibrocore tiene diferentes configuraciones, generalmente de entre 3 y 6 metros de longitud, aunque puede alcanzar hasta los 12 metros de profundidad. La maniobra para su uso es sencilla, por lo que es un equipo muy versátil y ampliamente utilizado. Las muestras, al ser recuperadas mediante vibración, padecen un nivel de alteración que no las hace adecuadas para algunos ensayos avanzados de laboratorio, pero sí para la mayoría de ensayos de identificación y caracterización. En la Figura 5 (izquierda) se muestra una fotografía de un vibrocore con la configuración de 3 metros.

4.2.2 Pistoncore

Este equipo penetra en el subsuelo por caída libre, por lo que la penetración dependerá no solo del peso propio sino también de la resistencia del suelo. Es, en general, recomendable para suelos coehsivos blandos ya que se obtienen grandes penetraciones con una mínima alteración de la muestra. De la misma manera que con el vibrocore, las muestras quedan insertadas en un liner transparente, por lo que el suelo recuperado puede ser descrito a bordo o almacenado y para su posterior envío al laboratorio. Existen diferentes configuraciones en cuanto a longitud, aunque generalmente no se trabaja con penetracines superiores a los 18 metros. En la Figura 5 (derecha) se muestra una imagen de un pistoncore antes de su descenso hacia el fondo del mar.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Fig. 5. Vibrocore (izquierda) y Pistoncore (derecha)

4.2.3 Boxcore

Se trata de un equipo de fácil uso que permite recuperar un cubo de suelo inalterado del lecho marino de cerca de 1m^3 de volumen. Es una técnica muy utilizada para el estudio de detalle de los primeros centímetros del subsuelo, ideal para la obtención de muestras inalteradas que sean posteriormente ensayadas en el laboratorio para fines tanto geotécnicos como ambientales.

Fig. 6. Obtención de submuestras a partir de un Boxcore

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Energía azul en los puertos: parque eólico marino en Granadilla

Abanades Tercero, Javier[a]; Mora Quintero, Javier Ignacio[b]; Santiago Yanes[c] y Landete Pascual, José[d]
[a]Responsable de modelización hidrodinámica – División de Energía Eólica, TYPSA, Valencia, jabanades@typsa.es;
[b]Director de infraestructuras, Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife; [c]Jefe de Unidad Edificación e Instalaciones Industriales, Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife y [d]Jefe de Proyectos – División Energía Eólica, TYPSA, Valencia.

Resumen

El objeto del presente artículo es estudiar la viabilidad técnica del parque eólico marino en las proximidades del Puerto de Granadilla. Los aerogeneradores se situarían al norte del puerto en el dominio público portuario de la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife entre profundidades comprendidas entre los 15 y 30 m. El presente estudio se ha centrado en el desarrollo de parques con potencias no superiores a 50 MW debido al limitado espacio de la zona y a la simplicidad que tendría asociada la tramitación administrativa del mismo.

Para demostrar la viabilidad del proyecto, un análisis de los condicionantes de la zona ha sido realizado, englobando aspectos desde la normativa y regulación hasta los estudios del recurso eólico, medio físico o la conexión eléctrica. Ninguno de estos aspectos se ha detectado como limitación para el desarrollo del parque, de hecho la gran mayoría muestran las condiciones favorables de la zona. Abarcando diversos temas más allá del recurso, los siguientes aspectos son ejemplos de ello: la suavidad de clima marítimo (98% del oleaje es inferior a 2 m), la zona de Granadilla es el núcleo de generación eléctrica de la isla, así como la cercanía a subestaciones eléctricas.

Palabras clave: *puerto verde, energía azul, energías renovables, eólica marina, cimentaciones*

1. Introducción

La Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife se plantea la concesión del área próxima al puerto de Granadilla para el aprovechamiento del abundante recurso eólico de la zona mediante la instalación de un parque offshore. El interés de la zona desde el punto de vista del aprovechamiento eólico queda reflejado por los numerosos parques que actualmente operan en esta zona.

Fig. 1. Puerto de Granadilla. (Fuente: Google Earth)

El presente artículo tiene como objetivo el estudio de la viabilidad que tendría este posible parque y las posibles dimensiones del mismo, incluyendo el número de aerogeneradores y su tamaño, la zonificación o su disposición.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La zona habilitada para el estudio se enmarca dentro del Dominio Público Portuario de la Autoridad de Santa Cruz de Tenerife. El área al norte del puerto se ha detectado como el área objetivo para el estudio y quedaría enmarcada desde el rango de profundidades de 10 a 30 m. Esta zona queda mostrada en verde en la siguiente figura, donde se muestran las diferentes áreas del Puerto de Granadilla. La posible área del parque iría desde el actual puerto de Granadilla a la Punta del Sordo. Un aspecto que deberá tenerse en cuenta a la hora del diseño es la zona reservada para una posible ampliación del Puerto de Granadilla en la zona norte, en la costa adyacente a la zona marcada en amarillo como zona de servicio terrestre del puerto.

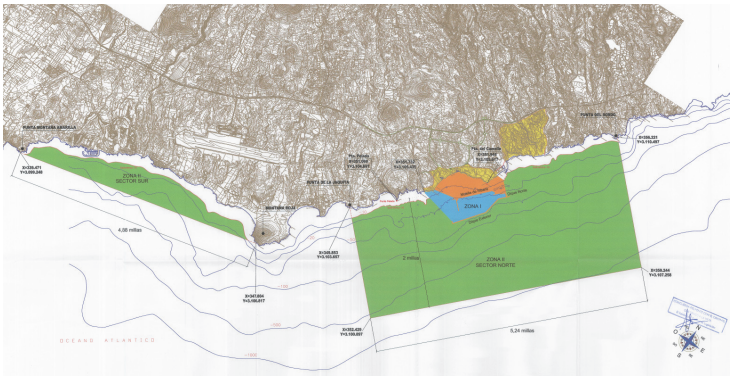
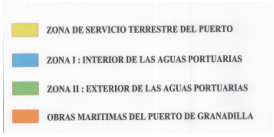


Fig. 2. Delimitación del Dominio Público Portuario en el Puerto de Granadilla (Fuente: Autoridad Portuaria Santa Cruz Tenerife)

Con esta base, el estudio abordará las implicaciones técnicas del proyecto, sin entrar en los aspectos medioambientales. Uno de los principales elementos es el análisis de los condicionantes que pueden afectar a la instalación del parque eólico (e.g. geotecnia, otros usos de los espacios marítimos-terrestres o infraestructura eléctrica) y de aquellas soluciones tanto de emplazamiento, como de selección de aerogeneradores y el tipo de instalación offshore que eliminan o minimizan los efectos de dichos condicionantes. Otro aspecto fundamental es confirmar, mediante el estudio del recurso eólico y clima marítimo, que las condiciones de la zona son favorables para la instalación de un parque eólico offshore.

Además el objeto del estudio también incluirá recomendaciones sobre los tipos de cimentación, así como de la disposición de las mismas teniendo en cuenta las implicaciones y modificaciones del recurso eólico en el interior de un parque eólico. El tamaño y número de los aerogeneradores también será analizado en el alcance del estudio.

2. Estudio recurso eólico



Para el estudio del recurso eólico, se han empleado los datos de Puertos del Estado de la red REMPOR. La estación se encuentra ubicada a una altura de 10 m y está localizada en las siguientes coordenadas en el sistema WGS84 UTM: (351,637; 3,105,907). Los datos disponibles tienen una duración de 2 años. El punto de medida está ubicado a una distancia de aproximadamente 2.5 km al futuro emplazamiento del posible parque eólico.

Las rosas de viento de la siguiente figura muestran que los vientos están bastante alineados en torno a la dirección del Noreste, con una probabilidad del 70% entre las direcciones NNE (22.5°) y ENE (67.5°). En cuanto a las velocidades de viento, las de mayor intensidad se encuentran alineadas en torno a esa dirección también. Por último, en cuanto al nivel de energía, entre las direcciones nombradas anteriormente, se encuentra el 80% del nivel de energía.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

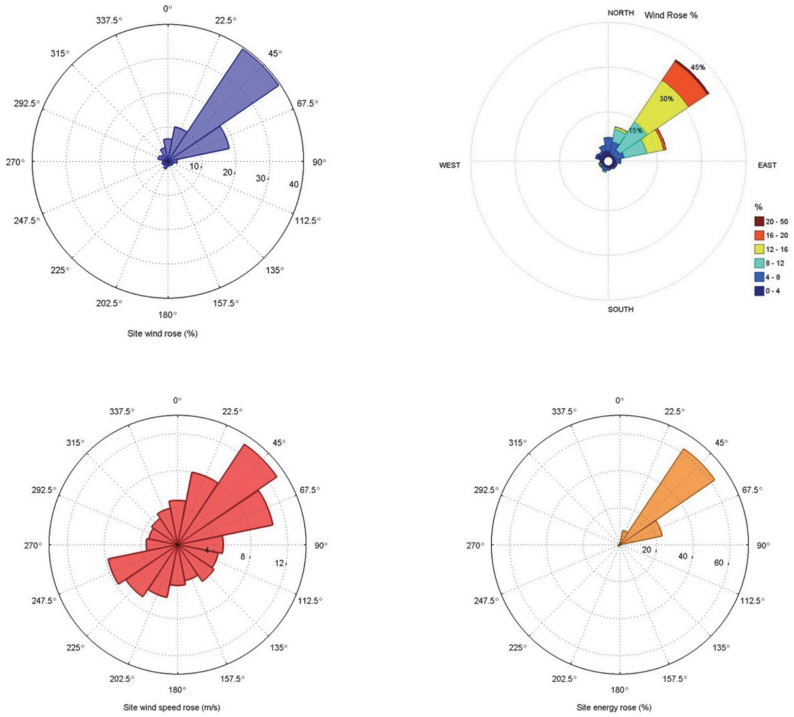


Fig. 3. Rosas de viento del Puerto de Granadilla

La velocidad media considerando las correcciones mencionadas es igual a **9.2495 m/s** utilizando los datos de la red REMPOR a **120 m de altura**. Para la estimación del perfil de viento se ha tomado un valor del coeficiente igual a 0.14. En el caso del coeficiente obtenido mediante la correlación de datos de la torre meteorológica entre 25 y 45 m, fue de 0.165. Como los datos a 25 m pueden estar más contaminados que a 45 m, el valor de 0.165 puede estar sobreestimado; por lo que el valor típico de 0.14 se ha utilizado en el presente estudio.

Para el estudio de producción se han estudiado 5 modelos de turbinas genéricas con diferentes potencias: 7.5 MW (MM-7500), 8 MW (MM-8000), 9.5 MW (MM-9500), 10 MW (MM-10000) y 12 MW (MM-12000).

Density	1.185		Total Loss	20%				
	WIND TURBINE	A WEIBULL	K WEIBULL	WIND SPEED m/s	Gross Energy (MWh)	Gross Equivalent Hours	Net Energy (MWh)	Net Equivalent Hours
1	MM-7500	10.87	2.44	9.25	29880	3942	23904	3154
2	MM-8000	10.87	2.44	9.25	37661	4708	30129	3766
3	MM-9500	10.87	2.44	9.25	44729	4696	35783	3757
4	MM-10000	10.87	2.44	9.25	50090	4688	40072	3751
5	MM-12000	10.87	2.44	9.25	49802	4150	39842	3320

Fig. 4. Producción de energía para los diferentes modelos de turbinas

Los datos muestran que el recurso en la zona puede garantizar la viabilidad de un parque en la zona propuesta, con un equivalente de horas (brutas) mayores a 3500 horas para todas las turbinas. Obviamente, este estudio tiene un alcance preliminar y un análisis de detalle sería necesario para estimar en detalle cual sería el nivel de producción del parque. En este estudio y con los datos de viento disponibles, el modelo de 10 MW es el que proporciona mejores resultados tanto en términos de horas equivalentes, como de producción anual de energía

3. Estudio condicionantes

3.1 Clima marítimo

El régimen medio será determinante a la hora de la identificación del número de ventanas operativas disponibles para la realización de los trabajos marítimos en la zona anexa al puerto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Hs (m)	Tp (s)											Total
	≤ 2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0	> 20.0	
≤ 0.5	-	1.943	2.824	2.346	0.720	5.419	5.779	2.259	0.012	0.043	-	21.347
1.0	-	4.953	19.559	8.218	0.708	0.981	2.222	1.719	0.012	0.031	-	38.405
1.5	-	0.043	22.377	5.438	1.192	0.012	0.130	0.366	-	-	-	29.559
2.0	-	-	5.748	2.862	1.043	-	-	0.012	-	-	-	9.665
2.5	-	-	0.273	0.503	0.236	-	-	-	-	-	-	1.012
3.0	-	-	-	0.012	-	-	-	-	-	-	-	0.012
3.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
> 5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total	-	6.940	50.782	19.379	3.898	6.412	8.132	4.358	0.025	0.074	-	100 %

Fig.5 – Scatter diagram altura de ola significante vs Periodo pico (Fuente: Puertos del Estado)

Como se puede observar en la figura de arriba, más del 98% de los oleajes tiene una altura significante inferior a los 2 m de altura, lo cual es habitualmente el límite superior para la realización de trabajos offshore. En este caso, además su cercanía al puerto, aumentaría más si cabe el número de ventanas operativas en la zona. En cuanto al análisis del periodo, se observa como hay dos principales picos, uno asociado al mar de fondo (con baja probabilidad) con periodos más altos, y otro en torno a los 6 segundos de periodo pico, que se correspondería con el mar de viento.

En cuanto a la distribución estacional, no existen grandes variaciones en el comportamiento del clima marítimo, aunque sí se evidencia una mayor probabilidad en alturas de ola menores a 1 m. En los meses estivales, desaparece la componente anterior de mar de fondo, agrupándose todos los valores alrededor de periodos pico de 6 s. Por ejemplo, alturas significantes mayores de 2 m sólo exceden el 5% de los casos durante los meses con clima más severo (Diciembre-Febrero).

En cuanto a las duraciones medias de excedencia de valores, vemos que valores por encima de 2 m no tienen una excedencia superior a medio día, parámetro relevante a la hora de la determinación de los tiempos de espera de los medios marítimos por condiciones superiores a un umbral. Si el valor es de 1.5 m, el valor de excedencia tampoco excede a 24 horas.

En cuanto al régimen extremal, de acuerdo a la normativa DNV-OS-J101 para el diseño de parques eólicos offshore, se describe que el oleaje será el correspondiente a un periodo de retorno igual a 50 años.

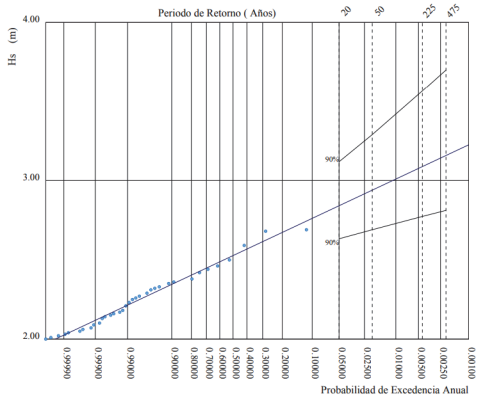


Fig. 6 – Régimen extremal en la boya adyacente al Puerto de Granadilla (Fuente: Puertos del Estado)

Como se puede observar el oleaje correspondiente a 50 años de periodo de retorno no supera los 3 m, y este valor no ha sido superado durante la duración de las medidas (6 años), por tanto es necesario aplicarle unas bandas de confianza. En cualquier caso, el valor con una confianza del 90% se encuentra por debajo de 3.5 m. Para esa altura de ola significante, el periodo pico asociado es igual a 6.6 s.

3.2 Batimetrías

Las zonas adyacentes al puerto están caracterizadas por una profundidad baja en una zona de hasta los 1.5 km desde la costa. En la imagen inferior se observa como desde el espacio entre el dominio público portuario (a partir de los 10 m de profundidad) y el límite de la plataforma continental (con una importante caída en términos de profundidades) la distancia puede oscilar entre los 500 m en la zona adyacente al puerto y los 1000 m en la zona más alejada. Cuanto más se aleja del puerto (más hacia el norte) más aumenta esta distancia.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

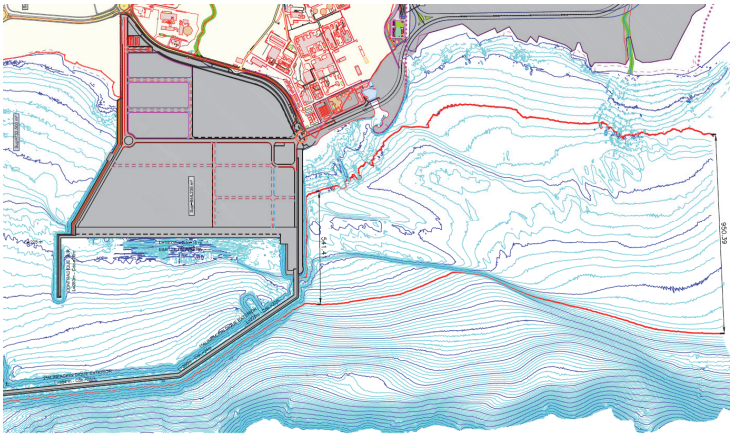


Fig. 7 – Batimetría comprendida entre los 10 y los 30 m (líneas rojas)

La zona del dominio público portuario se prolonga hacia el norte hasta la Punta del Sordo (ver figura 2), por lo que esa área podría ser propensa para su aprovechamiento y la instalación del parque eólico. Además esta zona tiene una mayor plataforma continental que la zona anexa al puerto. Sin embargo, de esta zona no se disponen datos para poder corroborarlo con los resultados provenientes de una campaña geofísica.

3.3 Estudio geotécnico

La información disponible muestra la presencia de una colada basáltica en la parte baja de la serie sobre la que se disponen una serie de materiales asimilables a los depósitos piroclásticos sálicos. Las arenas de diferentes grados de compacidad no se atribuyen a esta formación, describiendo como materiales piroclásticos solamente a aquellos que presentan un contenido en gravas significativo. No cabe duda de que la actividad marina junto a los aportes fluviales puede haber erosionado, denudado y retrabajado estos materiales tanto en la plataforma como en superficie, pero la presencia de arenas con compacidad medianamente densa, sugiere que puede existir cierta correlación geológica entre éstos materiales y los de superficie.

En cualquier caso, de tratarse de materiales procedentes de la erosión de los piroclásticos presentes en superficie, transportados y sedimentados en la plataforma, las características de elevada porosidad y nula plasticidad se mantendrían.

El perfil S-7 a S-3 es el más septentrional realizado en el estudio geotécnico y resulta correlacionable con la alineación de aerogeneradores offshore prevista en la zona más cercana al puerto. En el sondeo S-7 aparece un tramo sin recuperación de testigo, debido probablemente a la baja compacidad de los materiales.

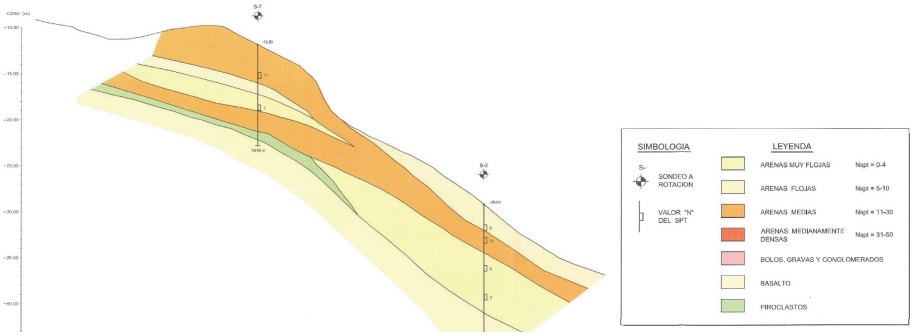


Fig. 8.Perfil S-7 a S-3. Se trata del perfil más septentrional realizado en el estudio geotécnico

La siguiente imagen muestra un perfil S-N desde el sondeo S-5 hasta el sondeo S-7. Estas condiciones podrían extenderse hasta las alineaciones previstas en la zona adyacente al puerto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

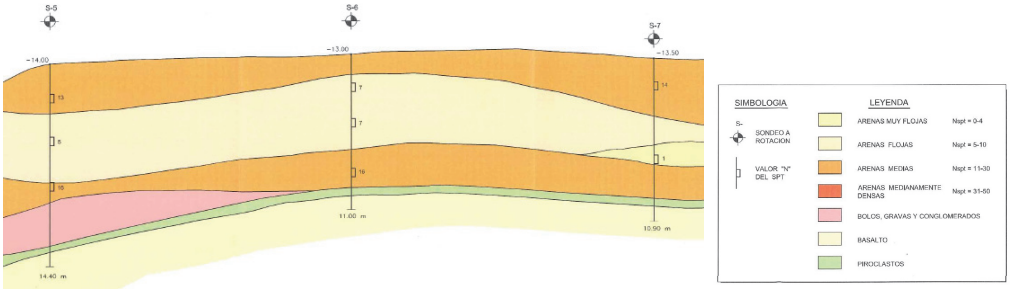


Fig. 9– Perfil S-5 a S-7. Se trata del perfil más septentrional realizado en el estudio geotécnico

En base a los datos disponibles en los sondeos y de las morfologías que se pueden interpretar en los mapas de batimetrías, isopacas de sedimento no consolidado y de isobatas de basamento acústico, parece existir una buena correlación entre las condiciones geotécnicas de la zona del puerto y la alineación propuesta de la aerogeneradores offshore adyacente al puerto. Las variaciones se producirán en cuanto al espesor de materiales piroclásticos – sedimentos.

Por tanto, cabe esperar una disposición similar en cuanto a un sustrato formado por coladas basálticas orientadas hacia el SE sobre las que se dispondrán materiales (piroclastos sálicos y/o materiales retrabajados producto de la denudación de los piroclastos) no consolidados. La profundidad de la colada basáltica se mantiene en valores del orden a los existentes en la zona del puerto. No obstante, podrían aparecer algo más arriba en la vertical dado que en el fondo de la vaguada ya afloran las coladas basálticas, que el espesor de sedimentos no consolidados es ligeramente inferior y a que los valores de isobatas del basamento son ligeramente menores.

Los materiales tipo suelo existentes sobre las coladas basálticas en general, según los sondeos del informe geotécnico del puerto, se trata de suelos fundamentalmente granulares de diferente compacidad, que van desde compacidades muy flojas y flojas, hasta densas.

Con la información existente, no sería recomendable la transmisión de cargas de apoyo de cimentación de los aerogeneradores a las capas de suelos actuales que se encuentran en superficie sobre las coladas basálticos, ya que la carga de hundimiento y de servicio sería insuficiente en comparación a las tensiones transmitidas, así como unos asientos y deformaciones inadmisibles por la estructura en servicio.

Por lo tanto, se abren dos posibilidades principales:

- Dragar las capas superficiales y sustituir por mejores materiales que permitan mejorar la capacidad portante del terreno, o realizar mejoras del terreno que permitan alcanzar los niveles de resistencia adecuados. Esto podría permitir realizar cimentaciones por gravedad.
- Transmitir las cargas directamente al sustrato basáltico competente mediante una cimentación profunda: ya sea tipo jacket o monopile.

El problema del segundo tipo de cimentación es el riesgo de no tener un sustrato rocoso lo suficientemente potente como para poder soportar los esfuerzos derivados de la estructura. La geomorfología de la zona está caracterizada hasta el sustrato basáltico, pero no se conoce la potencia del mismo. Como este viene derivado de las diferentes coladas es posible que este sustrato subyazca sobre pumitas cuya capacidad portante es mucho menor que la de la roca.

En el caso de la cimentación profunda (jacket, monopile), para la ejecución de los anclajes, se plantean diferentes opciones, pero debido a la presencia de roca en capas superficiales (entre 5-10 m de profundidad), se recomienda el empleo de elementos perforados en lugar de hincados. Las longitudes no debieran ser excesivamente largas debido a la relativa cercanía de las coladas basálticas, aunque existe la incertidumbre de conocer el espesor de las mismas y las capas subyacentes.

3.4 Compatibiliad navegación aeroportuaria

La altura máxima de aerogeneradores en un parque eólico a priori no se encuentra limitada, pero sí que debe cumplir con ciertas restricciones relacionadas con la seguridad aérea. En concreto, en las proximidades de los aeropuertos, cualquier instalación, independientemente de su altura, requiere de autorización en materia de servidumbres aeronáuticas por parte de la Agencia Estatal de Seguridad Aérea, AESA (si se encuentra bajo servidumbres aeronáuticas de aeropuertos o radio ayudas civiles) y por parte del Ministerio de Defensa (si se trata de servidumbres aeronáuticas militares).

Los datos de alturas máximas por la senda aeroportuaria son obtenidos del Real Decreto 2061/2004 de 11 de octubre, en el que se definen las servidumbres aeronáuticas del aeropuerto de Tenerife Sur. La siguiente imagen muestra que en la zona norte del actual puerto la limitación de altura máxima supera los 200 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

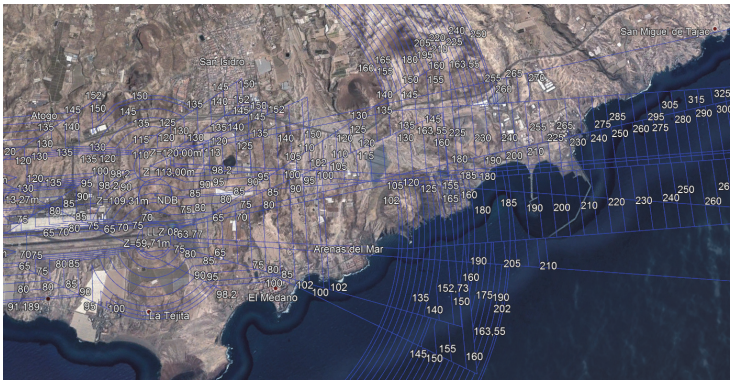


Fig. 101 – Alturas máximas de obstáculos en la senda aeronáutica del aeropuerto Tenerife Sur. Fuente: Ministerio de Fomento

En el caso de disponer aerogeneradores en varias filas, se pueden observar las limitaciones que tendrían para unas posiciones estimadas. Cuanto más al norte, la restricción es cada vez menor, puesto que se aleja del aeropuerto Tenerife Sur. La zona próxima al puerto tendría la mayor restricción, no pudiendo la altura de punta del aerogenerador superar los 215 m.

4. Estudio de soluciones

En vista de los datos proporcionados en la sección anterior, las dos soluciones más adecuadas para el emplazamiento de Granadilla serían el monopilote y las soluciones por gravedad mediante el empleo de cajones de hormigón, que se podrían fabricar en dique cajonero.

En un análisis inicial, las bajas profundidades convertirían al monopilote en el tipo de instalación más ventajoso, debido fundamentalmente a la reducida cantidad de material que el monopilote conlleva (en comparación con otras soluciones). Sin embargo, el tamaño del parque y las especiales características del substrato marino en la zona, como es la presencia de roca, hacen que la solución del pilote pierda interés frente a la solución de gravedad. La necesidad de emplear grandes medios marítimos para realizar el perforado de los pilotes, unido al reducido número de posiciones tendría una alta repercusión en el coste global del proyecto.

Adicionalmente, el desconocimiento de la potencia del estrato rocoso y de las características del material en las capas inferiores (estratos pumíticos de baja resistencia), implican un riesgo añadido en este tipo de soluciones. Otro aspecto importante a considerar es la mayor huella de apoyo sobre el fondo de las cimentaciones por gravedad, en comparación con el monopilote. Este punto será un factor a tener en cuenta, ya que la presencia de sebadales en las proximidades al puerto deberá evaluarse en futuras fases del proyecto, para analizar la mitigación de este tipo de impactos en las comunidades presentes. En cualquier caso, el reciente desarrollo del Puerto de Granadilla en zona de sebadales es ejemplo de cómo desarrollar proyectos de grandes infraestructuras, llevando a cabo medidas compensatorias para reducir los impactos medioambientales.

Por tanto, a la vista del análisis de ventajas / inconvenientes de las distintas soluciones descritas, se ha considerado la solución por gravedad empleando cajones portuarios como la solución base de cara al estudio económico.

Para la solución se ha empleado el tamaño de cajón más grande que podría construirse en un cajonero: 32 x 32 m. Obviamente, no es el objeto del mismo la optimización, sino la verificación que este tipo de soluciones es viable tanto desde el punto de vista del diseño como de la construcción.

Para aumentar el peso de la estructura, se ha optado por emplear un cajón emergido con un francobordo de 3 m (valor fijado como estimatorio debido a la carrera de marea). De esta forma se simplifica el proceso de fondeo, puesto que una vez fondeado y en posición, el cajón puede rellenarse con lastre sólido (material granular) y así aportar mayor peso a la estructura. Esta sobreelevación sobre el nivel medio del mar supone una mayor carga del oleaje, pero esta queda contrarrestada por la ganancia de peso.

Por tanto, se ha verificado de forma preliminar que tanto a nivel de cargas del oleaje como de viento generado por las turbinas, el fallo de la estructura no se produciría. El modo de fallo más desfavorable para el análisis preliminar es el vuelco, puesto que la altura a la que se encuentran las cargas de viento (120 m sobre el nivel del mar) y su magnitud (~3 MN), suponen un momento muy elevado en el pie del cajón.

En cualquier caso, una de las grandes ventajas que presenta el cajón, es que al permitir relleno sólido, la densidad del mismo puede variar en función de las necesidades del proyecto. En el estudio, se ha considerado un relleno granular y el peso de la estructura es capaz de soportar los esfuerzos de viento y oleaje. De todas formas, estos valores son aproximados

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

y un documento de carga no es el alcance del presente proyecto. En cualquier caso será necesario realizar un estudio completo de modos de fallo del cajón durante una fase posterior del proyecto.

4.1 Geometría del cajón

En este estudio preliminar se ha partido de un cajón de hormigón de forma prismática de 33,50 m de eslora por 32,225 m de manga. Interiormente el cajón está compartimentado con celdas de forma cuadrada de 4,40 m de lado (configuración de celdas bastante habitual en los diques cajoneros españoles). Las dimensiones principales en planta del cajón se indican en la siguiente figura:

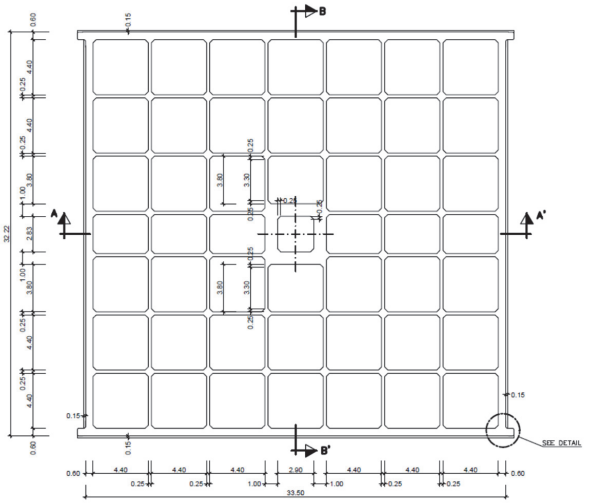


Fig.11. Geometría del cajón

Para simplificar los trabajos de construcción en dique cajonero, todos los cajones tendrán la misma dimensión en planta, ajustándose la altura del cajón a las distintas posiciones (profundidades) de instalación de cada uno de los aerogeneradores. Este proceso es perfectamente compatible con la práctica habitual de los diques cajoneros, ya que al mantener la planta del cajón no es necesario modificar la configuración del encofrado deslizante. La distinta altura del cajón se consigue variando la altura de deslizado del fuste.

Según indicado la cota de cimentación del cajón, variará en función de la posición del aerogenerador. Para el apoyo del cajón sobre el fondo marino se configurará la correspondiente banqueta de apoyo.

Debido a la no disponibilidad de información geotécnica específica en las posiciones de aerogeneradores, en esta fase del proyecto se ha considerado una configuración de banqueta tipo, que será utilizada en todas las posiciones. La sección de esta banqueta tipo es la que se indica en la figura siguiente:

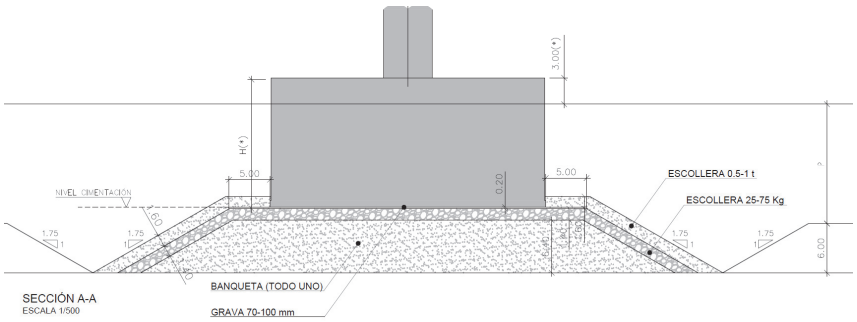


Fig.12. Geometría del cajón

Como se puede observar de la figura anterior, se ha previsto un dragado hasta un nivel de 6 m por debajo del fondo marino. Sobre dicho dragado se configurará una banqueta con una altura de 7,80 m y sobre esta se extenderá una capa de nivelación (enrase) de 0,2 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Con configuración anterior, la cota de cimentación quedará 2 metros por encima del fondo marino. Según indicado esta geometría corresponde a una banqueta tipo. **Una vez conocidas las características geotécnicas del terreno se podrá realizar un diseño ajustado a las características y cargas trasmitidas por el aerogenerador y a las características del fondo marino.**

Una vez instalados los aerogeneradores (fondeados los cajones) habrá que disponer de una capa de material alrededor del apoyo del cajón, para reducir los efectos de socavación (scouring).

4.2 Escenarios para layout del parque

Con el objetivo de analizar el aprovechamiento de los espacios reservados por la autoridad portuaria para la instalación del parque eólico marino se estudian distintas alternativas de disposición (*layout*s). Éstos vendrán referidos como "escenarios de estudio" en las siguientes secciones.

Para la definición de los escenarios de estudio se han tenido en cuenta distintos aspectos o condiciones de contorno, que serán comunes a todos ellos. Los principales son:

- Los aerogeneradores se situarán en zonas pertenecientes al dominio público portuario.
- Se minimizará la interferencia de la posición de los aerogeneradores, tanto con la operativa portuaria, como con la navegación marítima. En este punto se ha tenido en cuenta la disposición de la futura ampliación del Puerto de Granadilla.
- En las zonas con núcleos de población o playas próximas se ha considerado una distancia mínima a la costa (eje del aerogenerador) de aprox. 500 m. Esta distancia cumple la condición de que la punta de la pala no invada la zona delimitada por la cota -10 m (límite del dominio público portuario).

Debido al tipo de cimentación propuesta en el estudio (cimentaciones de gravedad del tipo cajón portuario), se identifican como zonas aptas para la instalación, aquellas cuyos calados están comprendidos entre 15 y 30 m. Además, a la vista de la información batimétrica, se observa que a partir de la cota -30 m, las pendientes del fondo aumentan de forma importante, dificultando la cimentación del aerogenerador.

De los distintos tipos/tamaños de turbina considerados en el estudio del recurso eólico, para el análisis de los distintos escenarios, se ha considerado la turbina de 10 MW, ya que es la que consigue mejores ratios de producción en comparación con el resto. Se ha tomado un diámetro de rotor igual a 170 m para la realización del estudio.

Teniendo en cuenta el criterio anterior, y aunque el número de alternativas podría ser más amplio, se han definido en el alcance del trabajo, tres escenarios de estudio, que son descritos a continuación y quedan reflejados en el anejo de planos.

4.1.1 Escenario A

El presente escenario contaría con las siguientes características:

- 5 Turbinas de 10 MW. Total potencia instalada 50 MW.
- 2 unidades situadas al norte del dique actual (arranque del dique)
- 3 unidades situadas al norte del dique de la futura ampliación.

Esta configuración presenta ventajas considerando únicamente la disposición actual del puerto. Dichas ventajas son:

- Permite aprovechar un espacio disponible (espaldón del dique) y con reducida interferencia en la operativa portuaria (a excepción del pequeño atraque utilizado para barcazas).
- La separación entre las dos líneas de aerogeneradores es grande, con lo que se reduce a valores prácticamente nulos los efectos de estela entre turbinas.

Por el contrario, si se considera la futura ampliación del puerto en al análisis de soluciones, aparecen algunos inconvenientes. Los más relevantes serían:

- El área libre entre los aerogeneradores de la alineación I (sur) y el pantalán es reducida y puede dificultar el mantenimiento de los aerogeneradores.
- Las condiciones del viento (turbulencia) puede verse afectada por las instalaciones de la ampliación.
- La solución de realizar un trazado submarino del cable de la alineación II (norte), uniéndose al correspondiente de la alineación I (sur) y saliendo del agua por el mismo punto, presenta un gran inconveniente asociado al hecho de que dicho cable submarino o tendría que cruzar por delante de la ampliación del puerto y por el canal de acceso de la misma.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

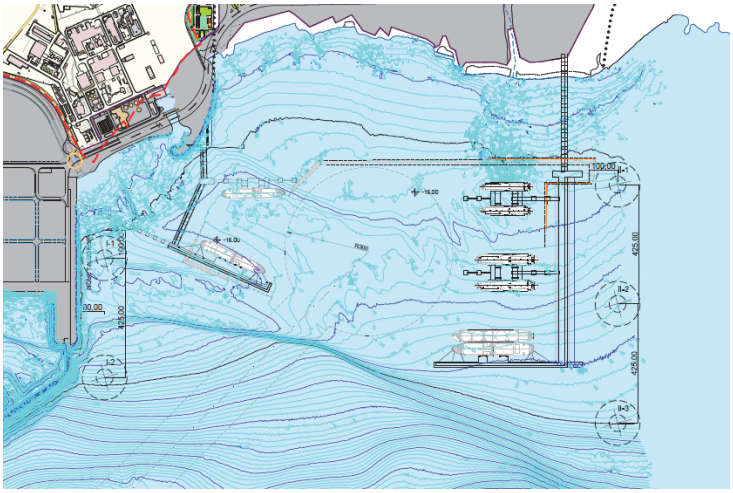


Fig. 13. Layout escenario A

4.1.2 Escenario B

El presente escenario contaría con las siguientes características: 5 turbinas de 10 MW, con una potencia total instalada de 50 MW. Las 5 unidades se situarían al norte del dique de la futura ampliación y se dispondrían en dos filas (alineaciones) en sentido perpendicular a la costa.

Considerando en el estudio la futura ampliación del puerto, este escenario presenta múltiples ventajas en comparación con el escenario A. Las más relevantes son:

- El parque está más agrupado con la que se simplifica el tendido de cable submarino.
- Al separarse de la zona de ampliación del puerto, aumenta el área disponible alrededor de los aerogeneradores para las operaciones de mantenimiento. Este área es especialmente necesaria en los casos en los que sea necesario la intervención de un barco tipo heavy lift.
- En todos los aerogeneradores, el viento predominante del noroeste se recibe del mar, sin obstáculos intermedios (salvo los aerogeneradores de la fila de delante), mejorándose por tanto la calidad del viento (reducción de turbulencias por la posible ampliación del puerto).
- Como ventaja adicional indicar el alejamiento de los aerogeneradores de la zona de operaciones del Aeropuerto Tenerife Sur y por tanto evita las posibles limitaciones en altura debido a las servidumbres aeronáuticas.

Por otro lado, la principal desventaja reside en el hecho de que un mayor número de aerogeneradores se concentran en áreas próximas a los núcleos de población situado al norte del puerto. Esto por tanto tendrá más implicaciones de impacto visual; ya que en el caso del escenario A; se encontrarían en una zona más antropizada.

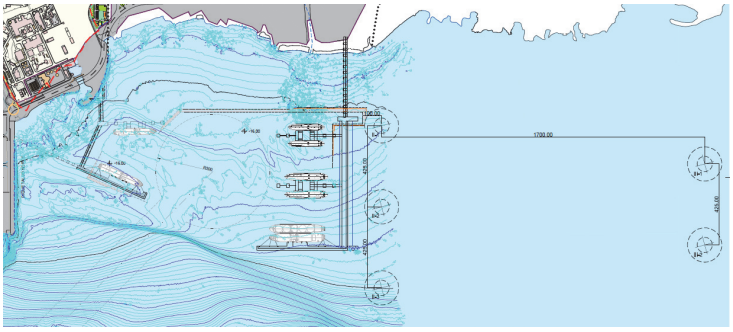


Fig. 14. Layout escenario B

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.1.3. Escenario C

Por último se presenta un escenario que busca la optimización de los espacios para dotar al parque de una mayor potencia instalada. Para ello se instalarían 9 turbinas de 10 MW, con una potencia total instalada de 90 MW.

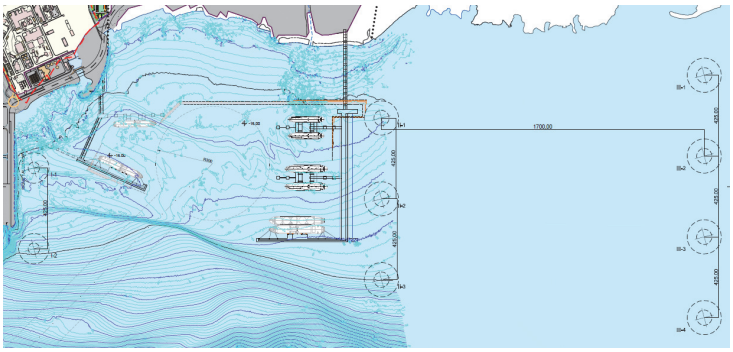


Fig. 15. Layout escenario C

En este caso, las turbinas se dispondrían en tres filas (alineaciones) en sentido perpendicular a la costa, aprovechando las alineaciones del escenario A y B. Este proyecto se podría desarrollar en una única fase o en dos en función de limitar el desarrollo a más de 50 MW. En el caso de desarrollarse en dos proyectos de menos de 50 MW, en el primero de los proyectos se desarrollaría el escenario A y en el segundo se realizaría la alineación III (norte)

5. Conclusiones

La turbina seleccionada del estudio es el modelo de 10 MW, ya que mostró mejor rendimiento a la vista del análisis preliminar del recurso eólico de la zona. Este modelo presentaba un rendimiento de 4688 horas equivalentes brutas, lo cual es indicativo del abundante recurso de la zona. El interés para el aprovechamiento del recurso eólico se muestra por los numerosos parques eólicos que actualmente operan en la zona de Granadilla.

Para demostrar la viabilidad del proyecto, un análisis de los condicionantes de la zona ha sido realizado. Indicar también que, por estar fuera del alcance del presente estudio, no se ha realizado un estudio de impacto ambiental. Ninguno de estos aspectos analizados se ha detectado como limitación para el desarrollo del parque, de hecho la gran mayoría muestran las condiciones favorables de la zona. Abarcando diversos temas más allá del recurso, los siguientes aspectos son ejemplos de ello: los ambiciosos objetivos de energía eólica marina en el plan estratégico de energía de las Islas Canarias, la suavidad de clima marítimo (98% del oleaje es inferior a 2 m), la zona de Granadilla es el núcleo de generación eléctrica de la isla, así como la cercanía a subestaciones eléctricas.

Por otro lado, también se han identificado otros condicionantes que serán determinantes a la hora del diseño. Por ejemplo, la cercanía al aeropuerto de Tenerife Sur podría limitar el tamaño de las palas en las posiciones más cercanas al puerto. Además, será necesario compatibilizar el desarrollo del parque eólico marino con el posible desarrollo de la ampliación del puerto de Granadilla. Esto se ha tenido en cuenta a la hora de plantear la distribución en planta de los aerogeneradores.

Por último, el carácter volcánico de la isla y la presencia de roca en capas superficiales (entre 5 y 10 m del fondo marino) son claves para la selección de la cimentación. Aunque las profundidades son relativamente bajas, la imposibilidad de hincar monopilotes y el tamaño reducido del parque han conducido a seleccionar las soluciones por gravedad como las más idóneas.

En resumen, este análisis muestra los indicios favorables para la instalación de un parque eólico marino en Granadilla. En este punto es importante indicar que los análisis realizados en este estudio se han desarrollado con la información preliminar disponible (recurso eólico, informes geotécnicos, etc).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Ensayos en modelo físico del aerogenerador flotante de 5MW TELWIND

Gutiérrez-Revilla, César[a]; Fernandez-Bejarano, José Luis[b]; Hernández, Sergio[c] ;Prieto-Estevez, Mª Eugenia[d] y Lozano-Pedroche, José[e]

[a]CEDEX-CEPYC cesar.gutierrez@cedex.es, [b]ESTEYCO joseluis.fernandez@esteyco.com, [c]ESTEYCO sergio.hernandez@esteyco.com, [d]CEDEX-CEPYC M.Eugenia.Prieto@cedex.es, [e]CEDEX-CEPYC Jose.Lozano@cedex.es.

Resumen

En este artículo se pretende dar una visión de los ensayos con modelo físico realizados en el Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudio de Puertos y Costas (CEPYC) de la fase de instalación de una novedosa solución para un aerogenerador flotante desarrollado por ESTEYCO. El concepto se denomina TELWIND, como concepto spar compuesto de dos cuerpos de hormigon independientes, con el sistema de torre telescópica patentado por ESTEYCO.

Palabras clave: *TELWIND, aerogenerador, offshore, flotante, ensayos.*

1. Introducción

La investigación desarrollada por ESTEYCO y CEDEX-CEPYC se engloba dentro del projecto Europeo HORIZONTE 2020, para el desarrollo de un aerogenerador offhsore flotante sobre una base de hormigón para una turbina de 5MW. Sin duda uno de los aspectos más relevantes a la hora de abordar un proyecto de este tipo es el de minimizar los tiempos de instalación reduciendo el coste final de las operaciones offshore permitiendo la viabilidad económica del mismo. Para ello, ESTEYCO ha definido una nueva solución de este tipo de plataformas y ha llevado a cabo una campaña de ensayos en modelo físico a escala, en las instalaciones del CEPYC, que ha permitido demostrar la viabilidad técnica de la solución en el proceso de transporte e instalación en la zona de operación ,Del mismo modo, otro de los objetivos que se pretenden conseguir es que la tecnología desarrollada sea fácilmente extrapolable a aerogeneradores de mayor capacidad, y por tanto tamaño, así como el de garantizar la repetitividad del proceso de fabricación e instalación permitiendo la creación de campos eólicos basados en esta tecnología. A medio plazo se pretende emplazar una plataforma desarrollada bajo esta tecnología, al igual que ESTEYCO hizo con el aerogenerador desarrollado bajo el proyecto ELICAN con la tecnología ELISA, que actualmente se encuentra produciendo frente a las costas de Canarias, en Plataforma Oceánica de Canarias (PLOCAN), con una máquina de 5MW.

2. Características del proyecto TELWIND

En la Figura 1 muestra la solución de plataforma eólica flotante, en el proyecto TELWIND. El aerogenerador se monta sobre una torretelescópica, la cual se apoya en una base de hormigón, denominado como upper tank. La estabilidad de la esturtura durante la fase de operación es aportada por un peso sumergido a cierta distancia del Upper tank, el cual recibe el nombre de Lower Tank. Este contrapeso esta conectado al upper tank por medio de 6 tendones. Todo el conjunto quedaría emplazado en su localización final mediante un sistema de 3 líneas de fondeo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

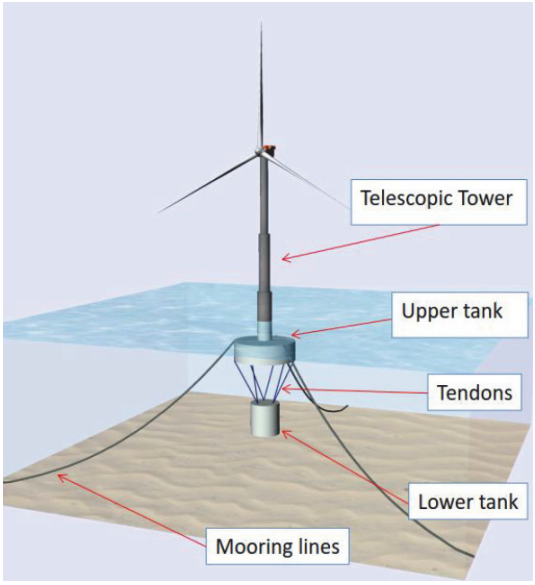


Fig. 1. Vista general del proyecto TELWIND en operación

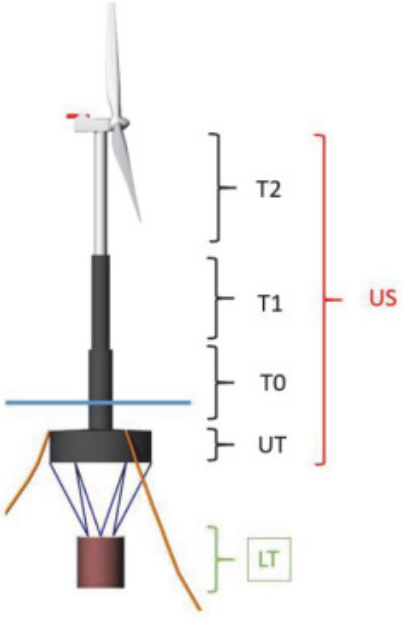


Fig. 2~~1~~. Configuración general en situación de operación

La solución se basa en una innovadora evolución, de una estructura tipo SPAR, diseñada específicamente para ser estable durante la fase de transporte y tener un buen comportamiento bajo la acción del oleaje y viento en la fase de operación. La estabilidad de las plataformas tipo SPAR convencionales se consigue mediante grandes tanques de lastres situados en la parte inferior de las mismas, de forma que se consigue bajar considerablemente la posición del centro de gravedad del conjunto y en consecuencia caracterizándose por ser estructuras esbeltas permitiendo disponer de estos tanques de lastre

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

a gran profundidad. A diferencia de una SPAR convencional, en el proyecto TELWIND el tanque de lastre (lower tank) es un cuerpo independiente del cuerpo principal pero unido a éste mediante 6 tendones, con una determinada inclinación respecto a la vertical y una pretensión dada de forma que mecánicamente se comportan como barras rígidas (siempre y cuando no se supere un ángulo de inclinación crítico), haciendo que los movimientos de ambos cuerpos sean solidarios en todo momento y por tanto manteniendo la estabilidad de una SPAR convencional pero economizando considerablemente el material empleado y simplificando el proceso de instalación en el emplazamiento final de la plataforma.

Por otro lado, la idea del aerogenerador montado sobre una torre telescópica auto elevante, permite que la torre vaya plegada en las maniobras de transporte e instalación, garantizándose la estabilidad del cuerpo principal durante estas operaciones, y por tanto mejorando el comportamiento de la plataforma, sin necesidad de sistemas auxiliares. Así mismo, la construcción y montaje del aerogenerador en las instalaciones onshore, gracias a este sistema, también resulta más sencilla al poder trabajar a cotas más bajas.

En la figura siguiente se explican gráficamente los dos conceptos mencionados con anterioridad:

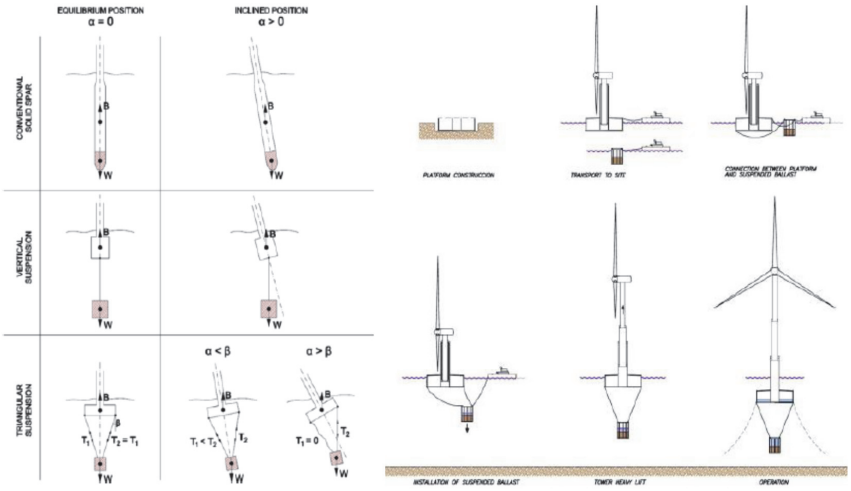


Fig. 3. Evolución SPAR. Torre telescópica

3. Puntos clave del proyecto

Durante el desarrollo del proyecto se prestó especial atención a 5 puntos clave del mismo: La torre telescópica de soporte del aerogenerador, los tendones de interconexión de ambos cuerpos, la fase de operación, la fase de transporte y la fase de instalación.

A priori podría parecer que la torre telescópica podría ser uno de los puntos más delicados del proyecto pero, sin embargo, este aspecto de la solución TELWIND no era de los más conflictivos dado que se aplicó la tecnología ELISA, desarrollada por ESTEYCO, y que ya se aplicó con éxito, en el proyecto ELICAN.

En cuanto a los 6 tendones que unen ambos cuerpos sumergidos, en este caso, se optó por aplicar la misma tecnología la empleada en las plataformas tipo TLP con la diferencia de que en éstas, los tendones están anclados al fondo marino, y en el proyecto TELWIND ambos cuerpos son móviles.

El comportamiento de la plataforma durante la fase de operación se evaluó mediante la realización de ensayos con modelo físico, llevados a cabo en el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria "IHCantabria", sometiendo a la plataforma a los distintos estados de oleaje característicos de Canarias así como en régimen extremal comprobando el comportamiento de la estructura en general, las líneas de fondeo y la iteración plataforma-aerogenerador.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para la fase de transporte se realizaron simulaciones numéricas en el Simulador Interactivo de Maniobra de Buques en Tiempo Real del CEPYC que permitieron determinar la viabilidad de la estrategia de transporte finalmente adoptada: el remolque de ambos cuerpos de forma simultanea según se ve en la figura y que permite optimizar las ventanas climatologías de transporte y economizar la operación.

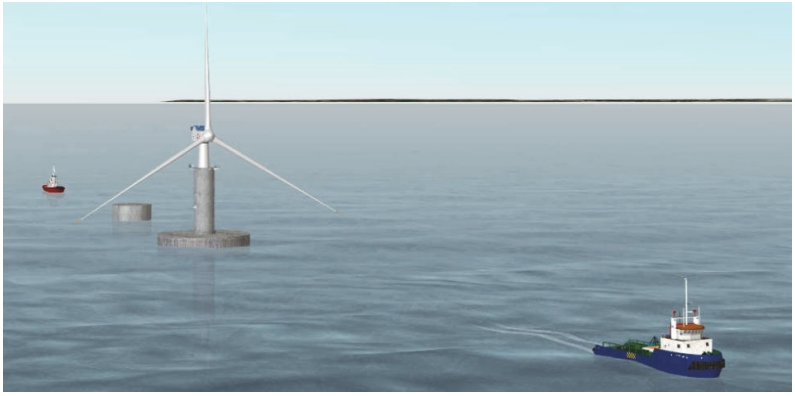


Fig. ~~2~~4. Imagen tomada del Simulador de Maniobra durante una de las simulaciones del transporte realizadas

En cualquier caso, donde más incertidumbre cabía esperar en la ejecución del proyecto, era sin duda en la fase de instalación. Para despejar estas dudas, se llevaron a cabo ensayos con modelo físico en el Laboratorio de Experimentación Marítima del CEPYC dada la amplia experiencia de este centro en este tipo de estudios y sobre los que se centra este artículo.

4. Ensayos en modelo físico de la fase de instalación

Con la idea de evaluar y validar las distintas fases de instalación del aerogenerador, entendiendo como proceso de instalación las maniobras necesarias desde el transporte de la plataforma a su localización final hasta su puesta en marcha, se realizó una campaña de ensayos con modelo físico en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del CEPYC. Las dimensiones del Canal y su capacidad de generación de oleaje garantizaban la reproducción de todas las condiciones ambientales a estudiar. Todas estas maniobras quedan resumidas en figura siguiente, y en donde se puede apreciar las distintas condiciones de carga (lastre solido-color marrón y lastre liquido-color azul) de ambos tanques en cada una de las etapas de la instalación, así como, el posición de la torre telescópica.

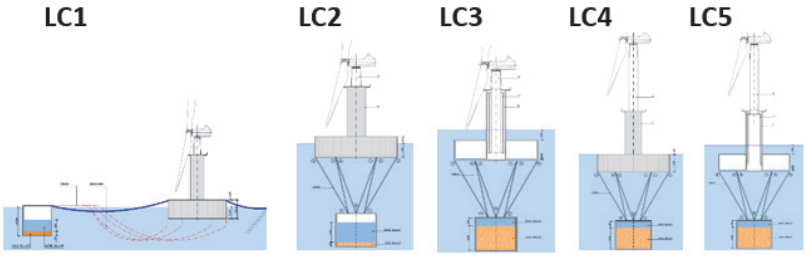


Fig. ~~3~~5. Etapas durante la fase de instalación

4.1. Descripción del modelo a escala Para reproducir el flotador principal (Upper tank) y el tanque de lastre (lower tank) se fabricaron 2 modelos en acero, a escala 1:30, reproduciéndose tanto la geometría diseñada para los tanques, así como, las distribuciones de masas y centros de gravedad correspondientes a todas las condiciones de carga definidas para las distintas etapas de la instalación, gracias a lastres de acero convenientemente colocados en el interior de cada uno de los tanques.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El cuerpo principal fue instrumentado de forma que se registraron sus movimientos en los 6 grados de libertad, las aceleraciones en cada uno de los 3 ejes, tanto en su centro de gravedad como en la nacelle, y también se midieron las tensiones en cada uno de los 6 tendones mediante células de carga sumergibles. En la tabla siguiente se resumen las distintas señales registradas durante los ensayos:

INSTALLATION TESTS						
Nº	CODIGO	I/O	Descripción	Sensor	Signo +	Unidad
1	WAVE	O	Elevación de ola incidente	Capacitivo	Hacia arriba	m
3	SURGE	O	Surge	QUALISYS	Hacia proa	m
4	SWAY	O	Sway		Hacia estribor	m
5	HEAVE	O	Heave		Hacia arriba	m
6	ROLL	O	Roll		Escora a estribor	°
7	PITCH	O	Pitch		Hunde la proa	°
8	YAW	O	Yaw		Cae a babor	°
9	ACCX	O	Acel Transv barquilla aerogenerador (eje X)	Acelerómetro	Hacia proa	m/s^2
10	ACCY	O	Acel Transv barquilla aerogenerador (eje Y)		Hacia estribor	m/s^2
11	ACCZ	O	Acel Vert barquilla aerogenerador (eje Z)		Hacia arriba	m/s^2
12	ACCX	O	Acel Transv CDG (eje X)		Hacia proa	m/s^2
13	ACCY	O	Acel Transv CDG (eje Y)		Hacia estribor	m/s^2
14	ACCZ	O	Acel Vert CDG (eje Z)		Hacia arriba	m/s^2
15	TENDON1	O	Tensión Tendón 1	Anillo de carga	Tracción	N
16	TENDON2	O	Tensión Tendón 2			N
17	TENDON3	O	Tensión Tendón 3			N
18	TENDON4	O	Tensión Tendón 4			N
19	TENDON5	O	Tensión Tendón 5			N
20	TENDON6	O	Tensión Tendón 6			N
21	SOFT1	O	Tensión en línea SoftMoor1	Célula de carga	Tracción	N
22	SOFT2	O	Tensión en línea SoftMoor2			N
23	SOFT3	O	Tensión en línea SoftMoor3			N
24	SOFT4	O	Tensión en línea SoftMoor4			N

Tabla. 1. Señales registradas durante los ensayos

Por otro lado, se realizaron grabaciones en video tanto aérea, como submarina, de todos los ensayos realizados y todo ello de forma sincronizada con la adquisición de datos permitiendo una mejor evaluación y compresión del comportamiento de la estructura durante los ensayos**.**

En la figura siguiente se puede ver el montaje y situación de los tanques previo al llenado del canal y una vez llenado éste.

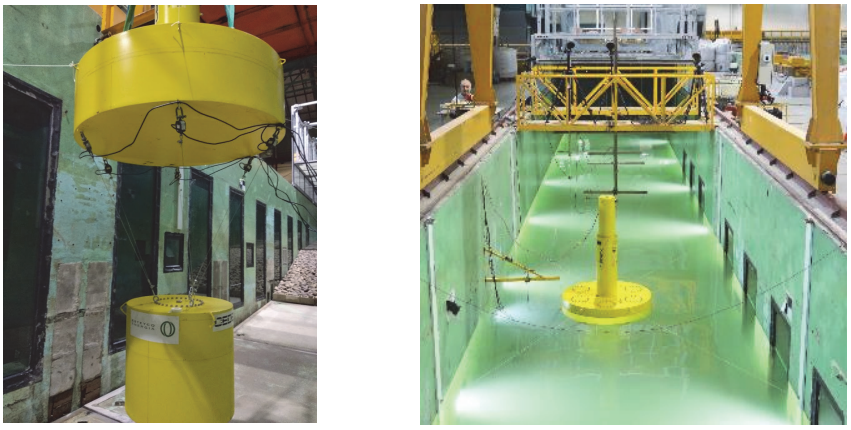


Fig. 6. Montaje de los ensayos

Durante la fase de instalación, los movimientos de la plataforma se controlan garcias a la acción de varios remolcadores. Para simular el efecto de estos remolcadores durante los ensayos, se empleó la técnica que se conoce como “softmooring”, que consiste en fijar a la plataforma en posición mediante cuatro líneas muy elásticas (líneas blancas horizontales que se aprecian en la fotografía de la derecha de la Figura ~~3~~6) de forma que éstas restringen el movimiento de deriva pero no influyen en los movimientos de arfada y cabeceo que son los que caracterizan el comportamiento en la mar de la plataforma.

4.2. Descripción de los ensayos realizados y de los resultados obtenidos

Se llevaron a cabo tres tipos de ensayos para cada una de las 5 situaciones de carga características de cada una de las fases de la instalación. Los tres tipos de ensayos realizados se describen a continuación:

- Ensayos de Extinción: el objetivo es determinar el periodo natural y coeficiente de amortiguamiento de la estructura para los distintos movimientos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- Olas Regulares: el objetivo es obtener la Response Amplitude Operator (RAO) de la estructura para los distintas variables registradas: movimientos, aceleraciones y tensiones en los tendones.
- Olas Irregulares: el objetivo es caracterizar el comportamiento en la mar de la estructura sometida a distintos estados de la mar.

De esta forma la matriz de ensayos realizada para cada una de las 5 condiciones de carga que definen la fase de instalación fue la siguiente:

	REGULAR WAVES	
DECAY	H [m]	1.5
SURGE	T [S]	6
HEAVE		8
PITCH		10
		12
		14
		16
		18
		20

IRREGULAR WAVES		
H_s [m]	Tp [s]	Spec.
1.5	6.0	JS-1.3
1.5	10.0	JS-1.3
1.5	8.0	JS-1.3
1.5	12.0	JS-1.3
2.5	6.0	JS-1.3
2.5	8.0	JS-1.3
2.5	10.0	JS-1.3
2.5	12.0	JS-1.3

Tabla. 2. Matriz de ensayos

La duración de los ensayos a escala real fue de 3 horas para garantizar una muestra estadísticamente representativa de cada uno de los parámetros registrados.

En las siguientes gráficas se pueden observar ejemplos de los resultados obtenidos una vez analizados los distintos tipos de ensayos realizados. En cualquier caso, la plataforma demostró tener un buen comportamiento hidrodinámico para todas las condiciones de carga ensayadas no superándose en ningún caso los limites operacionales definidos para este tipo de operaciones.

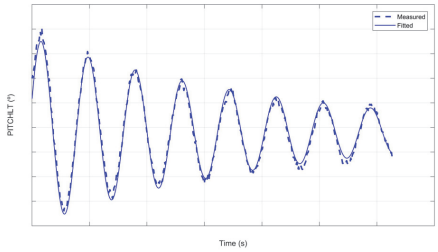


Fig. ~~3~~7. Ensayo de extinción

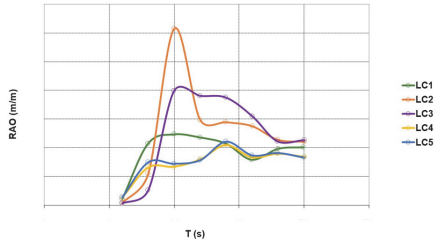


Fig. 8. Función de transferencia. Olas regulares

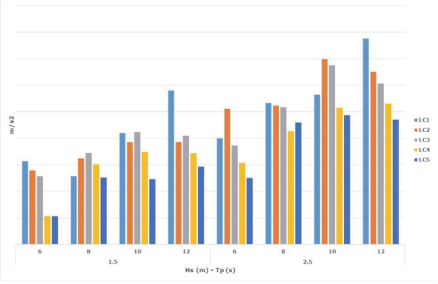


Fig. 9. Análisis estadísticos. Olas irregulares

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Alternativas de gestión del material de dragado contaminado: matriz multicriterio. Aplicación al Puerto de Avilés

Sánchez-Luzón, Olga Mª

[a] Jefa de Dpto. de Infraestructuras y Conservación (Autoridad Portuaria de Avilés. España) osanchez@puertoaviles.com

Resumen

Las nuevas "Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre", aprobadas en 2014 en España, es el documento de referencia para gestionar actualmente los dragados portuarios en dicho país. Las novedades que incorpora frente a su documento predecesor puede ocasionar cambios significativos en la gestión del material de dragado, sobre todo en lo que a material contaminado se refiere, y por tanto, tener una repercusión muy significativa en la cuenta de resultados de la entidad promotora.

El presente artículo ofrece un análisis multicriterio de las diferentes alternativas de gestión para el material de dragado contaminado contempladas en dicho documento, para elegir aquella que sea la más adecuada. Se analizan técnicas de confinamiento duro y blando como son: capping sobre lecho marino, capping en fosa marina excavada, capping en recinto sumergido, confinamiento en recinto emergente y tratamientos de descontaminación. Todas ellas desde un punto de vista multicriterio: económico, social, ambiental, temporal y técnico.

El interés del análisis radica en que a pesar de haber adaptado las variables al caso concreto del Puerto de Avilés, el análisis arroja órdenes de magnitud y valores relativos que pueden ser de aplicación, de manera total o parcial, para otros puertos.

Palabras clave: *dragado, gestión, contaminado, categoría C, directrices, capping, recinto, vertido, descontaminación, confinamiento, aislamiento, metales pesados, residuos, reubicación, Avilés.*

1. Introducción

En el año 1994, el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organismo adscrito a los Ministerios de Fomento y de Transición Ecológica del Gobierno de España, publicó las *"Recomendaciones para la gestión del material dragado en los puertos españoles. 1994"* (en adelante "*RGMD*"). A falta de una normativa específica en este país que regulara las operaciones de dragado, estas recomendaciones han sido la guía técnica utilizada para gestionar el material de dragado en los puertos españoles, tanto de titularidad estatal como autonómica, siendo también un documento técnico de referencia para otros muchos países.

Los avances acontecidos desde su publicación tanto en el ámbito de los Convenios Internacionales para la protección del medio marino (Óspar, Londres, Barcelona) como en la legislación comunitaria, así como en el conocimiento técnico y científico, obligaban a su revisión para adaptarlas a este nuevo contexto. De este modo, en el año 2014 son aprobadas por la Comisión Interministerial de Estrategias Marinas las nuevas "*Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre"* (en adelante "*DCMD*"), que sustituyen a las anteriores. Desde que éstas últimas empezaron a aplicarse en los dragados de los puertos españoles, han sido revisadas en dos ocasiones (años 2015 y 2017). Dicho documento sigue aún en revisión, aunque en breve será publicado el texto definitivo, ya con rango de Ley.

Las principales novedades que introducen las nuevas directrices frente a las antiguas recomendaciones pueden suponer para algunos puertos modificaciones importantes en la gestión del dragado, sobre todo en lo que a material contaminado se refiere, lo cual puede llegar a afectar significativamente al ámbito económico de la entidad, como se verá más adelante.

Esto se debe a que estas nuevas Directrices modifican los Niveles de Acción, es decir, los límites en la concentración de metales pesados que sirven para caracterizar el material de dragado. Las nuevas DCMD contemplan las categorías **A, B, C y R** (*A*: no contaminado; *B*: algo contaminado; *C*: muy contaminado y *R*: residuo no peligroso), frente a la nomenclatura anterior de **I, II** y **II** (*I*: no contaminado; *II*: algo contaminado; *III*: muy contaminado) (*ver Tabla 1*). Además, estas nuevas Directrices son mucho más conservadoras que sus predecesoras y esto implica que Puertos que anteriormente contaban

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

con materiales de una determinada categoría, la "II" por ejemplo y el cual podía verterse al mar, con las nuevas DCMD pueden encontrarse con categorías de rango superior, categoría "C" por ejemplo, lo que obliga a un confinamiento del mismo y un aumento considerable de los costes de gestión.

En base a lo anterior, en el Puerto de Avilés se llevó a cabo un análisis para evaluar precisamente si había cambios en la caracterización del material de dragado y la técnica de gestión de material contaminado más adecuada, de entre las propuestas en el nuevo texto.

Tabla 1. NIVELES DE ACCIÓN DE DCMD (2017)

PARÁMETRO	N.A.A	N.A.B	N.A.C
Hg (mg/kg)	0,35	0,71	2,84
Cd (mg/kg)	1,20	2,40	9,60
Pb (mg/kg)	80,0	218	600
Cu (mg/kg)	70,0	168	675
Zn (mg/kg)	205	410	1640
Cr (mg/kg)	140	340	1000
Ni (mg/kg)	30,0	63,0	234
As (mg/kg)	35,0	70,0	280
Σ 7 PCBs (mg/kg) (1)	0,05	0,18	0,54
Σ 9 HAPs (mg/kg) (2)	1,88	3,76	18,80
TBT(3) (mg Sn/kg)	0,05	0,20	1,00

(1) Suma de los congéneres IUPAC números 28, 52, 101, 118, 138, 153 y 180.
(2) Suma de los nueve recomendados por OSPAR (Antraceno, Benzo(a)antraceno, Benzo(ghi)perileno, Benzo(a)pireno, Criseno, Fluoranteno, Indeno(1,2,3-cd)pireno, Pireno y Fenantreno)
(3) TBT y sus productos de degradación (DBT y MBT)

Tabla 1. NIVELES DE ACCIÓN DE RGMD (1994)

PARÁMETRO		N.A.1		N.A.2	
Hg (mg/kg)	CATEGORIA I	0,6	CATEGORÍA II	3	CATEGORÍA III
Cd (mg/kg)		1		5	
Pb (mg/kg)		120		600	
Cu (mg/kg)		100		400	
Zn (mg/kg)		500		3000	
Cr (mg/kg)		200		1000	
Ni (mg/kg)		100		400	
As (mg/kg)		80		200	
Σ7PCBs (mg/kg)		0,03		0,1	

Tabla 1. Nieves de Acción de RGMD y DCMD. Fuente: RGMD, 1994 y DCMD, 2015

2. Caracterización del material de dragado en el Puerto de Avilés

Según las nuevas DMGD, en el Puerto de Avilés se encuentra material de dragado categorizado como A, B, C y R, distribuido espacialmente como se muestra en la figura 1. La contaminación en las categorías C y R se presenta principalmente por un alto contenido en metales pesados como: Cd, Hg, Pb y Zc.

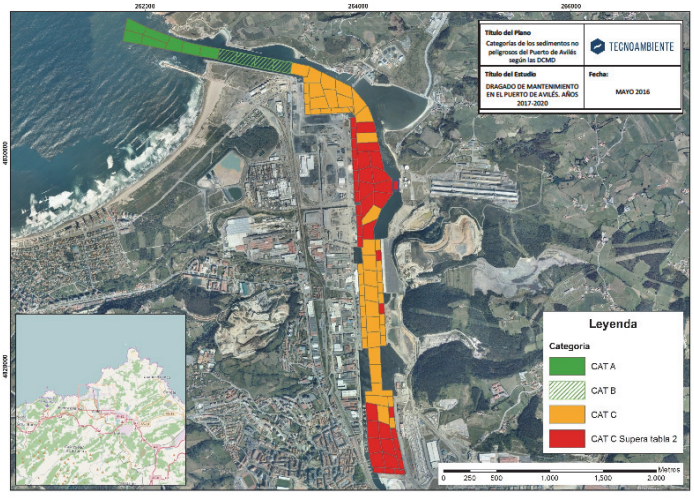


Fig. 1. Distribución del material de dragado en el Puerto de Avilés caracterizado según las nuevas DCMD. Fuente: propia

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Dicha contaminación tiene su origen en la industria pesada (metalurgia) y química que rodea al Puerto de Avilés, cuyos vertidos a su Ría vienen produciéndose desde su implantación, allá por la segunda mitad del siglo XX

Estos mismos materiales quedaban caracterizados como tipo I y II con las antiguas RGMD, y por tanto se gestionaban en su totalidad mediante vertido en recinto marino autorizado con vertido libre desde la draga. Sin embargo, las nuevas DCMD obligan a un confinamiento del material C y R o a la aplicación de técnicas de descontaminación. Esto ha ocasionado que la gestión del material dragado en el Puerto de Avilés varíe sustancialmente respecto a lo que venía haciéndose históricamente y haya sido necesario un análisis multicriterio para elegir la técnica de gestión de confinamiento más adecuada en este nuevo contexto.

3. Alternativas analizadas para la gestión de material contaminado de categorías C o R

Las alternativas de vertido del material de dragado propuestas en las nuevas DCMD y que se analizan en el presente artículo son:

Alternativa 0: vertido libre en recinto marino autorizado, mediante apertura de cántara de la draga. Esta será tomada como alternativa de referencia, al ser la técnica de gestión más empleada hasta la aprobación de las nuevas DCMD en 2014, al objeto de tener una base comparativa con el resto de alternativas.

Alternativa 1: “capping” sobre lecho marino. Se trata de depositar controladamente el material de dragado en el lecho marino y cubrirlo después con una capa de arena limpia para aislarlo del medio.

Alternativa 2: “capping” en fosa excavada. Ídem a anterior pero la operación se realiza en una fosa excavada en el lecho marino.

Alternativa 3: confinamiento en recinto sumergido, también conocido como confinamiento lateral. Ídem a la alternativa 1 pero el material se rodea con motas de material granular impermeables para evitar su dispersión en caso de la existencia de corrientes marinas.

Alternativa 4: recinto emergente. Se trata de construir un recinto adosado a tierra, que se rellena con el material de dragado hasta que éste alcance la superficie.

Alternativa 5: retirada a planta de tratamiento o vertedero terrestre autorizado.

Alternativa 6: tratamiento de descontaminación

4. Análisis del coste de cada alternativa

4.1 Datos de partida

Para la estimación de costes, es necesario fijar los siguientes parámetros:

- Tipo de material a dragar: arenas medias, finas o fangos.
- Tipo de draga: succión en marcha de 5.000m^3 de cántara. Éste tamaño dispone de brazos de succión con longitudes suficientes para dragar/depositar el material dragado a 30-40m de profundidad.
- Volúmenes de dragado considerados: 5.000m^3, 20.000m^3, 100.000m^3 y 200.000m^3.
- Distancia al punto de vertido marino autorizado: 5,5km
- Profundidad del lecho marino donde se deposita/vierte el material de dragado: 30-40m
- Espesor de capa de arena limpia que se utilizará para sellar el material de dragado contaminado: 50cm

A continuación se detallan los resultados del análisis para un volumen de dragado de 5.000m3, aunque finalmente se presenta una tabla resumen junto con el resto de volúmenes considerados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.2 Alternativa 0: vertido libre al mar, en recinto marino autorizado

Se toma esta como alternativa de referencia por ser la que venía aplicándose hasta 2014, antes de que se aprobaran las nuevas DCMD. Consiste en verter el material de dragado directamente desde la draga, mediante la apertura de la cántara, en un área marina autorizada para ello.

El coste del metro cúbico de dragado en este caso ronda los 3,63€/m^3, obtenidos según la hoja de cálculo representada en la tabla 2.

PRECIO M³ - DRAGADO CON DRAGA DE SUCCIÓN EN MARCHA Y VERTIDO DIRECTO AL MAR		
Dragado con draga de succión en marcha, en material suelto o ligeramente cohesivo. El precio incluye el dragado en aguas interiores del puerto y su vertido en aguas abiertas mediante apertura de cántara, en recinto marino situado a menos de 10 km de la zona de dragado.		
1.- JUSTIFICACIÓN DE LOS MEDIOS NECESARIOS		
Rendimiento de la draga TSHD de **5.000 m³** de cántara	3.300	m³/h
2.- COSTE SEMANAL TREN DE DRAGADO		
Draga de 5.000 m³ (Ejecución, reparaciones y pp movliz.)	300.000	€
Embarcación auxiliar y equipos de sondeos	30.000	€
Staff y Topografía	23.000	€
Consignatario y varios	5.000	€
TOTAL	358.000	€
3.- CICLO		
Dragar y maniobrar	60	'
Navegación en carga (media de 5,5 km a 4 Nd)	45	'
Descarga por apertura de compuertas del casco	10	'
Navegación en lastre (media de 5,5 km a 4 Nd)	45	'
Total (min)	160	'
TOTAL (h)	2,6666667	hrs
Carga media en cántara/viaje	5.000	m³
Carga media volumen excavado	3.000	m³
Carga media en perfil dragado	2.700	m³
Tiempo total de la semana	168	h
-T reparación y combustible	20	h
-T tráfico	13	h
-T mal tiempo	19	h
Tiempo útil a la semana	116	h
Ciclos por semana	43,50	ud
Producción por semana	117.450,00	m³
4.- VALORACIÓN ECONÓMICA		
Coste m³ dragado sobre perfil (PEM)	3,05	€ /m^3
19% B.I y G.G	0,58	€
Coste m³ dragado sobre perfil (sin IVA)	**3,63**	**€ /m^3**

Tabla 2. Estimación del precio de referencia unitario de dragado. Fuente: propia

4.3 Alternativa 1: "capping" sobre lecho marino

La colocación controlada del material de dragado sobre el lecho marino a 30-40m de profundidad puede llevarse a cabo con el brazo de succión de la propia draga, invirtiendo la bomba y vaciando la cántara a través de él. El precio unitario del dragado aumenta de 3,63 €/m^3 a 4 €/m^3 por el menor rendimiento en el vaciado, ya que de este modo tarda una hora aproximadamente en vaciar la cántara frente a los diez minutos que tardaba al verter por apertura de cántara. Si a lo anterior se le añade el dragado adicional de 3.000m^3 de arena limpia necesarios para cubrir el material de dragado contaminado y su colocación posterior para llevar a cabo el "capping" o sellado del mismo, el precio unitario final, repercutido sobre los 5.000m^3 de dragado considerados, asciende a 7,62 €/m^3. Lo que supone un aumento de un 109,84% respecto al precio de gestión que venía aplicándose con las anteriores RGMD. Ver figura 2

Tabla 1

Comparativa COSTE M3 CON/SIN CAPPING en lecho marino en el Puerto de Avilés

	Con Capping			Vertido por apertura cántara		
	Precio unitario (€/m3)	Medición	Importe	precio unitario (€)	Medición	Importe (€/m3)
DRAGADO		8.000,00				
Dragado	*4,00*	*5.000,00*	*20.000,00*	3,05	*5.000,00*	15.250,00
Arena para capping	*4,00*	*3.000,00*	*12.000,00*			
Total PEM			**32.000,00**			**15.250,00**
G.G. 13%			4.160,00			1.982,50
B.I. 6%			1.920,00			915,00
Total PEC			**38.080,00**			**18.147,50**
Coste real por metro cúbico en (PEC):			**7,62**			**3,63**
incremento en %			**109,84%**			
Superficie recinto de vertido marino:	*500x500m2=*	*250.000,00*	*m2*			
Se ocupa 1/50 de la superficie con el depósito:		*5.000,00*	*m2*			
Espesor de capa dragado contaminado		*1,00*	*m*			
Vol. para cubrición con 50cm de espesor:		*3.000,00*	*m3*			

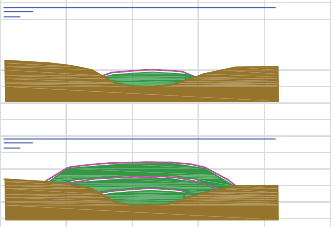


Fig. 2. Cálculo coste total de dragado con técnica de gestión de "capping" sobre lecho marino. Fuente: propia

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Como puede verse en la figura 3, desde el punto de vista temporal esta técnica puede ser aplicada tanto en dragados de primer establecimiento como en dragados periódicos, ya que permite la colocación de nuevas capas de material sobre las anteriores. El límite estará cuando se alcance la cota a la que existan corrientes marinas que pongan en riesgo la permanencia del material depositado o la navegación en la zona. En este caso interesa reducir el área de depósito en el lecho marino todo lo posible, a costa de aumentar la altura de depósito. Esto repercutirá en una menor afección ambiental superficial en el lecho y en una reducción del volumen de arena necesario para llevar a cabo el capping. Por último y desde el punto de vista técnico, se lleva a cabo con relativa facilidad y con medios existentes en el mercado. Solo habría que adaptar la boca del tubo de expulsión para evitar horadar el lecho marino.

4.4 Alternativa 2: "capping" en fosa excavada

Esta técnica es idéntica a la anterior pero previamente se excava una fosa en el lecho marino para colocar en su interior el material de dragado. Se usa cuando hay limitación de calado o existencia de corrientes que pongan en riesgo la permanencia del material en el lugar. El volumen que ha de tener la fosa debe ser, al menos tres veces el volumen del material a dragar, ya que éste último suele transportarse con 2 partes de agua y 1 de material. Repercutiendo los costes adicionales de esta gestión, el precio del dragado aumenta de 3,63 €/m^3 a 36,26 €/m^3 por dos motivos (ver figura 3):

- Menor rendimiento de la draga, ya que tarda una hora en vaciar la cántara frente a los diez minutos que tardaba al verter por apertura de cántara.
- Hace dos dragados adicionales: el de la fosa y el de cubrición del material de dragado con el material extraído de la propia fosa

Comparativa coste del m3 con FOSA EXCAVADA¬ VERTIDO DIRECTO en el Puerto de Avilés

	En fosa excavada y caping			Vertido Directo		
	Precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe	precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe
DRAGADO						
m3 fosa	5,17	***22.400,00***	115.808,00			
m3 dragado	4,00	***5.000,00***	20.000,00	3,05	***5.000,00***	15.250,00
m3 recubrimiento	5,17	***3.200,00***	16.544,00			
Total PEM			**152.352,00**			**15.250,00**
19%			28.946,88			2.897,50
Total PEC			**181.298,88**			**18.147,50**
Coste real por metro cúbico en (PEC):			**36,26**			**3,63**
incremento en %			**899,03%**			

FOSA	largo (m)	ancho (m)	alto (m)	vol (m3)	t (años)
Vol. Dragado (1 año)				*5.000,00*	*1,00*
Volumen a alojar en la fosa (dragadox3):	*80,00*	*80,00*	*2,50*	*16.000,00*	
volumen capping (50 cm)	*80,00*	*80,00*	*0,50*	*3.200,00*	
volumen resguardo 50cm				*3.200,00*	
Volumen total de fosa				22.400,00	

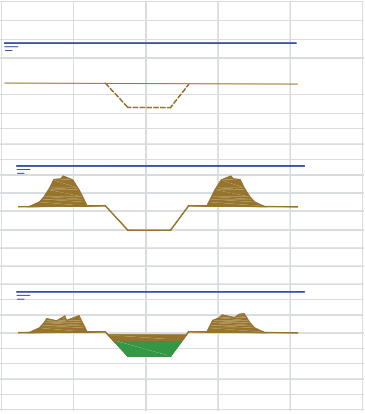


Fig. 3. Cálculo coste total de dragado con técnica de gestión de "capping" en fosa excavada. Fuente: propia

Desde el punto de vista ambiental y temporal, esta técnica es más adecuada para dragados de primer establecimiento. En el caso de dragados de mantenimiento periódicos habría que ejecutar una fosa nueva para cada campaña de dragado y la superficie de lecho marino afectada tras varios dragados sería enorme. Por otro lado, desde el punto de vista técnico, presenta dudas sobre el tiempo que la fosa permanece abierta y las motas de excavación estables, mientras se realiza la operación de dragado.

4.5 Alternativa 3: con confinamiento lateral

Esta técnica es idéntica a la alternativa 1, pero se le añade un confinamiento lateral con motas de material granular, creando un recinto sumergido que rodea al material depositado. Éste se construye para evitar la posible dispersión del material dragado y del sellado cuando hay sospechas de corrientes marinas en la zona cercanas al lecho. Para asegurar que no se escapa material contaminado a través de las motas del confinamiento lateral, antes debe colocarse una lámina impermeabilizante del lado que está en contacto con el material de dragado. Esta operación requiere la ayuda de buzos.

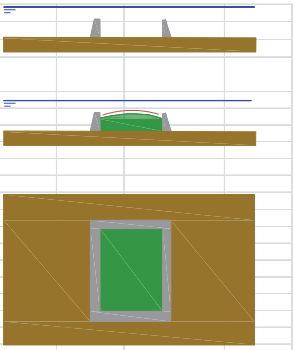
Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El volumen que ha de tener el recinto debe ser, de al menos tres veces el volumen del material a dragar, ya que éste último suele transportarse con 2 partes de agua y 1 de material. El precio del dragado en este caso aumenta de 3,63 €/m^3 a 190,90 €/m^3 por tres motivos (ver figura 4):

- Menor rendimiento de la draga, ya que tarda una hora en vaciar la cántara frente a los diez minutos que tardaba al verter por apertura de cántara
- Dragado adicional de la capa de cobertura
- Repercusión del coste de construcción del recinto submarino sobre el metro cúbico de dragado

Comparativa coste del m3 con CONFINAMIENTO LATERAL Y CAPPING ¬ VERTIDO DIRECTO en el Puerto de Avilés

	Con confinamiento lateral y capping			Vertido Directo		
	Precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe	precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe
DRAGADO				3,05	5.000,00	**15.250,00**
m3 dragado	4,00	***5.000,00***	20.000,00		***5.000,00***	
m3 recubrimiento	4,00	***3.750,00***	15.000,00			
Construccion recinto			767.085,83			
Total PEM			**802.085,83**			**15.250,00**
19% GG y BI			152.396,31			2.897,50
Total PE (sin IVA)			**954.482,14**			**18.147,50**
Coste real por metro cúbico (sin IVA):			**190,90**			**3,05**
incremento en %			**6158,90%**			



CONFINAMIENTO LATERAL SUMERGIDO CAPPING:

	largo (m)	ancho (m)	alto (m)	vol (m3)	t (años)	Superficie (m2	Vol. total	Precio un(€)	PEM (€)	
Vol. Dragado (1 año)				*5.000,00*	*1,00*		*5.000,00*			
Volumen mat. dragado:	*100,00*	*75,00*	*2,00*	*15.000,00*						
Volumen cobertura (50cm espesor)	*100,00*	*75,00*	*0,50*	*3.750,00*						
Volumen 1 m resguardo	*100,00*	*75,00*	*1,00*	*7.500,00*						
Vol. del recinto sumergido				***26.250,00***						
Motas de pedraplen con gánguil	*100,00*	*75,00*				*32,38*	*14.373,13*	*25,75*	*370.107,97*	
Adquisición lámina impermeable para motas						*4.422,60*		*6,10*	*26.977,86*	
Colocación lámina impermeable con ayuda de buzos									*200.000,00*	
Embarcacion para colocacion lámina impermeable									*140.000,00*	
Movilizacion de gánguiles y embarcaciones aux.								*30.000,00*	*30.000,00*	
Total Construcción recinto sumergido:									**767.085,83**	€
Repercusión por m3 de dragado (PEM):									153,42	€/m3
Repercusión por m3 de dragado (PEC):									182,57	€/m3

Fig. 4. Cálculo coste total de dragado con técnica de gestión de confinamiento lateral. Fuente: propia

Desde el punto de vista temporal y medioambiental, esta técnica no es recomendable para dragados de mantenimiento periódicos por el mismo motivo que en el caso anterior, aunque la superficie de lecho marino afectada sería algo menor si se van adosando unos recintos a otros. Desde el punto de vista técnico puede presentar alguna dificultad, sobre todo en la impermeabilización del recinto. En este caso se ha planteado con la colocación de láminas impermeables de polietileno con ayuda de buzos, operación que presenta cierta complejidad e incertidumbre en su valoración al trabajar en mar abierto y a profundidades superiores a los 30m. Desde el punto de vista económico, se trata de una operación de coste elevado.

4.6 Alternativa 4: con recinto emergente

Estos recintos son rentables si tienen capacidad para albergar del orden de millones de metros cúbicos y se utilizan para varias campañas de dragado consecutivas, finalizando su vida útil una vez que se colmata. El material de dragado que termina emergiendo, es sellado con material granular limpio y la nueva superficie de tierra que se genera suele ser aprovechada por el puerto para ampliar la zona de servicio con nuevos muelles. El precio del dragado en este caso aumenta de 3,63 €/m^3 a 24,75 €/m^3 por dos motivos:

- Menor rendimiento de la draga, ya que tarda una hora en vaciar la cántara a través de la tubería de impulsión que va al recinto emergente, frente a los diez minutos que tardaba al verter por cántara.
- Repercusión del coste de construcción del recinto emergente sobre el metro cúbico de dragado.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Comparativa coste del m3 en RECINTO EMERGENTE¬ VERTIDO DIRECTO en el Puerto de Avilés

	En recinto emergente			Vertido Directo		
	Precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe	precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe
DRAGADO				3,05	5.000,00	**15.250,00**
m3 dragado	4,00	***5.000,00***	20.000,00		***5.000,00***	
repercusión coste construccion recinto	4,80	***5.000,00***	23.992,83			
Mantenimineto recinto y equipos de tierra			60.000,00			
Total PEM			**103.992,83**			**15.250,00**
19% GG y BI			19.758,64			2.897,50
Total PE (sin IVA)			**123.751,47**			**18.147,50**
Coste real por metro cúbico (sin IVA):			**24,75**			**3,63**
incremento en %			**581,92%**			

CONFINAMIENTO EMERGIDO y CAPPING:	largo (m)	ancho (m)	alto (m)	vol (m3)	t (años)	PEM (€)
Vol. Dragado (1 año)				*5.000,00*	*340,00*	
Coste contrucción recinto (PEM)				*1.700.000,00*		*6.526.050,42*
Repercusión por m3 de dragado (PEM):						4,80 €/m3
Repercusión por m3 de dragado (PEC):						5,71 €/m3

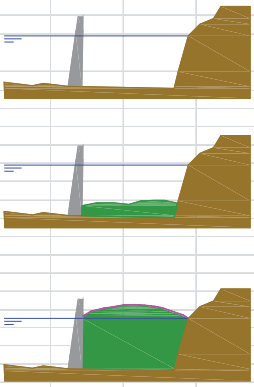


Fig. 5. Cálculo coste total de dragado con técnica de gestión de recito emergente. Fuente: propia

Desde el punto de vista temporal, esta técnica es ideal en dragados de mantenimiento y solo es aplicable en casos de dragados de primer establecimiento cuando con él se llegue a agotar la capacidad del recinto. Desde el punto de vista ambiental no suele tener afecciones negativas, ya que se construyen adosados a terrenos portuarios o diques existentes, es decir, en zonas ya antropizadas. Desde el punto de vista económico, más rentable cuanto mayor sea su capacidad.

4.7 Retirada a planta de tratamiento o vertedero terrestre autorizado

Esta técnica consiste trasladar el material de dragado a una planta de tratamiento o a un vertedero autorizado terrestre para su gestión como residuo. Para reducir al mínimo el volumen de material a trasladar y que el ritmo de entrada en la planta no provoque su desbordamiento, se hace necesaria la construcción previa de un recinto en tierra donde alojar y desecar el material que sale directamente de la draga. Para el análisis actual se ha considerado un recinto terrestre capaz de alojar el material dragado de dos años consecutivos, por si en un año no fuese posible gestionar el material de la campaña anterior, ya que la alta pluviometría del Norte de España no ayudaría en el secado del material de dragado. El recinto debe dotarse además de depuradora y balsa de recogida de lixiviados, de manera que se gestionen por separado la parte sólida de la líquida para abaratar costes de gestión en planta de tratamiento. El precio del dragado en este caso aumenta de 3,63 €/m^3 a 97,89 €/m^3 por tres motivos (ver figura 6):

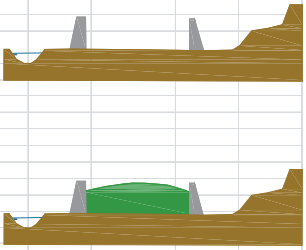
- Menor rendimiento de la draga, ya que tarda una hora en vaciar la cántara a través de la tubería de impulsión que va al recinto terrestre, frente a los diez minutos que tardaba al verter por cántara.
- Repercusión del coste de construcción del recinto en tierra sobre el metro cúbico de dragado.
- Repercusión de los costes de entrega del material en planta de tratamiento.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Comparativa coste del m3 RECINTO EN TIERRA Y VACIADO PERIÓDICO¬ VERTIDO DIRECTO en el Puerto de Avilés

El recinto terrestre incluye desecado, control de lixiviados y retirada a vertedero autorizado

	Recinto terrestre, desecación y tto. Lixiv.			Vertido Directo		
	Precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe	precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe
DRAGADO	15,71	5.000,00	78.552,53	3,05	5.000,00	**15.250,00**
m3 dragado y vertido por tuberia a tierra	*5,21*	*5.000,00*				
repercusion coste recinto y Tto (calculado para 8 años).	*10,50*					
Volteo y desecación de materiales en recinto	21,76	5.000,00	108.800,00			
Gestion lixiviados (retirada a planta tto.)	239,00	300,00	71.700,00			
Gestion parte solida (retirada a planta tto.)	30,45	5.000,00	152.250,00			
Total PEM			**411.302,53**			**15.250,00**
19% BI y GG			78.147,48			2.897,50
Total PE (sin IVA)			**489.450,01**			**18.147,50**
Coste real por metro cúbico en (PEC):			**97,89**			**3,63**
incremento en %			**2597,07%**			



CONFINAMIENTO EN TIERRA Y RETIRADA A COGERSA:	largo (m)	ancho (m)	alto (m)	vol (m3)	t (años)	Suerficie (m2	Vol. total	Precio un(€)	Importe (€)
Vol. Dragado (1 año)				*5.000,00*	*8,00*		*120.000,00*		
Volumen a alojar en el recinto:	*100,00*	*100,00*	*1,50*	*15.000,00*					
Volumen de 1m capa cobertura	*100,00*	*100,00*	*1,00*	*10.000,00*					
Volumen 1,5m resguardo	*100,00*	*100,00*	*1,50*	*15.000,00*					
Volumen total del recinto:				***40.000,00***					
Motas de todo-uno y nucleo de arcilla	*100,00*	*100,00*		*9.234,37*				*8,30*	*76.645,24*
Lámina impermeabilizadora	*100,00*	*100,00*				*14.850,91*		*3,50*	*51.978,18*
Coste de oportunidad (tasa de ocupación 8 años)	*100,00*	*100,00*						*25,71*	*25.708,80*
Coste mtto. depuradora (t=8 años)									*265.600,00*
Total Construcción recinto:						10400			**419.932,23** €
Repercusión por m3 de dragado (PEM):									10,50 €/m3
Repercusión por m3 de dragado (PEC):									12,49 €/m3

Fig. 6. Cálculo coste total de dragado con retirada a planta de tratamiento autorizada. Fuente: propia

Esta técnica es más adecuada para dragados de mantenimiento. De lo contrario, la repercusión de los costes de construcción del recinto sobre un solo dragado sería inasumible. Además ha de disponerse de espacio en tierra suficiente para ejecutar dicho recinto. Técnicamente no tiene complejidad alguna. Y desde el punto de vista ambiental, es probablemente de las mejores gestiones que pueden llevarse a cabo ya que se estaría "limpiando" el lecho marino y podría entenderse como un dragado ambiental. Por último, advertir que al pasar el material a tierra, el promotor debe darse de alta como gestor y productor de residuos.

4.8 Tratamiento de descontaminación en tierra

Esta técnica consiste descontaminar el material de dragado a una planta de tratamiento portátil que adquiere el promotor. La fracción contaminada debe retirarse y gestionarse en vertedero autorizado, mientras que a la parte descontaminada se le da un uso productivo, como puede ser aporte de material en una playa. Se hace necesaria además la construcción de un recinto terrestre donde alojar y secar el material que sale directamente de la draga. Para el análisis actual se ha considerado un recinto capaz de alojar el material dragado de una sola campaña. El recinto estará dotado de depuradora y balsa de recogida de lixiviados, de manera que se gestionen por separado la parte sólida de la liquida.

El precio del dragado en este caso aumenta de 3,63 €/m^3 a 270,88 €/m^3 por cinco motivos:

- Menor rendimiento de la draga, ya que tarda una hora en vaciar la cántara a través de la tubería de impulsión que va al recinto terrestre, frente a los diez minutos que tardaba al verter por cántara.
- Repercusión del coste de construcción del recinto en tierra sobre el metro cúbico de dragado.
- Repercusión de los costes de entrega de los lixiviados en planta de tratamiento autorizada.
- Repercusión de los costes de adquisición de la planta de descontaminación.
- Devolución del material limpio al mar.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Comparativa coste del m3 con DESCONTAMINACIÓN¬ VERTIDO DIRECTO en el Puerto de Avilés										
Incluye desecado en recinto terrestre, descontaminación y retirada del material										
	Recinto terrestre, desecación y descontam.			Vertido Directo						
	Precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe	precio unitario (€)	Medición (m3)	Importe				
DRAGADO	14,88	5.000,00	74.391,53	3,05	5.000,00	**15.250,00**				
m3 dragado y vertido por tubería	*4,38*	*5.000,00*								
repercusion coste recinto y Tto.	*10,50*									
Repercusión adquisición planta tratamiento (T=8 años)			448.174,38							
Coste tratamiento y descontam. material	102,60	5.000,00	513.000,00							
Gestion parte solida (devolución del 80% al mar)	5,00	4.000,00	20.000,00							
Gestion parte liquida (retirada 5% a COGERSA)	239,00	250,00	59.750,00							
Gestion parte solida contaminada (15% a COGERSA)	30,45	750,00	22.837,50							
Total PEM			**1.138.153,40**			**15.250,00**				
19% BI y GG			216.249,15			2.897,50				
Total PE (sin IVA)			**1.354.402,55**			**18.147,50**				
Coste real por metro cúbico en (PEC):			**270,88**			**3,63**				
incremento en %			**7363,30%**							
RECINTO EN TIERRA		largo (m)	ancho (m)	alto (m)	vol (m3)	t (años)	Suerficie (m2	Vol. total	Precio un(€)	Importe (€)
Vol. Dragado (1 año)					*5.000,00*	*8,00*		*120.000,00*		
Volumen a alojar en el recinto:		*100,00*	*100,00*	*1,50*	*15.000,00*					
Volumen de 1m capa cobertura		*100,00*	*100,00*	*1,00*	*10.000,00*					
Volumen 1,5m resguardo		*100,00*	*100,00*	*1,50*	*15.000,00*					
Volumen total del recinto:					***40.000,00***					
Motas de todo-uno y nucleo de arcilla		*100,00*	*100,00*		*9.234,37*				*8,30*	*76.645,24*
Lámina impermeabilizadora		*100,00*	*100,00*				*14.850,91*		*3,50*	*51.978,18*
Coste de oportunidad(tasa de ocupación)para 8 años		*100,00*	*100,00*						*25,71*	*25.708,80*
Coste mtto. depuradora (t=8 años)										*265.600,00*
Total Construcción recinto:							10400			**419.932,23**
Repercusión por m3 de dragado (PEM):										10,50
Repercusión por m3 de dragado (PEC):										12,49

Fig. 7. Cálculo coste total de dragado con descontaminación. Fuente: propia

Esta técnica es más adecuada para dragados de mantenimiento. En caso contrario la repercusión de los costes de construcción del recinto y de adquisición de planta de descontaminación sobre un solo dragado sería inasumible. Además ha de disponerse de espacio suficiente en tierra para el recinto y ubicar la planta. Técnicamente no tiene grandes complejidades pero necesita de un equipo humano en tierra que gestione y mantenga ambas instalaciones. Desde el punto de vista ambiental, es probablemente la mejor gestión que puede llevarse a cabo ya que se estaría "limpiando" el lecho marino y podría entenderse como un dragado ambiental, además de que el material limpio se devuelve al mar con un uso productivo. Por último y al igual que en el caso anterior, advertir que al pasar el material el promotor debe darse de alta como gestor y productor de residuos. Sin embargo, los elevados costes hacen que no resulte, en general, una alternativa viable.

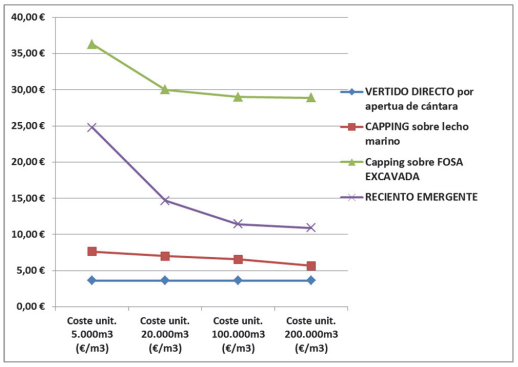
4.9 Análisis del coste de cada alternativa y consecuencias

En la figura 8 se presenta un resumen de coste unitario y total para cada alternativa y para cada volumen de dragado considerado. En ella se pone de manifiesto de que el precio unitario de dragado disminuye inversamente proporcional al volumen total de dragado, excepto para las técnicas de "capping" sobre lecho marino y de "recinto en tierra y retirada a planta de tratamiento o vertedero autorizado", para las que el precio unitario permanece prácticamente invariable.

Por otro lado, se aprecia que hay un incremento considerable en el precio unitario de 3,63€/m3 que venía aplicándose con la técnica de gestión de "Vertido directo por apertura de cántara" al aplicar las antiguas DCMD, frente a las técnicas que corresponde aplicar con las nuevas DGMD en el caso de que el material de dragado pase a caracterizarse como *C* o *R*. Esto implica multiplicar por 2, 10, 40 y hasta por 75 los fondos a provisionar por la entidad promotora para cubrir los costes de dragado, llegando a superar el 1.300.000 €, frente a los 18.147,50 € que se venían gastando en la gestión de los dragados cuando se aplicaban las antiguas RGMD. Este incremento de precio puede repercutir de manera directa en la cuenta de resultados de la entidad, más en el caso de tratarse de dragados de mantenimiento por ir a la cuenta de gasto y no de inversión, y aplicarse año tras año sin posibilidad de recuperación. Para analizar esta repercusión en el caso del Puerto de Avilés, se ha realizado una simulación con las cuentas anuales desde 2014-2022 y que se muestran en la *tabla 3*, en la cual se ha introducido a partir del año 2018 un sobrecoste de dragado de 1.300.000 €/año en la cuenta de "Gastos y Servicios exteriores":

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Alternativa	Técnica de Gestión:	Coste unit. 5.000m3 (€/m3)	Coste unit. 20.000m3 (€/m3)	Coste unit. 100.000m3 (€/m3)	Coste unit. 200.000m3 (€/m3)	Coste dragado 5.000m3 (€)	Coste dragado 20.000m3 (€)	Coste dragado 100.000m3 (€)	Coste dragado 200.000m3 (€)
0	VERTIDO DIRECTO por apertura de cántara	3,63	3,63	3,63	3,63	18.147,50	72.590,00	362.950,00	725.900,00
1	CAPPING sobre lecho marino	7,62	6,99	6,55	5,65	38.080,00	139.825,00	654.500,00	1.130.500,00
2	Capping sobre FOSA EXCAVADA	36,26	30,01	28,98	28,88	181.298,88	600.180,78	2.898.468,13	5.775.403,20
3	CONFINAMIENTO LATERAL con capping	191,19	96,69	43,91	33,36	955.969,64	1.933.856,35	4.391.175,57	6.671.460,35
4	RECIENTO EMERGENTE	24,75	14,64	11,42	10,89	123.751,47	292.705,88	1.142.229,41	2.177.358,82
5	RECINTO EN TIERRA y retirada a vertedero autorizado	97,89	89,42	88,28	88,14	489.450,01	1.788.403,06	8.827.560,09	17.628.509,15
6	DESCONTAMINACIÓN	270,88	183,72	160,15	157,23	1.354.402,55	3.674.374,46	16.015.173,01	31.445.135,52



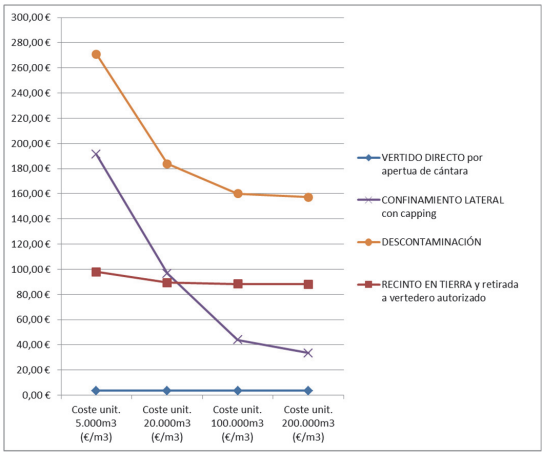


Fig. 8. Coste unitario y total de cada alternativa de gestión para 5.000, 20.000, 100.000 y 200.000 m³ de dragado. Fuente: propia

		2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022
ESCENARIO CON NUEVAS DCMD		Miles de euros								
MAGNITUDES DE LA CUENTA DE RESULTADOS	CIFRA DE NEGOCIO	13.677	15.272	15.692	15.783	15.716	15.666	15.678	15.687	15.695
	GASTOS X SERVICIOS EXTERIORES	2.725	2.249	2.682	2.719	4.043	4.181	4.183	4.183	4.183
	AMORTIZACIONES	6.405	7.339	7.355	7.256	7.304	7.864	8.277	8.386	8.527
	GASTOS DE PERSONAL	3.892	3.669	3.696	3.674	4.056	4.332	4.523	4.523	4.523
	MARGEN NETO (RTDO. INTERNO DE EXPLOTACIÓN)	-578	869	621	630	-1.057	-1.981	-2.599	-2.717	-2.866
	RESULTADO DEL EJERCICIO	2.630	4.973	3.275	3.597	1.124	338	-257	-347	-506
MAGNITUDES PATRIMONIALES	EFECTIVO Y ACTIVOS LIQUIDOS	6.457	10.215	8.960	13.293	10.988	10.980	8.011	3.551	1.098
	FONDO DE MANIOBRA	4.810	7.706	9.353	12.822	12.919	11.168	7.992	3.371	1.191
	PATRIMONIO	143.225	145.837	146.650	147.893	146.729	144.874	142.424	139.884	137.185

Tabla.3. Repercusión de un dragado cuyo coste asciende a 1.300.000€ a partir de 2018 sobre la cuenta de resultados de la Autoridad Portuaria de Avilés. Fuente: propia

Como puede apreciarse en la tabla 3, el margen neto de explotación a partir de 2018 pasa a números negativos e *in crescendo*, de modo que a partir de 2020 el resultado del ejercicio da un saldo negativo. Por otro lado, los "gastos de personal", que rondan los 3,6 - 4,5 millones de euros/año, dejarían de poder pagarse a partir de 2021, ya que el "Efectivo y Líquido" queda por debajo de dicha cifra. Queda por tanto claro que, en la situación actual, hay alternativas de gestión que la Autoridad Portuaria de Avilés no podría asumir porque la llevarían a un escenario insostenible desde el punto de vista económico. Tras realizar este análisis para importes de dragado inferiores, se ha detectado que la Autoridad Portuaria de Avilés solo podría asumir a día de hoy un coste de dragado anual máximo de unos 700.000€/año.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

5. Análisis multicriterio: matriz de decisión

Para llegar a determinar qué alternativa de gestión de dragado de las analizadas es la más adecuada, el análisis debe hacerse valorando multitud de aspectos, cuantos más mejor. En este caso se valora la afección medioambiental, social, espacio-temporal y dificultad técnica de cada alternativa, antes de establecer cuál es la más factible y viable. Por tanto, la decisión debe estar basada en criterios de sostenibilidad y la matriz de decisión debe ser por tanto, multivariable.

No obstante a lo anterior, hay alternativas que pueden desestimarse directamente por ser claramente inviables desde algunos de los puntos de vista anteriores. Para el caso de la Autoridad Portuaria de Avilés serían la "descontaminación" por una cuestión de inviabilidad económica y la de "recinto emergente" puesto que no dispone de espacio físico en sus márgenes para adosar un recinto.

No obstante, en este caso la matriz de decisión multicriterio se presenta completa para obtener resultados que puedan ser de utilidad para el resto de la comunidad portuaria y científica.

Para construirla, cada alternativa es evaluada bajo 4 ámbitos: afección medioambiental; temporalidad o ámbito temporal de la validez de la solución, penalizando aquellas soluciones que no sean válidas para dragados de mantenimiento periódicos; técnico, penalizando aquellas soluciones que presentan dudas razonables de su viabilidad técnica o que hay escasa experiencia en su ejecución; económico, penalizando aquellas soluciones que supongan un coste elevado.

Además de lo anterior, a cada ámbito ha de asignársele un peso sobre la puntuación final. Esto deberá hacerlo cada entidad según sus particularidades. En el caso del Puerto de Avilés se asignan los siguientes pesos a cada uno de los ámbitos anteriores: 20%, 30%, 10% y 40% ya que se trata de gestionar un dragado de mantenimiento; se trata de una entidad con poco margen para asumir sobrecostes importantes en su cuenta de explotación y cualquiera de las técnicas serian llevadas a cabo en zonas antropizadas, por lo que la afección medioambiental parece poco determinante.

Adicionalmente a lo anterior, dentro de cada ámbito se le asigna una puntuación a cada alternativa, que irá del 1 al 6 al contemplar 6 alternativas. La máxima puntuación (6) irá a la que en ese ámbito sea la más adecuada y la menor puntuación (1) a la menos adecuada o de mayor afección negativa.

Esta matriz se debería realizar para cada volumen de dragado a realizar. En nuestro caso se presenta análisis para un volumen de dragado de 5.000 m^3 y de 200.000m3 por ser suficiente para las conclusiones que se extraen.

Matriz de decisión para un dragado de mantenimiento anual 5.000m3:

Altern.	Descripción	1. Medioambi. (10%)	2. Temporalidad (40%)	3. Técnico (10%)	4. Económico (40%)	Puntuación Final
1	Con capping sobre lecho marino	3	3	6	6	4,50
2	Con capping sobre fosa excavada	1	1	2	5	2,70
3	Con confinamiento lateral	2	2	1	2	1,90
4	Con recinto emergente	4	5	5	3	4,10
5	En recinto terrestre y vaciado	5	4	3	4	4,00
6	Descontaminación	6	6	4	1	3,80

Matriz de decisión para un dragado de mantenimiento anual 200.000m3:

Altern.	Descripción	1. Medioambi. (30%)	2. Temporalidad (10%)	3. Técnico (10%)	4. Económico (50%)	Puntuación Final
1	Con capping sobre lecho marino	3	3	6	6	4,80
2	Con capping sobre fosa excavada	1	1	2	5	3,10
3	Con confinamiento lateral	2	2	1	2	1,90
4	Con recinto emergente	4	5	5	3	3,70
5	En recinto terrestre y vaciado	5	4	3	4	4,20
6	Descontaminación	6	6	4	1	3,30

Tabla.4. Matrices de decisión para la gestión del dragado en el Puerto de Avilés aplicando las DCMD. Fuente: propia

Para el volumen de 200.000m3, se varían los pesos asignados a cada ámbito de análisis por la repercusión, sobre todo en el ámbito medioambiental por la envergadura de la actuación.

No obstante y en contra de lo que a priori pudiese parecer, las matrices de decisión muestran que con independencia del volumen a dragar, la alternativa con mayor puntuación y por tanto la más adecuada para las condiciones de contorno establecidas es la alternativa 1 (capping sobre lecho marino), mientras que la más desfavorable es la número 3 (capping con confinamiento lateral). Evidentemente, dichos resultados pueden variar si cambian las condiciones de contorno y el ámbito espacio-temporal en el que se realice el dragado, solo habría que adaptar los pesos asignados a cada ámbito de las matrices de decisión presentadas y volver a calcular.

6. Conclusiones

Las nuevas *"Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre",* pueden cambiar de manera radical la gestión del material de dragado en los Puertos Españoles y tener una gran repercusión económica en la cuenta de resultados de la entidad. Es necesario por tanto hacer un análisis pormenorizado y particularizado previamente para elegir una alternativa de gestión adecuada.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para ello, las matrices de decisión multicriterio presentadas pueden resultar una herramienta útil para el promotor a la hora de seleccionar el modo de gestión del material de dragado que más se adapta a sus necesidades, en el caso de tratarse de material contaminado y que se requiera la aplicación de técnicas de confinamiento del mismo.

Agradecimientos

Rubén Marín Gallego (Autoridad Portuaria de Avilés); Alejandro Varas (Autoridad Portuaria de Avilés); Rafael Grimaldo Céspedes (Rodé Nielsen España, S.A.); Arturo Villazón (Tecnosub, S.L.U.); Juan Manuel Sánchez Enterría y Álvaro Gárate Incera (equipo asesor de Tecnosub S.L.U).

Referencias

CEDEX (1994). *Recomendaciones para la gestión del material dragado en los puertos españoles.* Madrid.

CEDEX (2015, 2017). *Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre.* Madrid.

CEDEX (2018). *Estado del arte y consideraciones preliminares para la gestión del material dragado mediante confinamiento subacuático.* Madrid.

Legislación y normas

España. *Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados. BOE, 29 de julio de 2011, núm. 181, p. 85650-85705*

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estudio numérico de la reducción de emisiones en la terminal de carbón de Tarragona. Medidas adoptadas por la Autoridad Portuaria

Martin Soldevilla, Mª Jesús[a]; Martin Hidalgo, Melva[a]; Lope Carvajal, Ana[b]; Basora Robert, JM.[c] ; Segura Ballesté, C.[c]

[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), C/ Antonio López 81,28020 Madrid, maria.j.martin@cedex.es melva.martin@cedex.es [b]Puertos del Estado, Dirección Técnica, Avenida del Partenón 10, 28042 Madrid, alope@puertos.es [c]Autoridad Portuaria de Tarragona. Paseo de la Escollera S/N, 43004 Tarragona - Dirección de Desarrollo Corporativo y Sostenibilidad, jm.basora@porttarragona.cat. Dirección de Infraestructuras, carles.segura@porttarragona.cat

Resumen

Este trabajo, realizado en colaboración con la Autoridad Portuaria de Tarragona (APT en adelante) y Puertos de Estado (PE en adelante), recoge la metodología aplicada para el cálculo numérico de la dispersión de partículas del material acopiado en la terminal de carbón del Puerto de Tarragona incluyéndose los protocolos de actuación acometidos por la APT y las mejoras conseguidas tras su implementación. El código numérico empleado es el Código computacional de Dinámica de Fluidos (CFD), Fluent.

Palabras clave: *Tarragona, carbón, emisiones, pantallas, aglomerantes, viento, Fluent.*

1. Introducción

La importancia que en los últimos años han tomado los aspectos medioambientales hace necesario disponer, en muchas zonas portuarias, de protocolos de actuación para perseverar la calidad ambiental. En este sentido, y relacionado con la actividad portuaria, ya se dispone de unos protocolos de emergencia reglados en lo relativo a los derrames.

Referente al ámbito de la manipulación y almacenamiento de graneles sólidos en puertos, PE elaboró, en el año 2015, una guía de buenas prácticas en la que, entre otros, establece recomendaciones de operación y de dotación de equipamiento que, sin obstaculizar el libre acceso a la prestación de servicios, han de tenerse en cuenta en la regulación de servicios portuarios y comerciales o en las condiciones de otorgamiento de concesiones ligadas a este tipo de tráficos. Aunque en la mayoría de los casos los problemas derivados de esta actividad son puntuales y fundamentalmente estéticos, la escasez de espacio, el aumento de la cantidad transportada que implica apilamientos más altos de la mercancía y la mayor concienciación de las autoridades y empresas por las afecciones al medio ambiente y sus posibles consecuencias en el público en general, y en particular en los trabajadores que manipulan la mercancía, están potenciado la disposición, por parte de las Autoridades Portuarias, de medidas correctoras que minimicen estos problemas.

2. Características de la Terminal de Carbón de Tarragona

Las pilas del material acopiado se distribuyen formando varias filas paralelas a la línea de atraque tal y como se refleja en la figura 1. La forma y dimensiones de las pilas son diferente y varía en el transcurso del tiempo en función del estado de carga de la instalación habiéndose considerado en este estudio el estado de máxima carga en el que la altura de las pilas sería de 20m. Las características de esta distribución es la siguiente:

- 3 parvas de carbón africano (2 aproximadamente rectangulares y 1 ovalada)
- 5 de carbón colombiano (5 pilas rectangulares y aleatoriamente distribuidas)
- 2 de carbón indonesio (2 pilas ovaladas en la parte central de la zona de acopio) y
- 1 pila de coque de petróleo (rectangular enfrentada al espaldón del dique)

El material sedimentable acopiado en las parvas de carbón de hulla es grueso siendo el 51.13% del material inferior a 250µm. Las partículas sedimentables están constituidas por más del 90% de carbón y el resto son trazas de Aluminio, Silicato, Azufre y Calcio. La distribución granulométrica de la citada fracción, inferior a 250µm, se caracteriza por una distribución gaussiana con un máximo en 112-167µm habiéndose considerado en éste estudio un tamaño de grano medio de 140µm

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

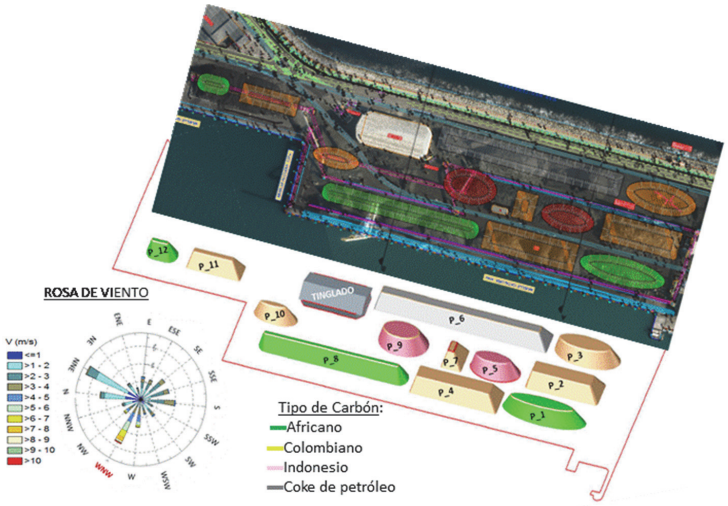


Fig.1. Distribución aproximada de las parvas de carbón prototipo y numérica

2.1 Metodología aplicada para el cálculo computacional de emisiones de partículas de material acopiado

La metodología aplicada para el cálculo de las emisiones es la recogida en la Norma AP42 *Compilation of Air Pollutant Emission Factors of United State Environmental Protection Agency (USEPA, en adelante EPA).* En dicha norma se señala que la velocidad media del viento de 10min referida a 10m sobre la superficie no es suficiente para sustentar el proceso de erosión de las partículas estableciéndose como velocidad de referencia la velocidad media de 2min, también referida a 10m de altura sobre la superficie. Esta velocidad es referida como ¨la milla ráoida del viento¨.

El perfil de velocidad de viento en la capa límite superficial de un obstáculo sigue una ley logarítmica dada por:

$$u(z) = \frac{u^*}{0.4} ln \frac{z}{z_0} \qquad (1)$$

Siendo:

$u\,(z)$= velocidad del viento (m / s).
u^* = velocidad de fricción (m / s)
z = altura sobre la superficie de ensayo (m)
z_o = altura de rugosidad (m)
0.4 = constante de von Karman

En la metodología recogida en la norma AP-4, para el cálculo de emisiones de polvo por fuentes difusas, por perturbación se entiende como la acción que resulta de la exposición a la intemperie. En una pila de almacenaje tendrá lugar una perturbación cada vez que se añada material a la pila o se remueva el material. Con este criterio el factor de emisión (EF) de polvo superficial producido por perturbaciones se expresa como:

$$EF = K \sum_{i=1}^{N} P_i \, S_i \qquad (2)$$

siendo:

k: factor multiplicador aerodinámico función del tamaño del diámetro aerodinámico (Φ) de las partículas. Dicho multiplicador se recoge en la tabla 1 para distintos tamaños de partículas

N: número de perturbaciones, por año. En el cálculo de los factores de emisión, cada zona superficial asociada a una frecuencia de perturbación diferente, debe ser tratada por separado. En el caso de una superficie perturbada diariamente $N=365$, y si lo es cada 6 meses $N=2$

P_i: Potencial de erosión, en g/m^2, correspondiente al producido por la milla más rápida del viento

S_i: área de la superficie de la pila en m^2

Diámetro aerodinámico(Φ)	$\Phi \leq 2.5$	$2.5 > \Phi \leq 5$	$5 > \Phi \leq 10$	$10 > \Phi \leq 15$	$15 < \Phi \leq 30$	$\Phi = 30$
K	0.075	0.2	0.5	0.6	0.8	1

Tabla 1. Factor aerodinámico, K, para distintos tamaños de partícula. Fuente: AP42 (EPA)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

El potencial de erosión en g/m^2 para una superficie seca de mezcla de material erosionable se puede expresar como

$$P = 58(u^* - u_t^*)^2 + 25(u^* - u_t^*) \qquad (3)$$

$$P = 0 \; para \; u^* \leq u_t^*$$

Siendo:

u^* : Velocidad de fricción (m/s)

u_t^* : Velocidad friccional límite (m/s)

La velocidad friccional límite es la velocidad de fricción a la cual se inicia la erosión por viento. Este valor depende, entre otros, del material de la superficie y la velocidad de la corriente de viento. El umbral de velocidad de fricción dado por la EPA para varios materiales, vinculados a la altura de la rugosidad y al umbral de velocidad de viento a 10m de altura sobre la superficie se recoge en la tabla 2

Material	Umbral de velocidad friccional (m/s)
Material pesado	1.02
Escoria (material de la capa de balasto)	1.33
Carbón del suelo (circundante a pila de carbón)	0.55
Pila de carbón sin costra	**1.12**
Restos de material *	0.62
Polvo de carbon apilado	0.54

Tabla 2. Velocidades de fricción Umbral. Fuente: AP42 (EPA)

Puesto que el tamaño de las partículas del material acopiado, fijado en 140µm , excede los consideradas en la norma de la EPA, la velocidad friccional que potencia la erosión se ha establecido considerando un factor multiplicador aerodinámico, *K= 1.0* y la velocidad friccional límite de 0.43 m/s, tal y como se deduce de los estudios realizados en túnel de viento para partículas diámetros de 140µm (ver figura 2).

La velocidad de fricción u^*empleada en la formulación del potencial de erosión está basada en el perfil logarítmico de la velocidad de viento y puede ser expresada como una función lineal de la milla (velocidad) más rápida del viento medida por un anemómetro para el periodo entre perturbaciones. La referida como milla más rápida se corresponde a la magnitud de la velocidad del viento asociada a una duración de 2min referida a 10m sobre la superficie. De acuerdo con la EPA su relación con la velocidad media del viento para superficies con gran exposición al viento es:

$$u^* = 0.1u_{10}^+(u_s/u_r) \qquad (4)$$

u_{10}^+ : Mille rápida del viento corregida a 10m de altura (m/s)

u_s : Velocidad de viento medida (o calculada por el modelo numérico) a 25 cm desde la superficie de la pila

u_r : Velocidad del viento incidente correspondiente a una duración de 10min y medida a 10m de altura sobre la superficie.

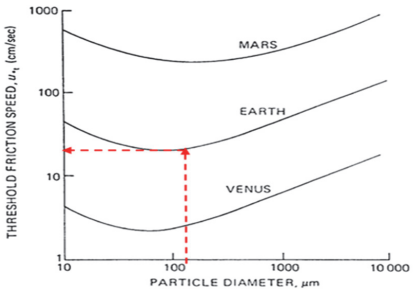


Fig.2. Relación entre el diámetro de las partículas y la velocidad friccional límite de erosión

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.2 Estimación de la velocidad media de viento de 2 min

Dado que la velocidad de viento que produce la emisión de las partículas es de 2min es necesario establecer dicha velocidad a partir de las medidas disponibles. Puesto que el reproceso de datos no se contempla, una posibilidad de estimar está velocidad a partir de la información suministrada es aplicar los factores de ráfaga que aparecen recogidos en distintos textos especializados para distintas categorías de rugosidad superficial citándose, por su relación con el campo de la ingeniería marítima, la Recomendaciones para Obras de Marítima: Acciones Climáticas II- Viento, ROM 0-4-95. Estos factores permiten determinar, a partir de las velocidades medias de viento (velocidad promedio en 10 min referida a 10m de altura sobre la superficie) las velocidades de viento correspondientes a distintas categorías de rugosidad superficial. El rango de variación de las alturas de rugosidad superficiales de cada tipo de superficie y el factor de ráfaga de 3s correspondiente a la altura media de rugosidad superficial,$\bar{Z}_0$, referida en la ROM. 0.4-95, se recoge en la tabla 3

Categoría Superficial	Tipo Superficie	*Intervalo*	Valores en ROM 0.4-95	
		Z_0 (m)	$\bar{Z}_0$ (m)	F_R(t=3s)
I	Mar abierto o campo llano sin obstáculos	0.001-0.01	0.005	1.44
II	Mar con oleaje muy fuerte y campo abierto, llano u ondulado con obstáculos dispersos	0.01-0.3	0.05	1.63
III	Superficies boscosas , campo o zona urbana con obstáculos abundantes (altura obstáculos entre 9 y 15m)	0.3-1.0	0.30	1.96
IV	Superficies con grandes y frecuentes obstáculos y grandes ciudades	1.0-5.0	1.00	2.24

Tabla 3- Factores de Ráfaga de 3 s para distintas categorías de rugosidad superficial. ROM 0.4-95

Para mar abierto la categoría de rugosidad superficial es I y el factor de ráfaga de 3s es, según la ROM 0.4-95, F_R =1.41. Este valor asume una categoría de rugosidad de superficial, $\bar{Z}_0$, de 0.005 pero el rango de rugosidad superficial de ésta categoría oscila entre 0.001 y 0.1 lo que puede suponer variaciones importantes en los valores de ráfaga, ya que estas aumentan apreciablemente con el aumento de rugosidad. La relación entre las velocidades medias y de ráfaga de 3s suministradas por el equipo de medida que se muestran en la figura 3 pone en evidencia que dicha rugosidad no es válida en el emplazamiento de la zona de estudio.

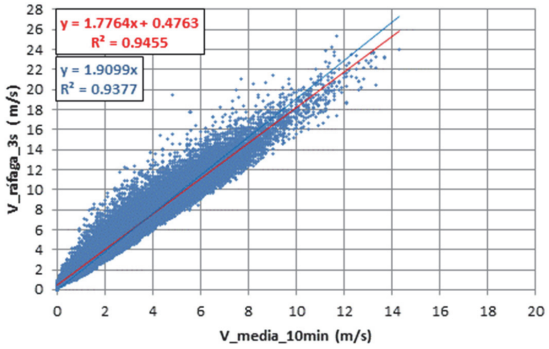


Figura 3.Relación entre: las velocidades media de 10min y de ráfaga de 3s registradas

2.2.1 Estimación del Factor de Ráfaga de 2min

Para estimar a partir de las medidas suministradas por el equipo la velocidad de ráfaga de 2min representativa del emplazamiento se ha utilizado la formulación recogida en la ROM 0.4-95. En dicha recomendación se refiere que la estimación de la velocidad máxima del viento para un periodo de medida dado, $V_{v,t|max}(z)$, puede ser aproximada como

$$V_{v.t}|_{max}(z) = \bar{V}_v(z) + g(t) \cdot \sigma_{vf}$$

Siendo:

g(t): Factor de pico dependiente de la duración, t, considerada tal y como se recoge en la tabla 4

σ_{vf} : Desviación estándar de la velocidad de fluctuación. Para un emplazamiento dado, la desviación estándar de la velocidad de fluctuación puede aproximarse por la expresión:

$$\sigma_{vf} = \sqrt{6} \cdot V_{v0}^{*} = \frac{0.98}{\ln(10/z_0)} \cdot \bar{V}_v(10) \cdot z_0$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Con estas aproximaciones se define el factor de ráfaga máxima, $F_{R,t}(z)$, correspondiente a una duración t y a una altura z, como:

$$F_{R,t}(z) = \frac{V_{v,t|max}(z)}{\bar{V}_v(z)} = 1 + g(t) \cdot I(z)$$

Siendo

I(z): Intensidad de la turbulencia que es función de la rugosidad superficial y la altura pero independiente de la velocidad media del viento. Para un emplazamiento dado la variación de la intensidad de la turbulencia con la altura puede aproximarse por la expresión:

$$I(z) = \frac{0.98}{\ln(z/z_0)}$$

Tomando la altura de referencia de $z=10m$, como corresponde a la medidas, y considerando distintos valores de la altura de rugosidad, z_0, se han calculado las velocidades máximas más probables correspondientes a distintos periodos de medición. Los valores resultantes se recogen en la tabla 5 y el ajuste a la nube de puntos en la figura 4b remarcándose el valor finalmente adoptado para, a partir de la velocidad media de 10min suministrada por el equipo, calcular la velocidad máxima más probable correspondiente a un intervalo de medición de 2min (120s) que, de acuerdo a la EPA, determina la velocidad friccional del viento que potencia la erosión de las partículas.

Tiempo (s)	3	5	15	60	300	600
g(t)	3.43	3.28	2.93	2.41	1.66	0

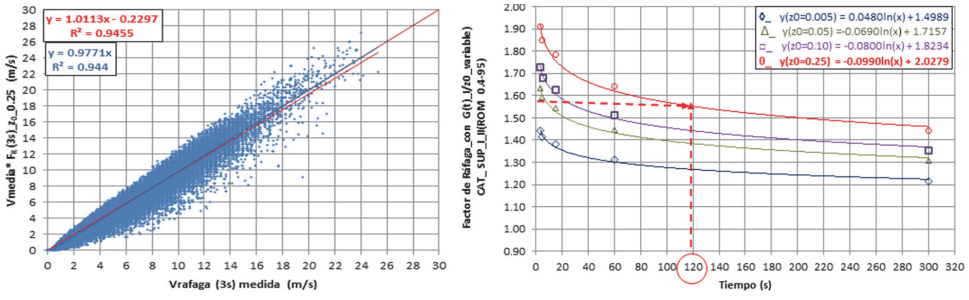
Tabla 4. Factor de pico g(t) para distintos periodos de tiempo. ROM 0.4-95

El valor de rugosidad adoptado (0.25) es representativo de la categoría de rugosidad superficial II que caracteriza mares con oleaje muy fuerte y campos abiertos, llanos u ondulados, con obstáculos dispersos.

t(s)	z_0 (m) / G(t)	0.005		0.05		0.1		0.25	
		I(z)	FR(t)	I(z)	FR(t)	I(z)	FR(t)	I(z)	*)FR(t)
3	3.43	0.128932	1.442237	0.184964	1.634428	0.212804	1.729919	0.265663	**1.911225**
5	3.2		1.412583		1.591886		1.680974		1.850123
15	2.95		1.380350		1.545645		1.627773		1.783707
60	2.41		1.310726		1.445764		1.512858		1.640249
300	1.66		1.214027		1.307041		1.353255		1.441001
600	0		1		1		1		1

*)FR(t=3s) resultante de las medidas=1.909(ver figura 2)

Tabla 5 Factores de ráfaga para distintas alturas de rugosidad superficial



a) *b)*

Figura 4 a) Relación entre la velocida de ráfaga de 3s registrada y estimada.
b) Variación del factor de ráfaga para distintas rugosidades superficiales

2.4. Alternativas de ensayo

Por requerimientos operacionales, la disposición de las pantallas contra el viento contempladas en las alternativas de ensayo se sitúan, respecto a la dirección de los vientos dominantes del WNW, tras el material acopiado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para la disposición de la pantalla se plantean dos posibles localizaciones. En una se consideran dos tramos de pantalla, uno situado sobre el muelle de Cataluña y otro, en forma de arco, tras las pilas que se acopian en el muelle de Navarra. Para esta disposición de pantalla se consideran 3 posibles alturas de la barrera 10, 15 y 20m. En la otra ubicación la pantalla se dispone en el francobordo del dique considerándose 3 posibles alturas de pantalla, 2, 3 y 4m, que sumadas al francobordo de 8.0m, suponen una altura total de 10, 11 y 12m. Adicionalmente se considera la ubicación de una pantalla paralela al testero del muelle de Cataluña y directamente enfrentada a los vientos del SSW. La altura de esta pantalla es de 14m y ha sido establecida en base a los estudios realizados con pantallas de distinta altura directamente expuestas a la acción directa del viento (la altura optima es el 70% de la altura de la pila). En caso de que dicha pantalla no resulte adversa para las emisiones asociadas a los vientos del WNW se considera además una alternativa que añade, a ésta pantalla, la alternativa de pantalla óptima de las anteriormente referidas (ver figura 5)

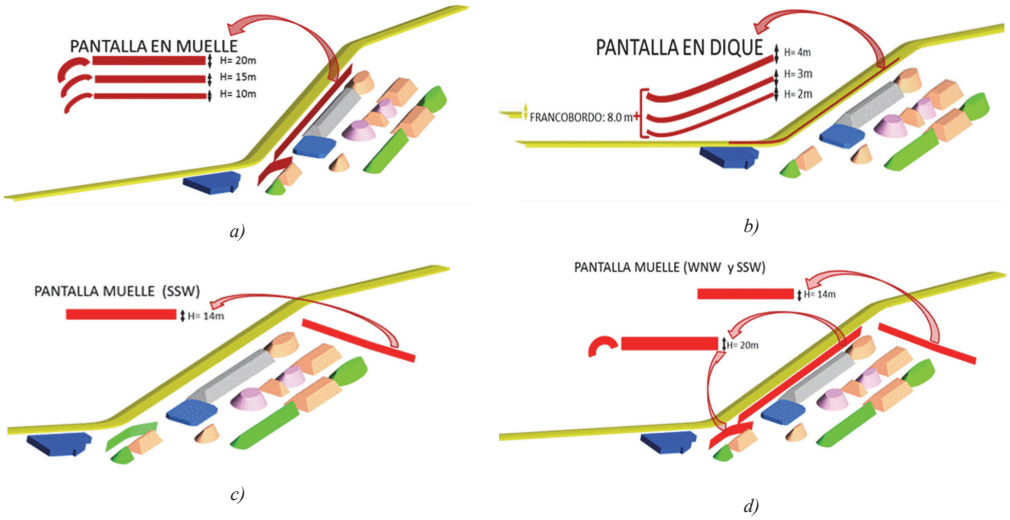


Fig. 5 Alternativas de ensayo.

a) Pantalla WNW en muelle con 3 posibles alturas, b) Pantalla en francobordo de la estructura con 3 posibles alturas

c) Pantalla SW en muelle de 14.0m de altura., d) Pantalla SW y pantalla WNW de 20.0m en el muelle de Cataluña

2.5 Características de las simulaciones

Dado que la reducción del volumen de material acopiado por las emisiones producidas con los vientos más intensos es del orden de 0.05m la altura de la pila (20m), las simulaciones numéricas se han realizado con el módulo de Fase Discreta (DPM: o Discrete Phase Model) aplicable a emisiones de partículas sólidas o líquidas con un volumen de carga inferior al 10%. El modelo de fase discreta es un modelo multifase en el que la fase discreta (partículas emitidas) es tratada en un marco de referencia lagrangiano y la fase continua con métodos eurelianos. Ambas fases son acopladas a través de términos fuentes en las ecuaciones de gobierno.

Como modelo de turbulencia para el dominio interior reproducido se ha seleccionado el modelo k-ω SST (Shear Stress Transport) desarrollado por Menter (2003). Este modelo fusiona la formulación robusta y precisa en la región cercana a la pared del modelo k-ω, con la formulación de la corriente libre independiente del campo lejano a la superficie del modelo k-ε.

El resto del dominio reproducido, excluyendo las pilas de carbón, dique y en su caso las pantallas contra el viento, constituye el dominio del fluido aire y de las partículas que periódicamente se inyectan en las parvas en función de la velocidad de viento incidente.

La condición de contorno impuesta tanto en el plano superior como en los laterales que limitan el dominio de cálculo ha sido de simetría. Esta condición implica asumir que tanto la velocidad normal a dicho contorno, como los gradientes normales en el plano de simetría se anulan.

El contorno opuesto al de entrada es definido como contorno abierto en términos de presión imponiendo una dirección del flujo saliente normal al mismo y tomando como presión de referencia la presión estática. La condición impuesta a las partículas que alcanzan este contorno es de salida, lo que supone que las partículas desaparecen abandonando el dominio de cálculo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En el contorno de entrada la condición impuesta ha sido referida al perfil logarítmico asociado a la velocidades de viento referidas por APT v= u_r=8.0m/s y 20.0m/s.

El contorno inferior que limita el fondo del dominio de cálculo, así como el dique de abrigo, los tinglados y las pilas son considerados sólidos rígidos. La rugosidad impuesta para todos ellos es 0.5 y la altura de rugosidad superficial de 0.25m Para las partículas que una vez emitidas alcanzan el suelo, así como las que impactan con los tinglados o el dique de abrigo, se asume que quedan atrapadas terminando su trayectoria. Para las pilas de carbón la condición impuesta es de reflexión lo que supone que la partícula rebota y sufre un cambio es su momento en función del coeficiente de restitución que define la cantidad de momento en la dirección normal a la pared de la pila

Las pantallas porosas contra el viento se definen imponiendo una caída de presión entre sus caras relacionada con la permeabilidad numérica requerida para el coeficiente de cambio de presión obtenido del eurocódigo para celosías con la porosidad requerida (0.35-0.4). Para obtener esa permeabilidad se han realizado simulaciones adicionales considerándose una sola pila.

El flujo de la fase discreta se introduce "inyectando partículas" a través de las superficies asociadas a cada una de las pilas. La cantidad de partículas inyectadas de la fase dispersa, o emisión de partículas, se establece a través de una rutina de cálculo que, en el lenguaje de fluent, calcula el potencial de erosión asociado a cada una de las caras que las conforman en función de la velocidad del viento incidente. El cálculo se realiza con la expresión del potencial de erosión dado por la EPA(ec.3),considerando la velocidad limite friccional obtenida en los resultados recopilados de los estudios realizados en túneles de viento para el tamaño medio de 140µm , u_t^*=0.43m/s, y velocidad friccional ,u^*, calculada con (ec 4) considerando la velocidad de referencia (velocidad media de 10min a 10m de altura) u_r =8m/s o 20m/s, la velocidad del viento incidente, u_s, obtenida en las simulaciones en cada una de las caras que conforman las pilas y la velocidad media de 2min a 10m de altura estimada como: $\boldsymbol{u_{10}^{+} = u_s \cdot F_{R2min}}$, con F_{R2min} el factor de ráfaga de 2min representativo de la zona de estudio.

2.4 Resultados de los ensayos numéricos

Teniendo en cuenta la irregularidad del flujo de viento entre las parvas, y en su caso, de la/s pantalla/s, el análisis de la variación de la concentración de partículas se ha realizado en planos horizontales situados a 5, 10, 20, 30, 50 75 y 100m del suelo. Como se puede apreciar en la figura 6, en todas las alternativas la máxima concentración de partículas se localiza a 20m de altura reduciéndose apreciablemente al disminuir la distancia al suelo y de forma mucho más acusada al aumentar su distancia a la cima de la pila situada a 20m, donde la erosión alcanza su máximo valor. Para la velocidad de 8m/s la concentración de partículas prácticamente se anula a 50m de altura y con la velocidad de 20m/s la altura a la que el alcance de las partículas se hace irrelevante es de aproximadamente, 80m.

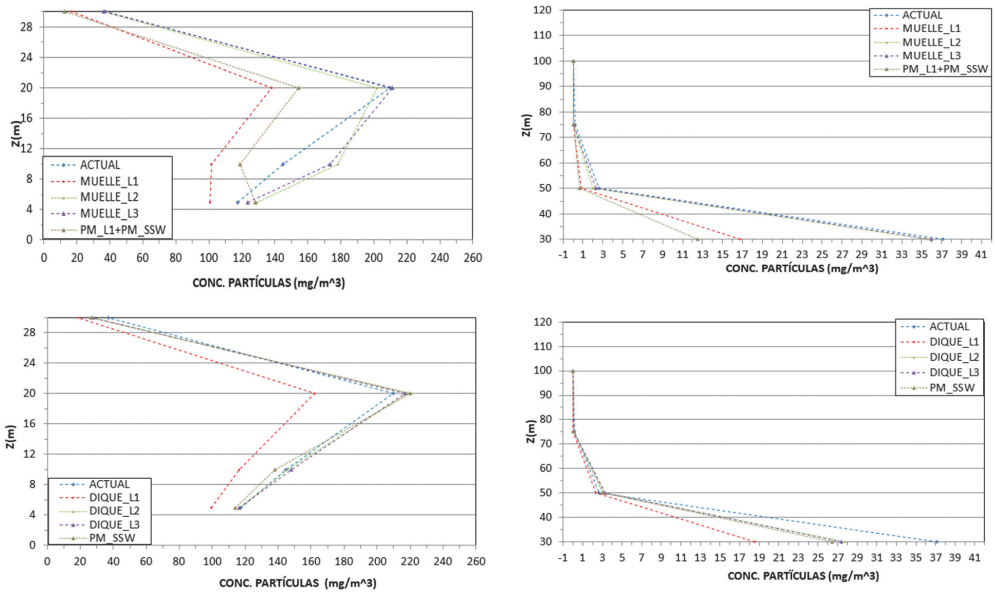


Fig. 6 Variación de la concentración de partículas en altura en las distintas alternativas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para el análisis de la variación de las emisiones con la distancia al dique de abrigo se han definido planos verticales paralelos equidistantes 50m desde la parte expuesta del dique hasta 400m mar adentro. La evolución de la concentración de partículas con la distancia al dique, que se muestra en las figura7, refleja una reducción logarítmica de la concentración de polvo de carbón con la distancia a la zona de acopamiento alcanzando valores prácticamente nulos a, aproximadamente, 300m del dique de abrigo

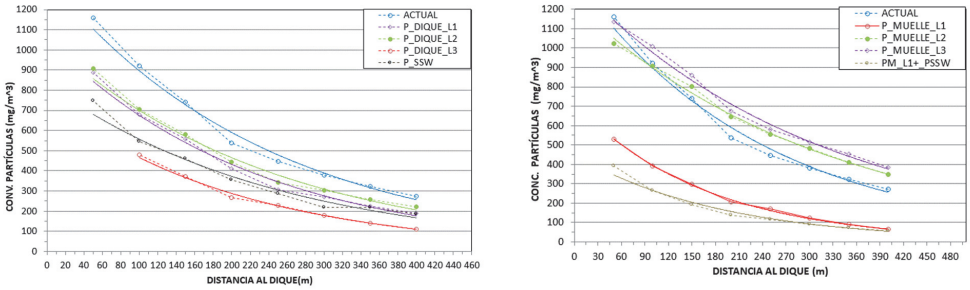


Fig. 7 Variación de la concentración de partículas en altura en las distintas alternativas

Los resultados obtenidos referidos a la cantidad de partículas emitidas en todo el dominio de cálculo se recogen en tabla 6 referidos a la eficacia definida como EF_{PANT} = 1- C_{ALT} / C_{ACT}, con C_{ALT} cantidad de partículas emitidas emitida en cada alternativa respecto a la actual, C_{ACT}.

VIENTO m/s	ALTERNATIVA	Long. Pantalla (m)	Emision (kg)	Eficacia (%)
8.0	ACTUAL	--	1230	--
	DIQUE	11	1071	13
		12	1070	13
		13	965	22
	MUELLE	10	1231	0
		15	1230	0
		20	825	33
	M_ SSW	14	1045	15
	M_WNW/M_SSW	20 / 14	845	31
20.0	ACTUAL	--	12124	--
	M_WNW/M_SSW	20 / 14	9460	22

Tabla 6. Eficacia de la reducción de emisiones con distintas alternativas de pantalla

2.5 Análisis del empleo de costrantes o aglomerantes

Con el fin de aumentar la eficacia de la reducción de emisiones obtenida con las pantallas contravientos se consideró el empleo de costrantes. Estas sustancias apelmazan las partículas aumentando su capacidad cohesiva y en consecuencia dificultando la acción erosiva del viento.

Dado que no se ha podido disponer de información sobre cómo estas sustancias modifican el umbral de velocidad friccional del viento, dicha velocidad ha sido estimada con la información facilitada por la APT referente al porcentaje de erosión de partículas de carbón con y sin la adición de este producto. El costrante considerado es ferrosol y su eficacia, función de la cantidad de producto utilizado, se recoge en la figura 7. Los valores recogidos en la figura fueron obtenidos en ensayos en túnel de viento considerando una única pila cónica directamente enfrentada a la acción del viento. La velocidad media del viento empleada en el ensayo fue de 50km/h = 13.6m/s.

De acuerdo a la APT, la cantidad de Ferrosol FC_5 que se aplicaría a las pilas de carbón acopiadas en la terminal del muelle de Cataluña sería de 140ppm. Empleando el polinomio de ajuste resultante de los valores referidos en el informe de Euroports Iberica S.L, se puede determinar el % de material que se emitiría si se aplica esta cantidad de costrante (ver figura 8). El % resultante es del 28%.

Aplicando la expresión del Potencial de erosión de la EPA y asumiendo que la velocidad friccional límite requerida para erosionar las partículas del carbón de la pila en el ensayo en túnel de viento es de, u_t^*=0.43m/s , que la velocidad media del viento no perturbado u_r=13.6m/s, es igual a la incidente sobre la pila, u_s =13.6m/s, y que la velocidad de ráfaga de 2min es, $u_{10}^+ = u_s \cdot F_{R2min}$, se obtiene que el potencial resultante representará el 48% de la cantidad de material acopiado en una pila de área unidad es

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

$$P_{\%Ferroosol} = 58(u^* - u_t^*)^2 + 25(u^* - u_t^*) = 335g$$

En consecuencia el material total acopiado será *P=335g / 0.48=695g*

Despejando de la ecuación anterior la velocidad friccional límite, u_t^*, considerando el 28% del potencial inicial, $P_{115ppm_Ferroosol} = 695 * 0.28 = 195g$ y la velocidad $u_r = 13.6m$ se obtiene que la velocidad friccional límite requerida para erosionar las partículas de la superficie tratada con el costrante es, $u_t^* = 0.98m/s$.

Introduciendo esta velocidad límite friccional en la subrutina de cálculo empleada en el modelo numérico se han repetido las simulaciones con la configuración actual considerando velocidades de viento no perturbadas de 8.0 y 20m/s. Los resultados obtenidos referidos a la cantidad de partículas emitidas en todo el dominio de cálculo se recogen en tabla 7. Dichos resultados reflejan la eficacia de la adicción de costrante sin la presencia de pantallas para velocidades de viento de 8.0m/s y 20m/s

COKE	
ppm Ferrosolf 9918	Pérdida Material en condiciones test
sin	48%
100	38%
200	15%
300	4%
400	1%

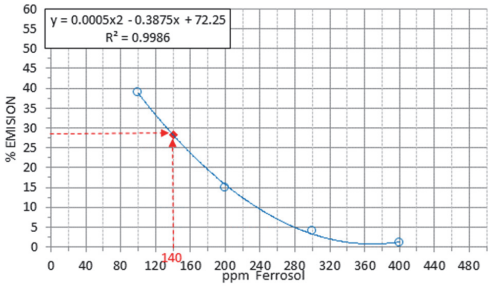


Fig. 8 Cantidad de ferrosol vs % de emisión

Viento m/s	Alternativa	Long. Pantalla (m)	Emisión (kg)	Eficacia (%)
8	Actual	--	1230	--
	Encr (140ppm)	--	230	81
20	Actual	--	12124	--
	Encr (140ppm)	--	8130	33

Tabla 7 Eficacia de la reducción de emisiones con Ferrosol FC_5

2.6 Conclusiones y Recomendaciones de las simulaciones numéricas

◊La máxima concentración de partículas suspendidas se localiza en torno a los 20m de altura reduciéndose apreciablemente al aumentar su distancia a la cima de la pila, situada a 20m, y al alejarse de sus aristas. Para la velocidad de 8m/s la concentración de partículas se anula prácticamente a 50m de altura y con la velocidad de 20m/s la altura a la que el alcance de las partículas se hace irrelevante es de aproximadamente, 80m.

◊La evolución de la concentración de partículas con la distancia al dique refleja una reducción logarítmica de la concentración de polvo de carbón con la distancia a la zona de acopio alcanzando valores prácticamente nulos a, aproximadamente, 300m del dique de abrigo

◊Los resultados obtenidos con las distintas alternativas ponen de relieve que las pantallas situadas a sotavento de las pilas son poco efectivas alcanzándose reducciones que, para la velocidad de 8m/s, oscilan entre el 0% y el 30%. Puesto que todas las pantallas tienen la misma porosidad, la reducción depende de la distancia de la pantalla a las pilas, su altura y su orientación respecto a la dirección del viento incidente. En estos casos, el empleo de aglomerantes químicos apropiados a las características del material acopiado es más efectivo que la disposición de pantallas. Desarrollos de protocolos de reposición del aglomerante en función de la predicción del viento pueden ser implementados para reducir al máximo las emisiones. Actuaciones complementarias como la disposición de una pantalla para situaciones de viento extremo, pueden reducir significativamente las emisiones.

3. Medidas correctoras acometidas por la APT

Atendiendo a los resultados obtenidos en el estudio numérico, la APT, con la colaboración de las empresas estibadoras, decidió acometer una serie de actuaciones como son la implantación de unos protocolos operativos más estrictos, la disposición de los medios necesarios para la aplicación de aglomerantes y la colocación de una pantalla contra el viento.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

.3.1. Protocolos en el manejo de la mercancía.

Entre Instrucciones operativas consensuadas con la APT se encuentra **:**

- La implentación de acciones específicas de limpieza, riego y costrado en cada una de las operativas con información sobre condiciones de aplicación, responsabilidad, frecuencia y recursos

_ Mejoras operativas en el proceso de riego y costrado (Proyecto LEAN 2018).

3.2. Actuaciones acometidas

Adquisición de 2 cañones modelo V22 para Riego Y Costrado (1 fijo y 1 móvil)

Aplicación de producto costrante tenso activo FC 500 de la siguiente forma

· Empleo de la máxima potencia para llegar hasta la parte superior de todas las pilas

· Acceso a todas las zonas de la Terminal con el cañón móvil

· Atomatización del agua para crear una capa homogénea por toda la pila con menor consumo de agua

· Aplicación óptima del producto costrante

· Recursos totales para riego: sistema de aspersores, camión cisterna y 2 cañones (1 fijo y 1 móvil) (ver figura 9)

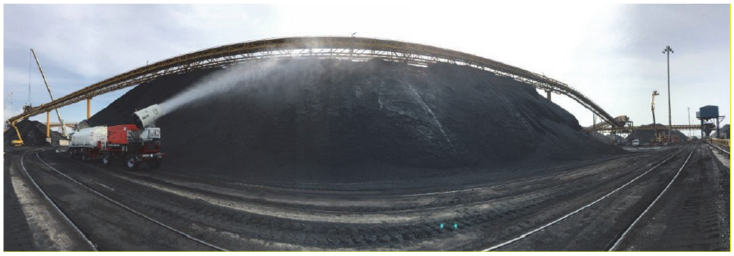


Fig 9 Dispesion de la disolicion de FC_5 por la superficie de una de las parvas

3.2.1 Disposición de una pantalla contra el viento

Para casos extremos se dispone de 88m de barrera antipolvo de escollera de acero galvanizado. Paneles 3x2 m., 2m. de altura sobre muro de hormigón de 1 m.. Pilares empotrados en el suelo del espaldón. Las cargas consideradas en el diseño son el empuje por viento y por rebase del oleaje (ver figura 10)

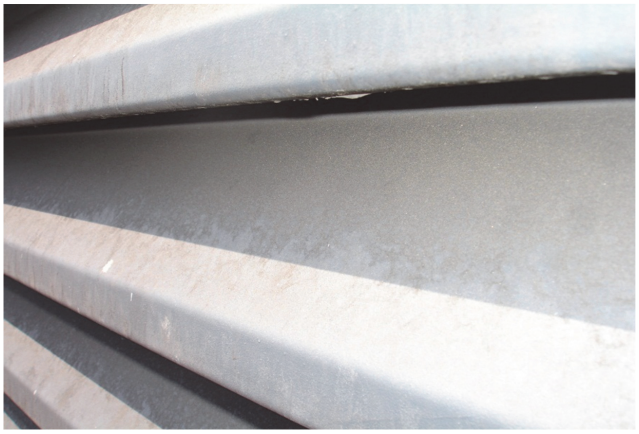


Fig. 10 Imagen de un trozo de la pantalla contra el viento

3.3. Resultados obtenidos

Dada la extensión de la zona de apilamiento y el efecto visual que su emisión produce en el entorno próximo, la eficacia de las actuaciones acometidas ha sido analizada periódicamente por la APT mediante la toma de imágenes. Una muestra de dichas imágenes fotográficas se recoge ,a modo de ejemplo, en la figura 11. Ambas situaciones fueron tomadas con

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

condiciones de viento similares destacando la eficacia de las medidas adoptadas y en definitiva la consecución de los objetivos perseguidos.

Fig. 11 Aspecto del paso de peatones para unas condiciones similares de viento

a) Previa a las adopción de medidas correctoras b) Tras la ejecución de todas las actuaciones

3.4 Conclusiones y Recomendaciones de las actuaciones acometidas por la APT

◊ Con la adicción de FC_500 se forma una capa superficial en la pila que reduce las emisiones de polvo

◊ Se recomienda hacer un seguimiento de la parva sellada, tanto en la cara oeste como en la cara este, para determinar la cantidad de agua que se tiene que utilizar para el sellado

◊ La durabilidad del producto depende de las condiciones medioambientales a las que esté expuesta la parva. Con unas condiciones sin lluvia, puede durar de 15 a 30 días

◊ La reducción de las emisiones tras estas actuaciones ha sido notable, haciéndose visualmente inapreciables los problemas en las condiciones severas más frecuentes y minimizándose en los casos más extremos

Referencias

GREELEY, R .& IVERSEN, J.D. (1985). “Wind as a Geological Process on Earth, Mars, Venus and Titan”. Cambridge University Press. pp. 67-82.

España. Recomendaciones para Obras Marítimas. Acciones Climáticas II Viento. Puertos del Estado ROM 0.4-95. (1995)

FLUENT. Commercial CFD Program Developped by Ansys Inc. ANSYS, Technology Drive Canonsburg, PA 15317

MENTER, F. R., KUNTZ, M. & LANGTRY, R. (2003). Ten Years of Industrial Experience with the SST Turbulence Model, Heat and Mass Transfer 4. ed. k. Hanjalic, Y Nagano and M.Tummers, Begell House, Inc. (2003) pp 625-632

United States. Compilation of Air Pollutant Emission Factors”. AP42 United State Environment Protection Agency (1992)

Prooyecto Lean 2018 . Experiencias de la aplicación del Lean en Iberoamérica. Jornada. Barcelona Lean Construcción 2018

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

I+D+i en el Sistema de Control Medioambiental para la descarga de graneles a cielo abierto en el Puerto de Alicante

García-Hernández, Sara[a]; Ochando-Pinto, Juan Antonio[b] y Jerez-Escolano, Javier[c]
[a]Jefe Departamento Técnico de la Autoridad Portuaria de Alicante, sgarcia@puertoalicante.com; [b]Jefe de División de Medio Ambiente de la Autoridad Portuaria de Alicante jaochando@puertoalicante.com; [c]Responsable de Medio Ambiente de la Autoridad Portuaria de Alicante jjerez@puertoalicante.com

Resumen

Durante los años 2017-2018, la Autoridad Portuaria de Alicante ha implementado nuevas medidas correctoras para minimizar los niveles de inmisión de partículas PM_{10} en el entorno urbano para dar cumplimiento a la autorización de emisiones a la atmósfera de la actividad de manipulación de graneles pulverulentos a la intemperie. Para ello, se han realizado algunos ensayos de sistemas cubrición de mercancías para su uso diario, con el objeto de reducir las emisiones por erosión eólica, y se han implementado nuevos de sistemas de riego así como un mayor control operacional a partir de criterios meteorológicos y niveles de contaminación detectados por las estaciones de control existentes, los cuales están siendo controlados por un sistema automático de alertas tempranas.

La combinación de estas medidas, junto con el desarrollo de instrucciones específicas amparadas por el Manual de Buenas Prácticas Medioambientales del Puerto de Alicante, ha permitido lograr una mejora significativa de los niveles de contaminación en el entorno portuario.

Palabras clave: *PM_{10}, contaminación, graneles.*

1. Introducción

La Autoridad Portuaria de Alicante (APA) desde el año 2009 viene llevando a cabo una serie de actuaciones para la mejora de la calidad del aire, cuya contaminación se deriva, en parte, de la emisión de partículas que se originan durante el proceso de manipulación de graneles sólidos pulverulentos a la intemperie y su incidencia sobre el ámbito urbano de la ciudad de Alicante.

Durante el periodo 2017-2018, se han implementado nuevas medidas de minimización de impactos y se ha sistematizado un protocolo de control y seguimiento operacional para dar cumplimiento a los requisitos ambientales exigidos por la Resolución de 21 de noviembre de 2016, de autorización de emisiones a la atmósfera.

Entre las medidas de minimización adoptadas, se han incorporado nuevos sistemas de riego y la necesidad de cubrición de acopios durante el almacenamiento temporal, la cual debe desarrollarse estableciendo unas directrices específicas de manipulación que permitan seguir siendo competitivos en unas condiciones de seguridad adecuadas.

Respecto al control operacional, la APA ha implementado un sistema de control de alertas automatizado. Éste está basado en los niveles de inmisión alcanzados, donde se determina su relación con la actividad de manipulación a partir de las condiciones meteorológicas existentes, evaluando el impacto ambiental de la actividad en tiempo real. Este sistema de autocontrol se materializa a través de un protocolo de intervención temprana.

Todos estas medidas se regulan mediante su incorporación en el Manual de Buenas Prácticas Medioambientales, y su cumplimiento se garantiza a través de una Instrucción del Director, ambas aprobadas por el Consejo de Administración del Puerto de Alicante.

Como resultado de ello, la APA ha mejorado significativamente la calidad del aire en el entorno portuario, logrando la colaboración de todos los operadores implicados.

2. Necesidad de cubrición de acopios durante el almacenamiento temporal

2.1. Análisis y estudios de las diferentes alternativas

Tal y como se ha comentado anteriormente, en cumplimiento del requisito ambiental de obligación de cubrición de acopios sólidos pulverulentos a la intemperie, por la Resolución de 21 de noviembre de 2016, la Autoridad Portuaria de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Alicante ha estudiado un nuevo protocolo de manipulación y sistema de cubrición de gráneles sólidos con el "Proyecto I+D+I sobre el desarrollo del sistema de cubrición mediante lonas de los gráneles sólidos en el Puerto de Alicante".

Para la elección de la solución óptima de la técnica de manipulación para la puesta y recogida diaria de las lonas de cubrición de las parvas del gráneles sólidos, se han estudiado y analizado alternativas que se relacionan a continuación:

- Extendido de la lona de cubrición con las grúas propias del puerto de cada muelle.
- Extendido de la lona de cubrición con un camión autocargante.
- Extendido de la lona de cubrición con dos plataformas elevadoras.
- Extendido de la lona de cubrición con un sistema de tiro propulsado.

2.2. Sistema de colocación y recogida de las lonas de cubrición de parvas de graneles sólidos

Tras el análisis de las alternativas, con objeto de alcanzar la mayor rapidez y efectividad posible en la maniobra, se opta como solución óptima el sistema de tiro propulsado, como la más económica y con menores interferencias con las maniobras propias del muelle.

El sistema de tiro propulsado se realiza desde el lateral de las pantallas cortavientos existentes, mediante un operario con una pistola lanzacabos manual, con la que se lanzan dos cabos por cada tramo de lona de protección por encima de la parva hacia el lado muelle, donde esperan otros dos operarios para la recogida de dichos cabos y el posterior extendido de la lona. Cada uno de los dos cabos, van unidos a la lona empleada para cubrir las parvas, los cuales servirán para extender el textil, así como para la recogida del mismo.

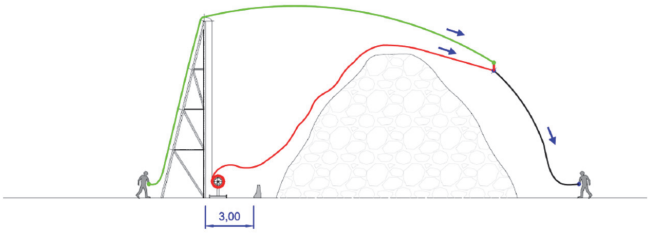


Fig.1 Esquema de colocación y extendido de la lona de cubrición

2.3. Prueba piloto del sistema de cubrición

Se procede al izado de la lona a la parte superior de la pantalla. Cada operario acciona al unísono los dos winch manuales desde la parte posterior de la pantalla y se deja suspendida de manera que se pueda iniciar la maniobra de extendido. Una vez fijada la lona y la barra rigidizadora a la parte superior, se procede al lanzamiento del cabo guía, con la ayuda de la pistola lanza cabos, prevista para tal fin.

Se procede al extendido de la lona, de manera que desde la parte posterior con dos operarios se va lastrando el cabo mediante dos winch manuales, sujetos a la estructura y desde la parte anterior se realiza la maniobra de extendido por parte de los dos cabrestantes eléctricos tirando al unísono.

Objeciones: en el momento que la lona junto con la barra se desplaza en extensión, tiende de manera continuada a deslizarse hacia abajo por propia gravedad. A este inconveniente se le debe unir el hecho de que, al tensar los cabos desde el extremo opuesto, la cuerda se clava en el interior de la parva imposibilitando el movimiento. Asimismo, el sistema de winch cabrestante eléctrico de 12 v, debe de ir provisto de un sistema de energía alternativo que sea capaz de transformar la corriente a ese voltaje, dado que el sistema de baterías alimentado con generador por sí solo, no es lo suficientemente capaz de reabastecer la recarga de dicha batería. Por ultimo, la lona es pesada y ofrece demasiada resistencia, por lo que en días con viento, podría dar problemas.

2.4. Estimaciones a tener en cuenta para la viabilidad del proyecto

- Tipo de lona: la lona compuesta por malla ligera y baja resistencia al viento.
- Energía Cabrestantes: Se debe dotar a los cabrestantes de un sistema estable y alimentación continua.
- Elevación de la lona desde el lado del mar: mediante una plataforma elevadora a la que se adapta el cabrestante.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Sistemas de riego y nebulización

La contaminación atmosférica se produce por emisión de partículas durante la manipulación de la mercancía a la intemperie en los muelles, por lo que se dispone de un conjunto de pantallas textiles porosas que se configuran en celdas en forma de "U", protegiendo el material de la erosión eólica o minimizando la emisión por atrapamiento. Sin embargo, estas medidas no resultan suficientes para garantizar que los niveles de calidad del aire se mantienen en los umbrales previstos por la normativa vigente, considerando el volumen de mercancía manipulada, de forma que deben complementarse con sistemas de humidificación mediante riego directo (sobre mercancía o pavimento), en los casos en que aquella lo permita, o bien forzando parcialmente la sedimentación de las partículas que sobrepasen la altura efectiva de pantallas o zonas de paso descubiertas por nebulización con agua.

Actualmente la APA ha implementado una red de nebulizadores localizados sobre la coronación de todas las pantallas así como dos lavarruedas, un cañón nebulizador y un conjunto de cañones de riego en los muelles donde se manipulan estos graneles.

Fig.2 Control de la emisión en altura: Cañón nebulizador y difusores de agua sobre pantallas

Fig. 3 Control de la emisión sobre el suelo: Aspersores y lavarruedas

Todos estos sistemas de minimización de impactos sobre la calidad del aire, se activan en función de las condiciones de inmisión que se detectan en los equipos de medición de partículas que la APA tiene distribuídos en el borde de la instalación portuaria, en la zona de contacto con la ciudad de Alicante, frente a las áreas residenciales y centros escolares, considerando que se trata de las zonas más sensibles.

4. Control operacional y Sistema Automático de Alertas

Para garantizar el cumplimiento de las obligaciones legales exigidas en la normativa de calidad del aire, en materia de niveles de contaminación admisibles, y otros requisitos exigidos directamente por la Autorización de Emisiones a la Atmósfera, en materia de autocontrol de la actividad, la APA dispone de una red de control formada por 4 estaciones de control de partículas PM_{10} cuya ubicación fue determinada por la administración autonómica, y 3 estaciones meteorológicas para control de la velocidad y dirección del viento.

Las estaciones de control particuladas están protegidas por una caseta que permite mantener los equipos salvaguardados de las inclemencias externas en condiciones de refrigeración estables durante todo el año, garantizando que las mediciones se realizan en todo momento bajo condiciones controladas y permitiendo que los extremos de los captadores y sensores permanezcan fuera de ésta. Los equipos reciben el nombre de "Parque del Mar", "Dársena Pesquera", "Tinglado Frutero" e "ISM-Instituto Social de la Marina".

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Fig.4 Caseta con estación meteorológica y equipo captador de partículas PM_{10} y $PM_{2.5}$

En la figura 5 se muestra un croquis de la localización de los equipos de medición de partículas y estaciones meteorológicas (situadas en las estaciones "Parque del Mar", "Tinglado Frutero" y en el "Muelle 17-19"). Asimismo se muestra su posición relativa respecto a los muelles donde se desarrolla la actividad de manipulación de graneles a la intemperie (muelles 11, 13 y 17), apreciándose que serán los vientos procedentes del arco NE-SW los que pueden inducir problemas de contaminación sobre las zonas residenciales.

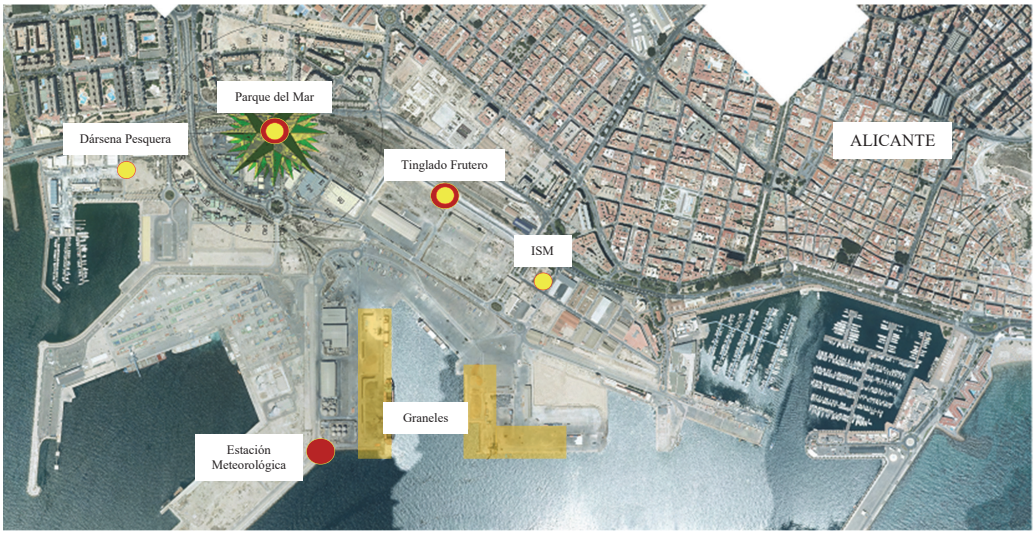


Fig.5 Localización de los equipos de medición y área de manipulación de graneles sólidos pulverulentos

4.1. Obligaciones y requisitos

En la autorización de emisiones a la atmósfera otorgada se fijan los valores límite de las partículas PM_{10} en condiciones ambientales para la protección de la salud de acuerdo al Real Decreto 102/2011, de 28 de enero, relativo a la mejora de la calidad del aire, en el que se determina un Valor Límite Diario (VLD) de 50 $\mu g/m^3$, que no podrá superarse en más de 35 ocasiones al año, y un valor límite anual de 40 $\mu g/m^3$.

Para verificar su cumplimiento, el órgano ambiental competente fijó en la Autorización que la red perimetral de equipos de control de la contaminación particulada tomara mediciones en continuo, es decir, con obtención de datos horarios y conectados directamente a la Red Valenciana de Vigilancia Control de la Contaminación Atmosférica. De esta forma, los datos recabados son, en todo momento, públicos y accesibles on-line a través de la web del órgano ambiental autonómico.

Para que los datos obtenidos sean validados, es necesario que los sistemas automáticos de medida para la medición de la concentración de materia particulada (PM_{10}) deban cumplir la norma UNE-CEN/TS 16450 EX "Aire Ambiente. Sistemas automáticos de medida para la medición de la concentración de materia particulada (PM_{10}; $PM_{2,5}$)". Asimismo, con el fin de garantizar la homogeneidad de los datos a los de la Red Valenciana de Vigilancia y Control de la Contaminación Atmosférica, la APA implementó los procedimientos necesarios para el control y garantía de calidad de los datos obtenidos, así como la estimación de la incertidumbre de calibración del caudal de los analizadores automáticos de

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

partículas, y los procedimientos informáticos necesarios para garantizar la correcta transmisión de la información hasta el Centro de Control de Red de Vigilancia y Control de la Contaminación Atmosférica autonómico. Paralelamente, para garantizar que los datos obtenidos sean conformes, se realizan controles reglamentarios externos a través entidades homologadas, consistentes en un procedimiento de intercomparación anual frente a un método de referencia, en este caso, con los principios de la Guía Metodológica de intercomparación frente al método de referencia publicada por la Comisión Europea, con el fin de garantizar la aptitud de los sistemas. Esta verificación se realiza con una periodicidad anual, y como resultado de ello se obtiene una recta de calibración cuyo factor de corrección debe aplicarse, posteriormente, a los datos sin calibrar obtenidos en las distintas estaciones.

Una vez definidos los criterios por las que se garantiza que los datos obtenidos son conformes, el desempeño ambiental recae sobre el control de las operativas y los criterios de activación de las distintas medidas correctoras disponibles. Para ello, la APA da traslado a sus operadores de las medidas contempladas en la "*Guía de Buenas Prácticas en manipulación y almacenamiento de Graneles Sólidos en Instalaciones Portuarias*", editado por Puertos del Estado en mayo de 2015, y establece medidas adicionales de acuerdo a un Plan de Vigilancia y Control Ambiental (PVCA) específico aprobado por el Director del Puerto de Alicante, donde se establecen las bases para desarrollar los protocolos de intervención preventiva mediante un sistema de alerta medioambiental.

4.2. Caracterización y determinación de umbrales de intervención temprana

El Real Decreto 102/2011 fija los valores límite que pueden alcanzarse en periodos de 1 día (24 h) y el valor medio anual (año civil). Esta exigencia normativa, al considerar un periodo de análisis mínimo de 24 h, no permite valorar si se puede estar produciendo un impacto puntual sobredimensionado, es decir, si toda la carga contaminante se produce en un periodo muy corto de tiempo, o bien se distribuye homogéneamente a lo largo del día, situación sobre la que el Plan de Vigilancia y Control Ambiental de la APA actúa directamente, y define unos ítem de intervención definidos a través de procedimientos quese concreta en un sistema de autocontrol automatizado.

En síntesis, el sistema de autocontrol incorpora como factores básicos de evaluación los siguientes:

- Por un lado, la dirección del viento, en tanto cada captador de partículas tiene unos ángulos de impacto directo respecto los muelles donde se manipula el granel en función de su posición. De esta forma, se introduce una relación unívoca entre la fuente emisora y el medio receptor, en la que se asume a priori que los niveles de inmisión detectados, cuando se encuentra dentro de dicho rango, son propios de la actividad, si la hubiera.
- Por otro, que los niveles de inmisión por sí mismos, con independencia de la dirección del viento, suponen un criterio de evaluación a ser tenido en cuenta, por lo que se establecen una serie de criterios de niveles de alerta temprana en márgenes temporales inferiores al promedio diario, que es el exigido por la normativa vigente, para garantizar que se puedan cumplir con dichos objetivos de calidad.
- Y, por último, la combinación de ambos factores, cuyo resultado permite evaluar el impacto ambiental de la actividad y establecer criterios de intervención graduada, pudiendo llegar incluso a requerir la paralización completa hasta retomar niveles de calidad del aire aceptables.

4.2.1. Umbrales de Evaluación y activación de alertas

Con el objeto de garantizar que se cumplen los objetivos de calidad del aire diario, y evitar que la contaminación se concentre en un periodo corto de tiempo, el sistema automático de alerta emplea como unidad de tiempo mínima el valor promediado en 1 hora tanto de concentración particulada, "C_1", como de los parámetros meteorológicos de dirección y velocidad del viento. Complementariamente, se evalúan las concentraciones en obtenidas en periodos de 4, 8 y 24 horas móviles (C_4, C_8 y C_{24}, respectivamente). En la tabla 1 se sintetizan los parámetros que definen los umbrales de concentración máximas que pueden alcanzarse en un determinado periodo de tiempo a lo largo de 1 día.

<table>
<tr><td colspan="2">ÍNDICES DE CALIDAD HORARIO</td><td colspan="4">Umbrales de evaluación y activación de alertas</td></tr>
<tr><td>PM_{10} (C) µg/m^3</td><td>Calidad</td><td>AVISO</td><td colspan="2">EVALUACIÓN</td><td>Objetivo</td></tr>
<tr><td>0-38</td><td>Excelente</td><td rowspan="4">$C_{24} \geq 39$</td><td>$C_1 > 113$ µg/m^3</td><td>$C_4 \geq 100$ µg/m^3</td><td rowspan="4">$C_{24} < 50$ µg/m^3</td></tr>
<tr><td>39-75</td><td>Buena</td></tr>
<tr><td>76-113</td><td>Mejorable</td><td rowspan="2">$C_8 \geq 75$ µg/m^3</td><td rowspan="2">$C_{24} \geq 45$ µg/m^3</td></tr>
<tr><td>>113</td><td>Deficiente</td></tr>
</table>

Tabla 1 . Umbrales de evaluación y activación de avisos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para los casos de excepcionalidad meteorológica, en los que apenas hay dispersión atmosférica y se generan procesos de contaminación mantenida en las ciudades de forma continuada y mantenida en el tiempo, la APA interviene limitando su actividad hasta que remitan las condiciones anómalas y se alcancen niveles de seguridad para la población. Para ello se toman como referencia los objetivos de calidad diarios de acuerdo a tabla 2.

ÍNDICES DE CALIDAD DIARIO		Umbrales de evaluación y activación de alertas	
PM_{10} (C) µg/m^3	Calidad	AVISO	Alerta
51-75	Mejorable	Superación 1 día.	Superación VLD en 3 ocasiones consecutivas o en 5 ocasiones en un periodo de 7 días.
> 75	Deficiente		Superación 1 día

Tabla 2. Umbrales de Evaluación y Activación de AVISOS por EXCEPCIONALIDAD

Así, de acuerdo a los criterios definidos, se interviene de la siguiente manera:

Una PREALERTA (aviso) por niveles de inmisión, de acuerdo a las condiciones descritas, implicará la activación de alguna de las medidas que implican el uso de agua en aquél muelle donde se esté manipulando mercancía pulverulenta, cuando la dirección del viento esté comprendida entre los rangos de impacto, hasta que los niveles de inmisión alcancen los objetivos de calidad del aire que se definan al efecto, o bien se finalice la operativa si ésta se produce antes de alcanzar dichos objetivos.

Una ALERTA implicará la evaluación por parte de los responsables de Medio Ambiente de la APA el posible impacto de la actividad, considerando la velocidad y dirección del viento, para determinar si se trata de una situación achacable a la actividad portuaria de manipulación de graneles o se puede tratar de una fuente externa.

En el caso de que se confirme que los niveles de inmisión sean debidos a la actividad de manipulación, se activarán tantas medidas correctoras adicionales sean necesarias (aspersores, cañón nebulizador y difusores de agua), pudiendo ser necesaria una parada técnica en la manipulación hasta que se retomen las condiciones de seguridad, esto es, que ya no se den las circunstancias por las que se haya activado dicha alerta en el siguiente periodo de medida (1 hora mínimo), se mantengan los valores objetivos de calidad (≤ 50 µg/m3 en el día civil), o bien se identifique que las superaciones puedan proceder de fuentes externas.

Excepcionalmente, en el caso de que por condiciones meteorológicas especiales se produzca una contaminación excesiva en el entorno portuario de forma mantenida, podrá limitarse la actividad parcialmente (por muelle, tipología de mercancía, etc.) o incluso ordenar la paralización completa hasta que remitan dichas condiciones. En el caso de que resulte necesario paralizar la actividad de manipulación durante un periodo dilatado (día completo), deberá ser aprobado por la Dirección de la APA.

El proceso de decisión descrito se encuentra automatizado y monitorizado a través de un cuadro de mando integral que es gestionado desde la División de Medio Ambiente de la APA, y controlado desde el Centro de Control y Seguridad (CCS) del Puerto de Alicante.

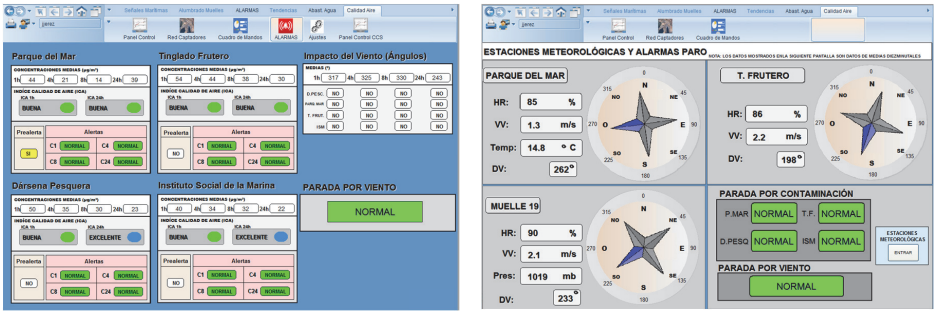


Fig.6 Cuadro de mando y gestión automatizada de alertas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Asimismo, en las áreas de manipulación se han implementado balizas y paneles luminosos informativos como indicativo de obligación de paralizar toda manipulación de material hasta que se alcancen unas condiciones de calidad del aire adecuadas.

4.2.2. Instrumentos de regulación y cumplimiento de directrices

En el momento en que es posible ejecutar una paralización de la actividad de manipulación motivado por niveles altos de contaminación por orden de la Policía Portuaria, es necesario disponer de unas herramientas normativas que lo amparen.

En este caso, se sustenta a través de una INSTRUCCIÓN DEL DIRECTOR del Puerto de Alicante, al amparo de lo establecido en el Artículo 6.1 de la Ley 40/2015, de 1 de octubre, de Régimen Jurídico del Sector Público, que establece la posibilidad de que los órganos administrativos dirijan las actividades de sus órganos jerárquicamente dependientes mediante instrucciones y órdenes de servicio, y del art. 33 del Real Decreto 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 que atribuye al Director la dirección y gestión ordinaria de la entidad y de sus servicios. En dicha Instrucción se establece que "*se suspenderá la operativa cuando se active el sistema de alertas previsto por el PVCA. Este sistema se ejecutará automáticamente cuando se cumplan los fijados en el Plan de Vigilancia y Control Ambiental (PVCA) vigente a través de sus procedimientos y/o instrucciones complementarias*".

Asimismo, la previsión de que a través de una Instrucción del Director se pudiera intervenir en la paralización de la actividad por niveles altos de contaminación, se materializó modificando el Manual de Buenas Prácticas Medioambientales del Puerto de Alicante, donde se establece que "*la APA podrá desarrollar instrucciones específicas, incluyendo el ejercicio regulador mediante articulado de disciplina medioambiental y régimen sancionador, que será de obligatorio cumplimiento por parte de los operadores, con el objeto de garantizar el cumplimiento de los objetivos de calidad ambiental*". Dicha modificación fue aprobada por el Consejo de Administración del Puerto de Alicante el 16/11/2017, y el edicto de la Instrucción del Director fue publicado en el Boletín Oficial de la Provincia de Alicante el 30/10/2018.

5. Actuaciones en proceso de implementación

A pesar de que la APA viene desarrollando el control de la calidad del aire desde hace años con la estación "Parque del Mar", fue en el mes de agosto de 2017 cuando se implementaron el resto de estaciones de control de inmisión particulada y se finalizaron las obras de instalación de pantallas. Tras más de un año de control exhaustivo de la calidad del aire, se han obtenido un volumen ingente de datos en el que se está detectando determinados patrones estacionales o vinculados a otras actividades que pueden derivar en la incorporación de nuevos ajustes en los sistemas de intervención temprana.

El tratamiento estadístico de estos datos mediante herramientas software libre específicas para contaminación atmosférica, como es el caso de "OPENAIR", permiten identificar condiciones de riesgo potencial, procesos cíclicos de contaminación, frecuencias y procedencias de fuentes contaminantes, etc., por lo que se está empleando para la identificación de patrones y reajuste en los rangos de identificación de impactos por condiciones meteorológicas.

6. Conclusiones

La implementación de las medidas señaladas, junto con el control operacional mediante intervención temprana, ha permitido al Puerto de Alicante compatibilizar la actividad de manipulación a la intemperie en un contexto de fuerte presión social por parte de las áreas residenciales de la ciudad que se encuentran en contacto directo con la instalación portuaria, garantizando en todo momento el cumplimiento legal.

Referencias

ALONSO HERAS, J. (2018). *Proyecto I+D+i sobre el desarrollo del sistema de cubrición mediante lonas de los graneles sólidos en el Puerto de Alicante.*

AUTORIDAD PORTUARIA DE ALICANTE (2017). *Manual de Buenas Prácticas Ambientales del Puerto de Alicante.*

AUTORIDAD PORTUARIA DE ALICANTE (2018). *Instrucción 01/18 del Director "Operativa de Manipulación de Graneles Sólidos".*

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

CARSLAW, DC, ROPKINS, K (2012). "openair — An R package for air quality data analysis."*Environmental Modelling & Software*, 27–28(0), 52–61. ISSN 1364-8152, doi:10.1016/j.envsoft.2011.09.008.

JEREZ ESCOLANO, J. (2017). *Plan de Vigilancia y Control Ambiental para la Autorización de Emisiones a la Atmósfera de Graneles Pulverulentos en los Muelles 11, 13 y 17 del Puerto de Alicante.*

PUERTOS DEL ESTADO (2015). *Guía de Buenas Prácticas en manipulación y almacenamiento de Graneles Sólidos en Instalaciones Portuarias.*

Real Decreto 102/2011, de 28 de enero, relativo a la mejora de la calidad del aire.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Sistema para el análisis en tiempo real de las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia en el sistema portuario español

García-Valdecasas, Javier[a]; Pérez-Gómez, Begoña[d]; Molina, Rafael[b,c]; Rodríguez, Alberto[a]; Rodríguez, David[b]; Pérez, Susana[d]; Campos, Álvaro[b]; Terrés Nicoli, Jose María[a]; Rodríguez-Rubio Pablo[e]; Gracía, Sergio[f], Ripollés, Luis[f]; de los Santos Ramos, Francisco J.[e]; Álvarez-Fanjul, Enrique[d]

[a]Oritia & Boreas S.L. C/ Ojos del Salado, 100, CP 18008 Granada. Emails: garciavaldecasas@oritiayboreas.es, rodriguezmoreno@oritiayboreas.com, terresnicoli@oritiayboreas.com

[b]Dpto. Ingeniería Civil. Transportes y Territorio. UPM, Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. España. Emails: alvaro.campos@upm.es, rafael.molina@upm.es, drlorenzo@caminos.upm.es

[c]CEHINAV-HRL-UPM. Canal de Experiencias Hidrodinámicas de Navales. ETSIN. Universidad Politécnica de Madrid. Ciudad Universitaria. 28040. Madrid. España.

[d]Organismo Público Puertos del Estado. Avda. del Partenón, 10, CP 28042 Madrid. Emails: enrique@puertos.es, bego@puertos.es

[e]Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras. Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2 11207 Algeciras, Cádiz. Emails: fsantos@apba.es, prodriguez.ate@apba.es

[f]Nologin Consiulting S.L. Av. Ranillas, 1D, if. 3G, 50018 Zaragoza. Emails: sergio.garcia@nologin.es, luis.ripolles@nologin.es

Resumen

La monitorización de las variaciones del nivel del mar es una de las principales preocupaciones de la sociedad actual. Más allá de las variaciones del nivel medio que podrían obligar a una reconfiguración de las zonas costeras, las variaciones en alta frecuencia, tales como los tsunamis y meteo-tsunamis, son capaces de producir grandes pérdidas socio-económicas. Además de las graves consecuencias de los eventos extremos tales como los tsunámis del sureste asiático de la última década o las "risagas" de Ciudadela, las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia afectan al día a día de las operaciones portuarias, limitando la operatividad y la seguridad de las mismas. Puertos del Estado, a través del Área de Medio Físico, está realizando un gran esfuerzo en desarrollar una red de medida que permita medir y caracterizar estas variaciones. Desde el año 2006, Puertos del Estado ha desplegado un total de 38 mareógrafos que permiten registrar las variaciones del nivel del mar con una frecuencia de muestreo de 2Hz. El presente artículo describe el trabajo realizado para el desarrollo de un sistema operacional que permite caracterizar las variaciones del nivel del mar a alta frecuencia (periodos comprendidos entre 30s-1hora) y su difusión a través del Cuadro de Mando Ambiental (CMA) de Puertos del Estado con el objetivo de obtener un mayor conocimiento de la ocurrencia e incidencia de dichos fenómenos.

Palabras clave: *Monitorización, nivel del mar, onda larga, REDMAR, CMA, OPPE*

1. Introducción

El nivel del mar es una de las cincuenta Variables Climáticas Esenciales del Sistema Global de Observación del Clima (GCOS: Global Climate Observing System). Los riesgos asociados a su variabilidad espacio temporal no sólo se limitan a los ocasionados por el cambio climático, en las bajas frecuencias y con variaciones decadales y seculares, que son del orden de milímetros al año. Elevaciones generadas por tormentas ("storm surge"), tsunamis y otros fenómenos de alta frecuencia, como las "rissagas" meteorológicas de Ciudadela (Monserrat et al., 2006) o los fenómenos de "onda larga" asociados al oleaje en los puertos del Cantábrico (Pérez-Gómez et al., 2016), con períodos de minutos, pueden afectar seriamente la línea de costa, sus infraestructuras y causar inundaciones, en ocasiones de un elevado impacto social, ambiental o económico. Adicionalmente, en el horizonte cercano, los puertos buscan la plena automatización de sus procesos, la gestión del riesgo operacional y la sincromodalidad (Molina Sánchez, 2018), para ello, entre otras cuestiones, el conocimiento preciso y en tiempo real de los forzamientos que actúan sobre las infraestructuras portuarias y su afección en las operaciones que se realizan en ellas es de vital importancia.

El Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE) dispone actualmente de una red de medida para la monitorización de las variaciones del nivel de mar (REDMAR) que incorpora el control de calidad en pseudo tiempo real y un sistema de alerta en tiempo real por nivel del mar, agitación y oscilaciones del nivel del mar (tsunamis, seiches, meteotsunamis…) a partir de los datos medios minutales enviados en tiempo real por cada una de las estaciones (Pérez-Gómez et al., 2013). Este sistema no permitía hasta ahora conocer lo ocurrido entre los 30 s (límite superior del oleaje) y los 2 min, para lo que

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

era necesario un esfuerzo adicional y diseñar un nuevo software y flujo de datos que permitiese la explotación de los datos originales (con un muestreo de 2Hz).

Ante este escenario, la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras y el Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE), en el marco del proyecto SOPRANO (Pérez-Gómez et al., 2019), decidieron desarrollar este nuevo sistema con nuevas capacidades para el análisis en tiempo real de las variaciones del nivel del mar a alta frecuencia (entendidas como tales las ondas con periodos comprendidos entre treinta segundos y una hora) a partir de los datos brutos a 2Hz registrados por las estaciones de medida de la red REDMAR.

2. La red de medida REDMAR

La red de medida REDMAR está compuesta, actualmente, por 38 estaciones radar (Miros SM-094 Range Finder) que se han instalado progresivamente desde el año 2006. Estas estaciones registran la distancia a la superficie libre del mar con una frecuencia de muestreo de 2Hz, envíando en tiempo real la media del último mínuto y de forma horaria los datos brutos registradas por el sensor.

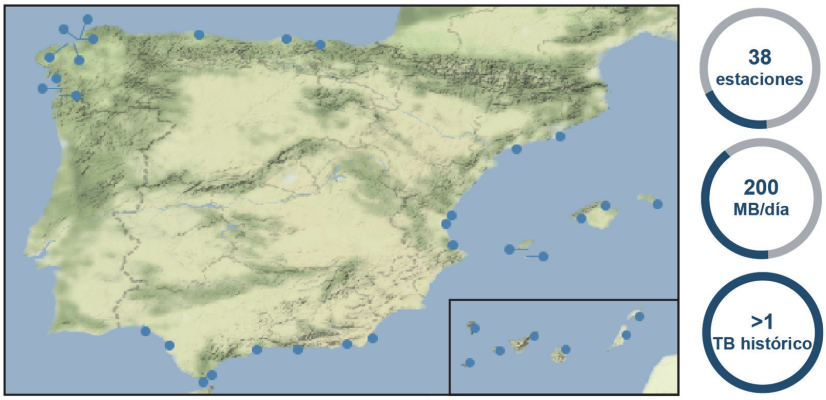


Fig. 1. Emplazamiento de las estaciones radar que componen la red de medida REDMAR

Una vez en Puertos del Estado, las series recibidas son sometidas a dos controles de calidad. Por un lado, tanto a la serie bruta como a la serie minutal, se les realiza un control de calidad L1 que consiste en la detección de registros no válidos, errores en la asignación del sello temporal, interpolación de huecos, picos, outliers, estabilización de la serie y, dependiendo de la aplicación, incluso el filtrado a valores horarios y el cálculo del residuo meteorológico (eliminada la marea)(Pérez-Gómez et al., 2013). Por otro lado, la serie minutal es sometida a un estricto control de calidad que permite identificar los valores fuera de rango, picos y variaciones temporales en la referencia de la serie debidas a interferencias o colocación de objetos entre la antena y la superficie libre. Este segundo control de calidad es utilizado para el análisis de la serie de 2Hz y se ha desmostrado imprescindible para el correcto funcionamiento de la nueva herramienta y reducir su sensibilidad a errores instrumentales.

3. Breve descripción de las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia

Las variaciones del nivel del mar son aquellas variaciones de la superficie libre que tienen un periodo superior al del oleaje (olas de gravedad). En función del periodo de dichas variaciones y de menor a mayor periodo, se encuentran, en primer lugar, las ondas de infragravedad o infragravitatorias, comúnmente denominadas como onda larga. Estas variaciones presentan periodos situados entre los los 30 segundos y 5 minutos. Posteriormente se encuentran las ondas de periodos de varios minutos a horas (seiches, meteo-tsunamis, tsunamis o sobre-elevaciones generadas por tormentas),las ondas de mareas con periodos más energéticos en torno a 12 y 24 horas, pero incluyendo periodos más largos (desde un mes a miles de años), y finalmente las variaciones lentas del nivel medio del mar a escalas de siglos y milenios.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La figura 2 muestra el espectrograma de los registros medidos por el mareografo de Motril donde pueden apreciarse la existencia de varias bandas de energía entre los 30 segundos y las 24 horas. Las ondas de marea aparecen en la zona superior con periodos de 6, 12 y 24 horas. Por debajo de ella, alrededor de los 12-15 minutos se aprecia una banda casi constante de energía característica del mareógrafo de Motril. Entre los 30 segundos y los 5-6 minutos se suceden intervalos de tiempo con mayor o menor existencia de fenómenos de onda larga.

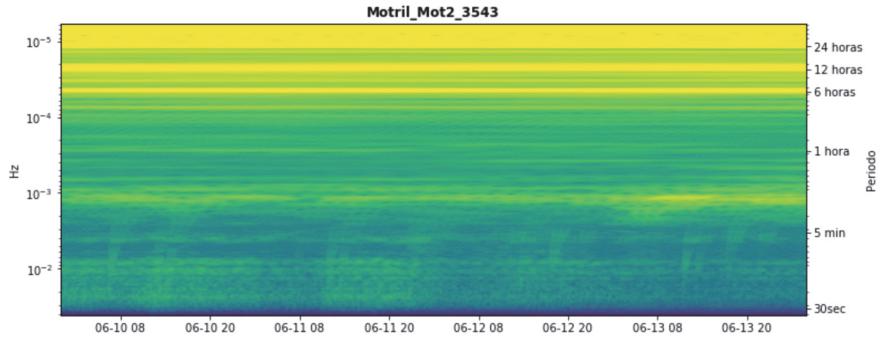


Fig. 2. Espectrograma de la señal registrada por el mareógrafo de Motril. En él se aprecia claramente la existencia de una banda de ondas infragravitatorias por debajo de los 5 minutos

El presente trabajo se centra en las variaciones del nivel del mar que tienen periodos comprendidos entre los 30 segundos y 1 hora y a las que nos referimos como variaciones del nivel del mar a alta frecuencia.

4. Herramienta para el análisis y publicación de las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia

Con el objetivo de caracterizar las variaciones de nivel del nivel del mar anteriormente descritas, se ha desarrollado un conjunto de herramientas que permiten analizar, exportar y difundir la información resultante del proceso de datos realizado.

El software, denominado NivMarHF, está compuesto por cuatro módulos principales:

- Software para la caracterización e identificación de eventos de onda larga (30s-1hora). Este software analiza en pseudo tiempo real (de forma horaria) las series temporales de 2Hz con el objetivo de obtener las amplitudes, periodos y distribución energética de los fenómenos de onda larga registrados en la útlima hora. Además, el software identifica si se ha producido un evento de onda larga que pueda resultar de interés.
- Difusión y publicación de los datos brutos y del resultado del análisis en formato netCDF.
- Software para la generación de gráficas HTML5. Este software permite generar gráficas personalizadadas para los distintos productos que genera el software de caracterización para cada estación.
- Desarrollo de un cuadro de mando avanzado integrado en el CMA de todas las Autoridades Portuarias que dispongan de un mareógrafo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

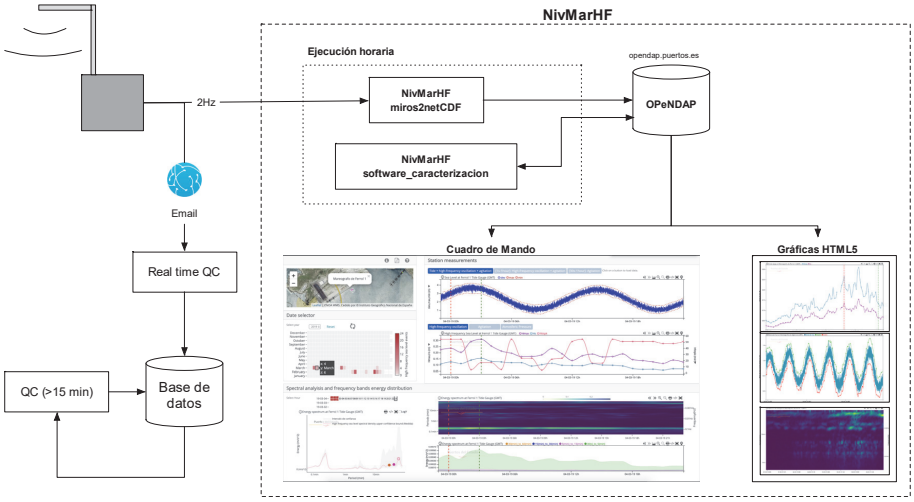


Fig. 3. Esquema general del análisis realizado para la caracterización de los fenómenos de onda larga identificados a partir de los registros brutos medidos por la REDMAR

Los siguientes apartados recogen una descripción más detallada de cada uno de los módulos anteriormente descritos.

4.1 Software para la caracterización de las variaciones del mar en alta frecuencia (30s-1hora)

El software desarrollado permite caracterizar las variaciones del nivel del mar a alta frecuencia a partir del análisis de la serie bruta de 2Hz. Esta caracterización consiste en establecer, para la última hora de análisis, cuáles son las alturas (máxima, mínima, media etc.), los periodos característicos y la distribución energética de las oscilaciones registradas. Los parámetros relacionados con la altura de las oscilaciones se obtienen a partir de un análisis realizado en el dominio del tiempo mientras que los relativos al periodo y a la distribución energética se realiza a través de un análisis en el dominio de la frecuencia (análisis espectral). A continuación se describe brevemente el análisis realizado en cada uno de ellos.

Análisis en el dominio del tiempo

La señal con periodos comprendidos entre 30 segundos y 1 hora se aísla de la señal bruta utilizando filtros recursivos (IIR) que permiten obtener una banda de transición más estrecha que la obtenida con los filtros FIR (Hamming, 1998). Con el objetivo de obtener descriptores de la amplitud horaria de de la onda de alta frecuencia, la señal filtrada se analiza en el dominio del tiempo utilizando técnicas de Rainflow.

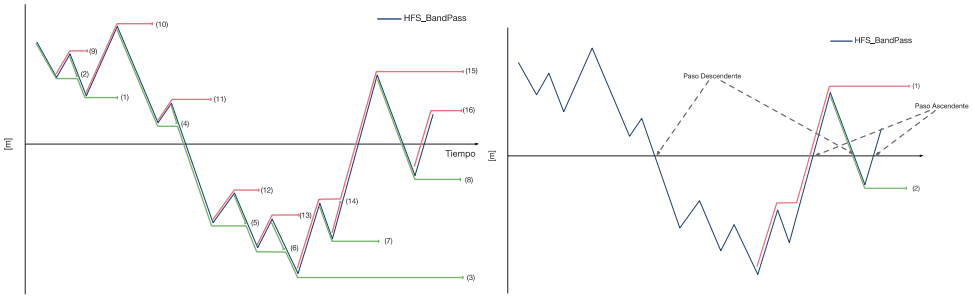


Fig. 4 Comparación del número de ciclos detectados mediante la técnica rainflow (imagen izquierda) y la técnica de pasos ascendentes por cero (imagen derecha). Se aprecia como la técnica rainflow es capaz de detectar un mayor número de ciclos

La técnica de Rainflow permite detectar un mayor número de ciclos que las técnicas clásicas de pasos ascendentes (PAC) o descendentes por cero (PDC) al no disponer de un nivel de referencia fijo, identificando amplitudes superiores e inferiores a las identificadas por la técnica PAC o PDC, tal como se observa en la figura 4 (Gómez González et al, 2014).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Una vez identificados los distintos ciclos y las amplitudes asociadas a cada uno de ellos, se procede al cálculo de los siguientes estadísticos: altura máxima, altura media del tercio superior y altura media del décimo superior.

Análisis en el dominio de la frecuencia

Así como en la banda de las ondas de gravedad la energía se localiza alrededor de la frecuencia de pico, en la banda infragravitatoria la energía puede encontrarse distribuida en diferentes frecuencias. En consecuencia, el espectro puede considerarse, inicialmente, como no estacionario y por lo tanto el análisis de Fourier no parece adecuado para estudiarlas (Lara, Javier et al., 2005). Por ello, y con el objetivo de caracterizar las variaciones de la superficie libre desde el dominio de la frecuencia, se ha realizado un análisis espectral con ventanas variables en función de la frecuencia. En concreto, se ha utilizado la *Constant-Q-Transform* (CQT) que mantiene constante el ratio Q ($f_i/\Delta f_i$) en cada frecuencia (Brown, 1991). Adicionalmente, la distribución de frecuencias sigue una ley exponencial donde n es el número de divisiones por octava:

$$f_k = f_{min} * (2^{\frac{1}{n}})^k$$

En total se ha obtenido la energía para un total de 102 frecuencias que quedan recogidas en la tabla 1.

#	Periodo (min)	#	Periodo (min)	#	Periodo (min)	#	Periodo (min)
1	62,68	27	10,34	53	1,71	79	0,28
2	58,48	28	9,65	54	1,59	80	0,26
3	54,57	29	9,00	55	1,48	81	0,24
4	50,91	30	8,40	56	1,39	82	0,23
5	47,50	31	7,83	57	1,29	83	0,21
6	44,32	32	7,31	58	1,21	84	0,20
7	41,35	33	6,82	59	1,13	85	0,19
8	38,58	34	6,36	60	1,05	86	0,17
9	36,00	35	5,94	61	0,98	87	0,16
10	33,59	36	5,54	62	0,91	88	0,15
11	31,34	37	5,17	63	0,85	89	0,14
12	29,24	38	4,82	64	0,80	90	0,13
13	27,28	39	4,50	65	0,74	91	0,12
14	25,46	40	4,20	66	0,69	92	0,11
15	23,75	41	3,92	67	0,65	93	0,11
16	22,16	42	3,66	68	0,60	94	0,10
17	20,68	43	3,41	69	0,56	95	0,09
18	19,29	44	3,18	70	0,52	96	0,09
19	18,00	45	2,97	71	0,49	97	0,08
20	16,79	46	2,77	72	0,46	98	0,08
21	15,67	47	2,58	73	0,43	99	0,07
22	14,62	48	2,41	74	0,40	100	0,07
23	13,64	49	2,25	75	0,37	101	0,06
24	12,73	50	2,10	76	0,35	102	0,06
25	11,88	51	1,96	77	0,32		
26	11,08	52	1,83	78	0,30		

Tabla 1. Frecuencias de cálculo del análisis espectral

Tal y como puede observarse en la figura 2, el uso de la CQT permite obtener una buena resolución en altas frecuencias reduciendo el tamaño de la ventana y a su vez una buena caracterización de los fenómenos de bajo periodo gracias a la utilización de ventanas de mayor tamaño cuando las frecuencias son bajas.

Con el objetivo de simplificar la interpretación del espectro de energía, adicionalmente al espectro completo de 104 frecuencias, se calcula y almacena la frecuencia acumulada en cuatro bandas de energía con los siguientes intervalos: [30 segundos, 5 minutos), [5 minutos, 15 minutos), [15 minutos, 30 minutos) y [30 minutos, 60 minutos].

Una vez realizado el análisis en el dominio de la frecuencia los parámetros cálculados son los siguientes:

- Periodo más energético de la banda 30s-1hora.
- Segundo periodo más energético.
- Tercer periodo más energético.
- Espectro de energía en 104 frecuencias.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- Espectro de energía en las 4 bandas [30 segundos, 5 minutos), [5 minutos, 15 minutos), [15 minutos, 30 minutos) y [30 minutos, 60 minutos].

Identificación de eventos

Con el objetivo de estudiar con un mayor nivel de detalle las horas más energéticas, se ha procedido a realizar una identificación de "eventos de onda larga" mediante técnicas de umbralización. Para ello, se ha fijado como umbral de superación el percentil noventa y ocho (98) de las alturas de onda larga para todas las estaciones que componen la REDMAR y se han fijado en 24 horas la independencia entre eventos.

4.2 Publicación de datos. Formatos y disponibilidad

Tanto el histórico de registros de las estaciones que componen la REDMAR como los productos obtenidos en el proyecto están disponibles para toda la comunidad portuaria a través del OPeNDAP de Puertos del Estado (opendap.puertos.es) en formato netCDF. Existen tres productos principales:

1. Registros brutos a 2Hz en formato netCDF segíun el estándar OceanSites v1.2 (OceanSITES 2019).
2. Series filtradas con paso alta (periodos comprendidos entre 1 segundo y 1 hora) y paso banda (periodos comprendidos entre 30 segundos y 1 hora).
3. Serie con la caracterización horaria. Este archivo continene las alturas y periodos de las oscilaciones así como los espectros de energía.

Elemento	Variables en netCDF	Descripción	Cadencia
Serie Filtrada con Paso Alta.	HFSHP	1hora<=T. Incluye agitación	0.5 seg
Serie Filtrada con Paso Banda.	HFSBP	1hora<=T<=30seg	0.5 seg
Espectro Completo	HFSSPEC1D FREQUENCY BANDWIDTHFREQ	Espectro Frecuencias. Centro clase. Ancho de clase.	1 hora
Energía en Bandas	HFSBANDSPEC1D BANDSFREQUENCY BANDSBANDWIDTHFREQ	Espectro Frecuencias. Centro clase. Ancho de clase.	1 hora
Periodos Característicos	HFSTPK HFSTPK2 HFSTPK3	Periodo más energético Segundo periodo más energético Tercer periodo más energético	1 hora
Amplitudes	HFSMXH HFSAVH HFSAV10H	Altura máxima Altura media del tercio superior Altura media del décimo superior	1 hora

Tabla 2. Nomenclatura y descripción de las variables en los distintos netCDF almacenados como resultado del análisis de caracterización de las variaciones del nivel del mar en alta frecuencia

4.3. Integración en el Cuadro de Mandos Ambiental (CMA)

Finalmente, los productos generados por el software de caracterización se difunden a través del CMA de Puertos del Estado. Para ello, se ha agregado una nueva sección de oscilaciones 30s-2h en el apartado de tiempo real para todos los mareógrafos de la REDMAR, en el que se puede consultar rápidamente y de forma simplificada el valor de los dos parámetros principales: altura máxima y periodo de pico registrado en la última hora. Pulsando en los iconos situados a la izquierda del nombre de la variable, se puede acceder a las gráficas para la consulta de valores históricos de dichas variables.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

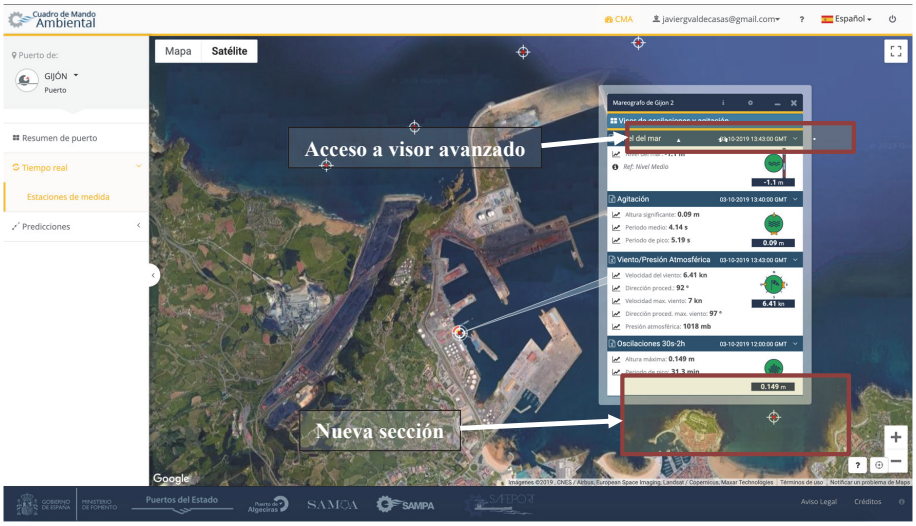


Fig. 5 Pop-Up del mareógrafo de Gijón. En la zona inferior del mismo se ha incluido una información resumida de las variaciones del nivel del mar a alta frecuencia durante la última hora. En la zona superior se ha incluido un acceso al visor avanzado

Aquellos usuarios que lo deseen, pueden acceder a un visor avanzado en el que se pueden consultar todos los productos generados (alturas, periodos, espectrogramas, espectros, eventos detectados, etc.) así como el resto de variables registradas por el mareógrafo como la presión atmosférica, agitación y velocidad del viento. Dicho visor avanzado se ha dividido en 4 secciones principales:

- La primera sección, situada en la zona superior izquierda, permite consultar la posición del mareógrafo para así comprender las condiciones de contorno de los registros medidos.
- La segunda sección situada inmediatamente debajo de la anterior contiene la información sobre los eventos identificados. En la figura 6 puede apreciarse como, para el mareógrafo de Gijón, existe un mayor número de eventos de onda larga en los meses de invierno (enero, febrero, noviembre y diciembre principalmente) que en los de verano.
- Los registros de la estación se pueden consultar en la zona superior derecha. En dicha sección, y a través del uso de distintos botones, es posible consultar:
    a. Serie bruta registrada por el mareógrafo a 2Hz.
    b. Serie filtrada con periodos comprendidos entre 1 segundo y 1 hora.
    c. Serie filtrada con periodos comprendidos entre 30 segundos y 1 hora.
    d. Alturas y periodo de pico de las oscilaciones de 30 segundos y 1 hora.
    e. Agitación.
    f. Presión atmosférica.

Finalmente, la zona inferior muestra el análisis espectral y la distribución energética por bandas. Gracias a un selector horario, es posible consultar el espectro (CQT) del mareógrafo para una hora seleccionada y compararlo con un espectro de fondo que se ha seleccionado a partir de un análisis detallado de los espectros históricos de cada una de las estaciones. Este espectro de fondo representa la huella característica del espectro de dicho mareógrafo y permite comparar el espectro visualizado con el espectro típico de la estación. La figura 6 muestra el visor avanzado para dos fechas con y sin evento de onda larga. Puede apreciarse como, en la serie temporal identificada con evento de onda larga (imagen inferior) el espectro representado (línea roja) difiere sustancialmente del espectro de fondo de la estación (en líneas discontinuas) mientras que en la serie temporal sin evento de onda larga (imagen superior) la diferencia entre ambos espectros es baja.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

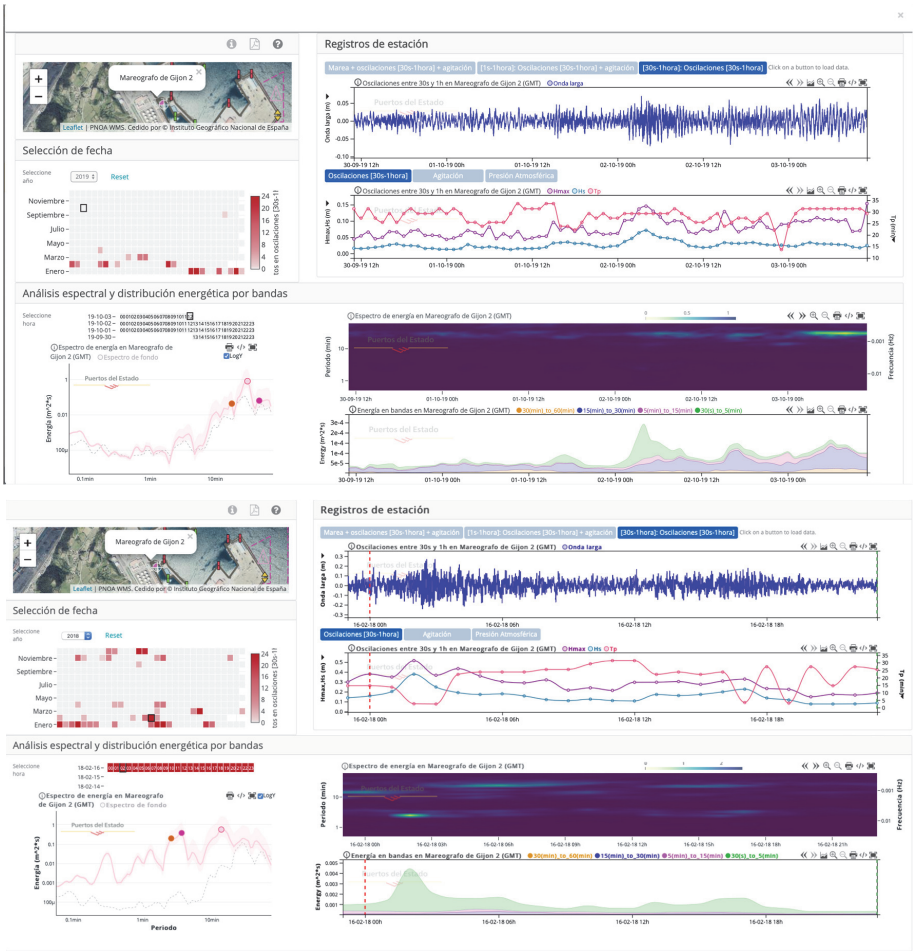


Fig. 6 Visor avanzado del mareógrafo de Gijón. La imagen superior muestra el visor avanzado para una fecha sin evento de oscilaciones del nivel del mar en alta frecuencia mientras que la imagen inferior muestra el visor para el mismo mareógrafo en una fecha con evento de oscilaciones del nivel del mar en alta frecuencia.

5. Conclusiones

Se ha presentado una herramienta operacional novedosa que permite analizar y caracterizar las oscilaciones del nivel del mar en alta frecuencia en pseudo tiempo real a partir de los datos a 2Hz de todos los mareógrafos de la REDMAR. La herramienta, denominada NivMarHF, además de realizar el análisis de las series brutas de los mareógrafos, ofrece mecanismos la difusión y consulta de los resultados en tiempo real para toda la comunidad portuaria y científica, integrando los resultados en el OPeNDAP de Puertos del Estado y en el Cuadro de Mando Ambiental (https://cma.puertos.es).

Referencias

BROWN, J. C. (1991). “Calculation of a constant Q spectral transform” en The journal of acoustical society of America, 89, p. 425-434

GÓMEZ GONZÁLEZ, R., MOLINA SÁNCHEZ, R., CASTILLO, E. y CASTILLO C. (2013). “Using Rainflow Information” en IEEE Journal of Oceanic Engineering 38 – 1, 09/2013, pp 12-24.

HAMMING, RICHARD W. *Digital Filters* (1998). Dovers Publications

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

LARA, JAVIER, FRANCISCO MARTÍN, I.J. LOSADA, AND GABRIEL DÍAZ-HERNÁNDEZ. "Experimental Analysis of Long Waves at Harbour Entrances." Vol. 2, 2005.
MOLINA SÁNCHEZ, R. (2018). "La revolución digital del mar" en Revista de Obras Públicas, 3604, p. 66-71.

MONTSERRAT, S., GOMIS, D., JANSÁ, A. y RABINOBICH, A.B. (2006). Ciutadella harbour, Menorca, Spain, 15 June 2006 rissaga. Tsunami Newsletter 38, p. 5–7.

OceanSITES. OceanSITES user manual.<http://www.oceansites.org/docs/oceansites_user_manual_version1.2.doc> [Consulta: Octubre 2019]

PÉREZ GÓMEZ, B., ÁLVAREZ-FANJUL, E., PÉREZ, S., DE ALFONSO, M. y VELA, J. (2013). "Use of tide gauge data in operational oceanography and sea level hazard warning systems" en Journal of Operational Oceanography, vol 6(2), p 1-18.

PÉREZ-GÓMEZ, B, MANZANO, F, ÁLVAREZ-FANJUL, E. , GONZÁLEZ, C., CANTAVELLA, J.V. y SCHINDELE, F. (2016). " Lessons Derived from Two High-Frequency Sea Level Events in the Atlantic: Implications for Coastal Risk Analysis and Tsunami Detection". Front. Mar. Sci. 3:206. doi: 10.3389/fmars.2016.00206.

PÉREZ-GÓMEZ, B. PÉREZ-GONZÁLEZ, I., GARCÍA SOTILLO, M. Y y ÁLVAREZ-FANJUL, E. (2019): Retos de los sistemas de observación y predicción en los riesgos asociados al nivel del mar, Ribagua, DOI: 10.1080/23863781.2019.1595212

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Tendencias climáticas de las amplitudes y fases mareales de las observaciones de los mareógrafos en la costa española

Cobos, Manuel[a]; Serrano, María de los Ángeles[a]; Marcos, Marta[b]; Pérez-Gómez, Begoña[c]; Díez-Minguito, Manuel[a]

[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Universidad de Granada. Avda. Del Mediterráneo s/n, 18006, Granada, España (mcobosb@ugr.es, mserranog@ugr.es, mdiezm@ugr.es). [b]Instituto Mediterráneo de Estudio Avanzados. Universidad de las Islas Baleares y Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Esporles, Mallorca, España (marta.marcos@uib.es). [c]Área de Medio Físico, Puertos del Estado, Avda. del Partenón 10, 28042. Madrid, España (bego@puertos.es).

Resumen

Este estudio analiza la variabilidad temporal (interanual, anual y a largo plazo) de la amplitud y fase de la M2 a lo largo de la costa española. El análisis se constituye de tres partes: la selección de mareógrafos, el análisis armónico de corto periodo y el análisis espectral, estadístico simple y de tendencias. Los resultados reflejan la importancia de considerar la variabilidad intra-anual de la amplitud y fase de la M2. El orden de magnitud de esta variabilidad es superior al obtenido para el incremento del nivel medio del mar. Además, se ha observado una dependencia de la amplitud con la morfología local que concuerda con la observada en la literatura a lo largo del globo. Concretamente, en el litoral español se observa una tendencia negativa de la amplitud de la M2, más acusada en la desembocadura de los estuarios, y positiva dentro de ellos.

Palabras clave: *constituyentes mareales, tendencias, densidad espectral de potencia*

1. Introducción

El nivel del mar asociado a la marea astronómica ha sido tratado como determinista puesto que se conoce con precisión el movimiento relativo de los astros y los esfuerzos que generan sobre la masa de agua en la Tierra. Sin embargo, varios estudios recientes apuntan a que las amplitudes y fases mareales presentan la influencia de otros procesos no relacionados con el potencial generador de mareas (Dronkers, 2005). En este sentido, son diversos los estudios que observan la influencia de los cambios relativos al nivel del mar, cambio en las condiciones de resonancia, cambios en la estratificación de la columna de agua o dependencia con la estructura de la columna de agua, entre otros (Devlin et al., 2017; Talke y Jay, 2019).

La relevancia de estudiar la variabilidad de las constituyentes armónicas de la marea ha sido manifestado por numerosos autores que inciden en la valoración del riesgo de inundación en el contexto actual de cambio climático (p.e., Barbosa et al. (2008); Hill (2016)). Sin embargo, a pesar de notables excepciones, ha recibido mucha menos atención un análisis sistemático de las tendencias de las constituyentes que el estudio de las tendencias del nivel medio del mar.

Por este motivo, en el presente estudio se analiza la variabilidad temporal de la amplitud de la M2 obtenida mediante el análisis armónico de las series de elevaciones en diferentes mareógrafos a lo largo de la costa española. Para ello, en la sección 2 se detalla la metodología utilizada y se muestra el área de estudio. En la sección 3 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para la M2. La sección 4 presenta las conclusiones generales del estudio.

2. Metodología

La metodología consta de tres partes (figura 1). En la primera parte se seleccionan las series temporales de elevaciones que cumplen unos determinados criterios de adecuabilidad. En segundo lugar, se realiza un análisis armónico de periodo corto a la serie de elevaciones obteniendo una nueva serie, en este caso, de amplitudes y fases de cada una de las constituyentes armónicas de la marea. Por último, se analiza la variabilidad temporal (semianual y anual, fundamentalmente) a partir de un análisis espectral de la serie de amplitudes y un análisis estadístico simple. Finalmente, se calcula la tendencia a lo largo de plazo y se verifica su significancia estadística con dos tests complementarios.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

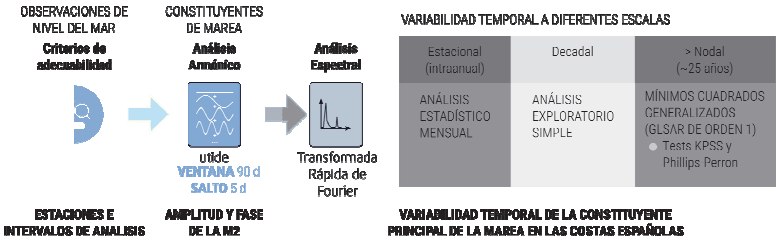


Fig. 1. Esquema de la metodología empleada

2.1. Área de estudio y criterios de adecuación de las series temporales

Se han utilizado las series temporales del nivel del mar proporcionadas por Puertos del Estado, PdE, y el Instituto de Oceanografía Español, IEO (figura 2). Estas series tienen un periodo de muestreo que oscila de 1 a 5 minutos y cubren todo el litoral español (Pérez-Gómez, 2014).

En primer lugar, se han identificado aquellas series temporales cuyo registro excede 18,6 años (un ciclo nodal) y donde el porcentaje de huecos es inferior al 15%. Algunos de los mareógrafos más recientes de PdE no se han utilizado (puntos sólidos en negro, figura 1). Ningún mareógrafo presentó un porcentaje de huecos global superior al 15%, si bien fue preciso eliminar algunos periodos concretos, p.e. en la serie de Algeciras del IEO.

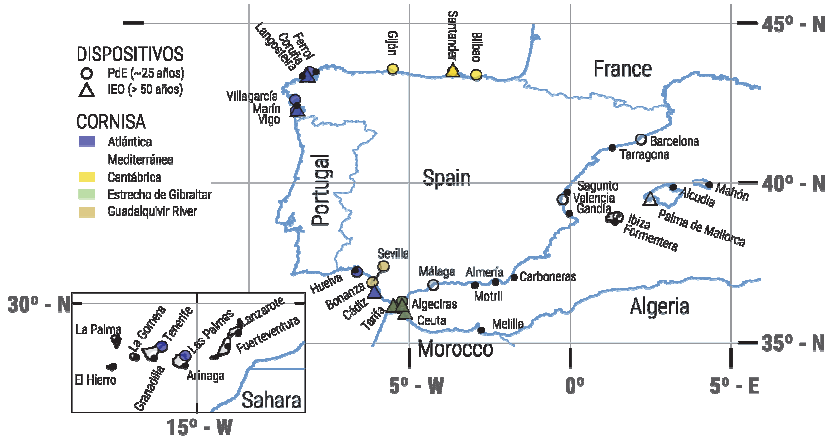


Fig. 2. Área de estudio y localización de los mareógrafos. Los círculos indican las posiciones de los mareógrafos de Puertos del Estado y los triángulos indican los mareógrafos del Instituto Español de Oceanografía. Las series temporales marcas con puntos negros tiene una muestra inferior al ciclo nodal

2.2. Análisis armónico de corto periodo con Utide

A las series temporales de elevaciones se les ha realizado un análisis armónico de corto periodo cada 5 días con una ventana móvil de 90 días. Con el salto de 5 días garantizamos un tamaño de muestra suficiente para realizar un análisis intraanual (incluso mensual) (Gräwe et al, 2014). Con la ventana de 90 días se garantiza que se separan adecuadamente las componentes semidiurnas y diurnas del análisis armónico. Con el objeto de no tener que remuestrar o interpolar la serie de elevaciones y añadir bias o error al resultado, se ha utilizado el análisis armónico Utide (Códiga, 2011). Esta función permite el análisis de una serie temporal con huecos.

El resultado es una serie temporal para cada una de las constituyentes armónicas de la marea, por su relevancia en la costa española, se han elegido la M2, N2, S2, K1, O1 y M4. En este trabajo se muestran los resultados de la amplitud de la M2 (figura 3).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

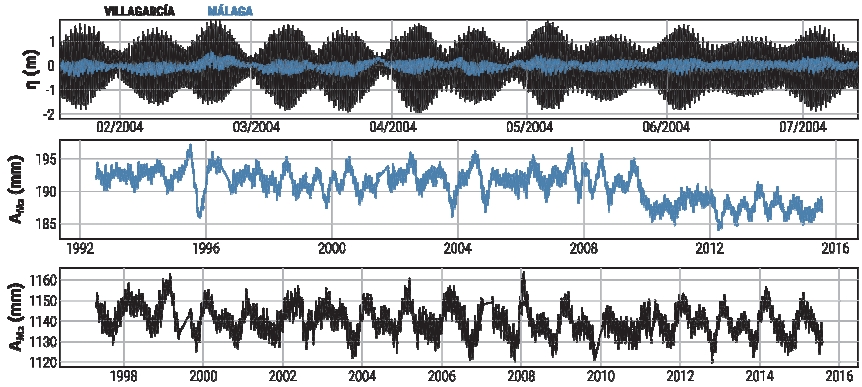


Fig. 3. Series temporales de nivel (panel superior) y de la amplitud de la componente M2 en Málaga (panel central) y Villagarcía (panel inferior)

2.3. Variabilidad temporal

El análisis de la variabilidad temporal consta de dos partes: (1) la detección de los patrones o ciclos de variabilidad principal y (2) el análisis de los cambios de amplitud en esos ciclos.

Para la primera parte, se ha realizado un análisis espectral de las series de amplitudes. Del análisis espectral se han determinado las frecuencias significativas. Estas se identifican porque superan la energía de una señal de ruido rojo en su misma banda espectral (el intervalo de confianza seleccionado es del 95%) (Torrence and Compo, 1998). Se han detectado oscilaciones de periodo quincenal, mensual, semianual y anual.

En la segunda parte hay que separar el análisis intranual del análisis de largo periodo. En el primer caso se ha realizado un análisis estadístico de la serie de amplitudes por meses, calculándose la media y la desviación típica. En el segundo caso, se ha calculado la tendencia lineal y la banda de confianza al 95% de la serie a través del método de mínimos cuadrados generalizados con carácter autoregresivo de orden 1 (Barbosa et al., 2008) y se ha verificado que la serie sigue una tendencia estacionaria a través de los tests de significancia estadística Augmented Dickey-Fuller (ADF) y KPSS (Dickey and Fuller, 1979; Kwiatkowski et al., 1992).

3. Resultados

En la figura 4 se observan los análisis armónicos de las amplitudes de la M2 en las diferentes cornisas del litoral español. En todos los paneles se observan unas líneas (o bandas) verticales que reflejan las frecuencias de oscilaciones anuales, semianuales, mensuales y quincenales (de izquierda a derecha en color gris oscuro, gris claro, azul y agua marina, respectivamente). Los puntos indican frecuencias significativas.

Como se observa en la figura 4, el régimen más irregular de amplitud de M2 lo presentan las estaciones del Mediterráneo. Esto era de esperar puesto que el régimen de mareas en esa región es diurno. Como se aprecia, la señal se asemeja a la señal de ruido rojo, por lo que no se espera que ninguna frecuencia sea significativa. El resto de paneles si muestra una marcada variabilidad quincenal y mensual. Se observan oscilaciones anuales en las regiones cantábricas y atlánticas, y no en el estrecho y el már de Alborán donde el régimen de mareas es mixto (véase como las estaciones de Tarifa y Bonanza no muestran estas frecuencias significativas). Tan sólo la cornisa cantábrica muestra una componente semianual significativa.

Puesto que se observan oscilaciones intraanuales en algunas cornisas, se procede al análisis estadístico de la serie de amplitudes. En la figura 5 se muestra el valor medio mensual, la mediana, los cuantiles 1 y 3 y la banda de confianza al 95% de las series temporales de amplitudes de la M2 en estaciones de las cinco cornisas. Se observan las oscilaciones detectadas en el análisis espectral. En la vertiente atlántica (p.e. la estación de Tenerife) la oscilación anual de la M2 es clara, con el máximo en enero y una amplitud aproximada de 16 mm. En el caso de Bilbao (vertiente cantábrica), la amplitud es de 15 mm, aproximadamente, encontrándose el máximo en enero y el mínimo en octubre. En el resto de las

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

estaciones la oscilación no es tan clara, sin embargo, se puede inferir una oscilación de amplitud aproximadamente igual a 10 mm.

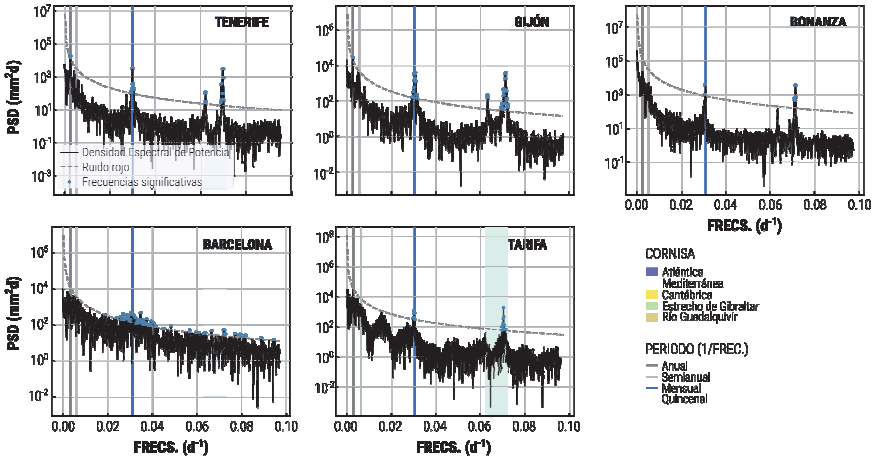


Fig. 4. Análisis espectral de las series temporales de amplitudes (M2) en las diferentes cornisas del litoral español. Las variaciones anuales, semianuales, mensuales y quincenales se han marcado con una línea o franja vertical para su mejor visualización

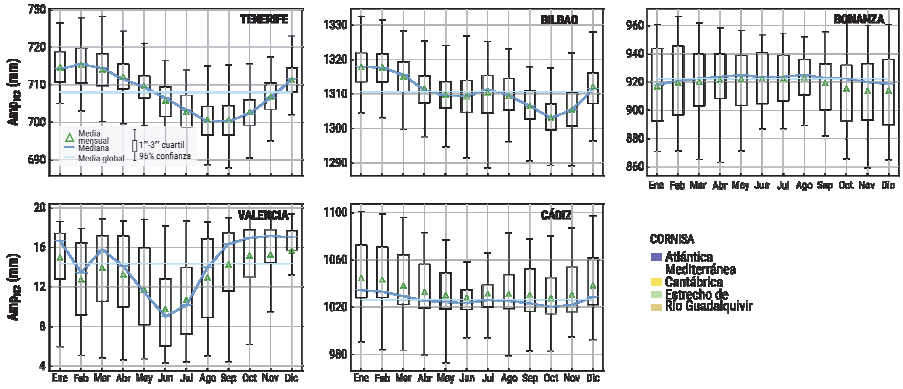


Fig. 5. Variabilidad anual y semianual de la amplitud (M2) en las diferentes cornisas del litoral español

En la figura 6, se observan las tendencias de las amplitudes de tres estaciones de Puertos del Estado antes y después del cambio de instrumentación (línea punteada en negro: sensor acústico y línea punteada en azul: sensor radar). Cómo se observa la tendencia es coherente antes y después del cambio de tecnología. En esta figura se observa tanto la tendencia a largo plazo como las oscilaciones de periodo más corto identificadas previamente. Como ya apuntaban diversos estudios, se observa una clara tendencia (Woodworth, 2010). En las estaciones de Villagarcía y Vigo, las tendencias son negativas (-0,35 ± 0,10 mm/año y -1,28 ± 0,07 mm/año, respectivamente), mientras que en Huelva es positiva (0,32 ± 0,09 mm/año).

En la figura 7 se observa la tendencia de las amplitudes de las estaciones de Puertos del Estado a excepción de Bonanza y Sevilla. Las amplitudes semidiurnas decrecen en el Golfo de Cádiz -0.07±0.03 mm/año, (excepto en la estación de Huelva y Sevilla, las cuales se encuentra dentro de sus respectivos estuarios), el Estrecho de Gibraltar y el mar Mediterráneo. La mayor tendencia negativa se encuentra en la desembocadura del estuario del río Guadalquivir, en Bonanza, donde se alcanza el valor de -2.84±0.05 mm/año. Las tendencias decrecen en las estaciones del golfo de Vizcaya (-0.13±0.03 mm/año). En Santander se observan valores positivos 0.05±0.04 mm/año, aunque la barra de error es de la misma magnitud. En las rías de Galicia el comportamiento es algo más irregular, lo que sugiere una

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

dependencia fuerte con la morfología o particularidades de la hidrodinámica local. La estación de Vigo muestra una tendencia significativa de -1.28 mm/año mientras que en la Coruña se observa un crecimiento consistente de 0.38 mm/año. Las tendencias obtenidas en este análisis concuerdan con las obtenidas por Pérez-Gómez (2014).

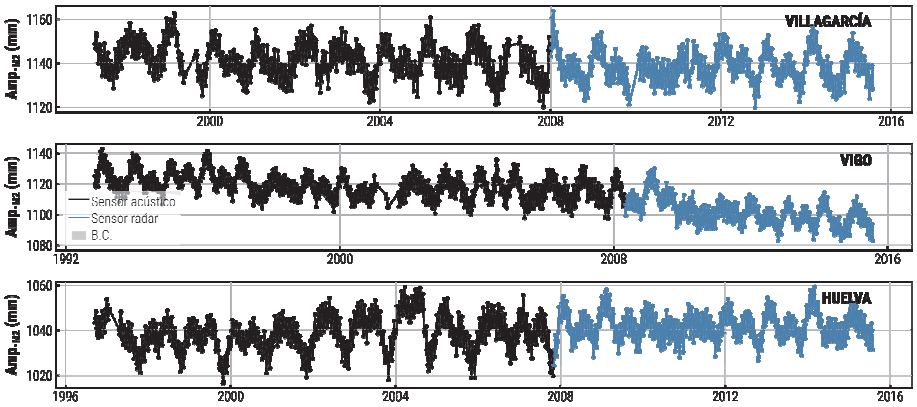


Fig. 6. Tendencia y bandas de confianza (95%) de la algunas series temporales de amplitudes (M2). La tendencia se obtuvo tanto para el periodo en el que las mediciones se realizaban con un sensor acústico (línea punteada en negro) como tras el cambio a radar (azul)

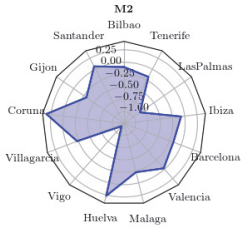


Fig. 7. Tendencias (en mm/año) de la amplitud de la M2 a lo largo del litoral español

4. Conclusiones

En cuanto a la variabilidad estacional/anual de la amplitud M2. El litoral español se puede dividir en tres sectores que se corresponden con las vertientes Atlántica/Cantábrica – Estrecho de Gibraltar – Mediterránea. En la cornisa Atlántica/Cantábrica se aprecia una variabilidad anual con un máximo en invierno y de amplitud aproximada de 10 mm/año. En el Estrecho de Gibraltar se observa una alta variabilidad mensual (80 mm) cuya media oscila en un ciclo anual de 8 mm/año amplitud y máximo en verano. En la vertiente Mediterránea la amplitud de la M2 es inferior a los 100 mm y no se observa una variabilidad anual o semianual clara.

En cuanto a la tendencia de la M2. En términos generales, las amplitudes de M2 muestran una tendencia negativa. Se observa una dependencia geográfica local. Los mareógrafos situados en la desembocadura de estuarios muestran un descenso más acusado que en general. Los mareógrafos situados dentro de estuarios muestran un ascenso.

La variabilidad estacional de la M2 es, en términos medios, un orden de magnitud superior al incremento del nivel medio del mar. Por lo tanto, se recomienda que se incluya la variabilidad temporal de la M2 en los modelos hidrodinámicos y de inundación, puesto que su concomitancia con eventos de tormenta podría dar lugar a eventos extremos de inundación costera.

Agradecimientos

Este estudio ha sido parcialmente financiado por el proyecto Multi-criteria analysis for Physical and bIotic Risk Assessment in EStuaries (PIRATES) que forma parte del Programa Estatal de investigación, desarrollo e innovación orientada a los RETOS de la sociedad (CTM2017-89531-R) y el proyecto SENsibilidad Física y Biótica de los EStuarios Peninsulares al Cambio Global (SENSES) del programa de Ayudas para la realización de proyectos en

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

materia de adaptación al cambio climático de la Fundación Biodiversidad (PRCV00487). Los autores agradecen al Instituto Oceanográfico Español y a Puertos del Estado los registros de niveles del mar proporcionados sin los cuales no habría sido posible este estudio.

Referencias

CODIGA, D.L., 2011. Unified tidal analysis and prediction using the UTide Matlab functions. *Graduate School of Oceanography, University of Rhode Island Narragansett, RI.*

DEVLIN, A. T., JAY, D. A., ZARON, E. D., TALKE, S. A., PAN, J., LIN, H. (2017). Tidal variability related to sea level variability in the Pacific Ocean. *Journal of Geophysical Research: Oceans* (122, 8445-8463).

DICKEY, D.A., FULLER, W.A., 1979. Distribution of the estimators for autoregressive time series with a unit root. *Journal of the American statistical association 74*, 427–431.

DRONKERS, J. (2005). Dynamics of coastal systems. *Advanced Series on Ocean Engineering*.

KWIATKOWSKI, D., PHILLIPS, P.C., SCHMIDT, P., SHIN, Y., 1992. Testing the null hypothesis of stationarity against the alternative of a unit root: How sure are we that economic time series have a unit root? *Journal of econometrics 54*, 159–178.

PÉREZ-GÓMEZ, B. (2014). Design and implementation of an operational sea level monitoring and forecasting system for the Spanish coast. *Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.* <https://repositorio.unican.es/xmlui/handle/10902/5876> [Consulta: 21 de enero 2019].

TALKE, S.A., JAY, D.A., 2019. Changing tides: The role of natural and anthropogenic factors. Annual review of marine science 12.

TORRENCE, C., & COMPO, G. P. (1998). A practical guide to wavelet analysis. *Bulletin of the American Meteorological society*, *79*(1), 61-78.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Análisis de los cambios de densidad en el estuario del río Guadalquivir mediante la Anomalía Longitudinal de la Energía Potencial (ALEP)

Cobos, Manuel[a]; Baquerizo, Asunción[a]; Díez-Minguito, Manuel[a]; Losada, Miguel Ángel[a]

[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Universidad de Granada. Avda. Del Mediterráneo s/n, 18006, Granada, España (mcobosb@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mdiezm@ugr.es, mlosada@ugr.es).

Resumen

El objetivo de este estudio es analizar el origen, intensidad y persistencia de los procesos estuarinos a partir de la anomalía de la energía potencial en estuarios débilmente estratificados o bien mezclados. Para ello, se propone una modificación de la densidad de referencia, densidad media vertical, por la densidad media vertical en una sección situada aguas abajo del punto en cuestión. La nueva formulación da lugar a la variable 'anomalía longitudinal de la energía potencial' (ALEP). Esta se aplica al estuario del río Guadalquivir, el cual se segmenta en cinco tramos donde se asume que los procesos son homogéneos. Los resultados indican que la aplicación de la ALEP aporta información sobre los procesos estuarinos que producen cambios espaciales y temporales en la salinidad, la temperatura y la concentración de sólidos en suspensión.

Palabras clave: *anomalía longitudinal de la energía potencial*

1. Introducción

Los intercambios de masa que se producen entre los estuarios y las masas de aguas adyacentes de ríos, mares y océanos, se rigen, entre otros, por los procesos de mezcla y estratificación de la columna de agua. Hace casi 50 años se concibió el concepto de anomalía de energía potencial aplicado a la detección de frentes oceánicos (Simpson y Hunter, 1974). La anomalía de la energía potencial es una medida de la estratificación de la columna de agua que se utiliza ampliamente en estuarios, lagos, plumas y en mares costeros (Hofmeister et al., 2009; Yang et al., 2017; Garvine and Whitney, 2006; Zhao et al., 2018). Para una posición dada en el sistema de coordenadas definido por los ejes *x, y* y *z* (longitudinal, transversal y vertical), la anomalía de la energía potencial se describe matemáticamente como:

$$\phi_S(x,y,t)=\frac{g}{d}\int_{-h}^{\eta}(\rho(x,y,z,t)-\bar{\rho}(x,y,t))z\,dz \tag{1}$$

donde *g* es la constante de gravedad, $d=\eta+h$ es la profundidad total del estuario donde $z=0$ define la posición de la superficie libre, *t* es el tiempo, $\rho(x,y,z,t)$ es la densidad y $\bar{\rho}(x,y,t)$ es la densidad media vertical en el mismo punto.

Gracias a la dependencia de ϕ_S con la densidad, y por ende, con la salinidad, temperatura y la concentración de sólidos en suspensión, su análisis aporta información sobre los procesos estuarinos subyacentes. A su vez, los cambios naturales o antropogénicos sobre las condiciones morfológicas del estuario y forzamientos sobre él (ocupación de llanos mareales, protección de márgenes, profundización del canal principal, reducción de descargas) producirá cambios en los procesos que indirectamente serán recogidos por ϕ_S. En la figura 1 se muestra cómo un incremento de las condiciones de mezcla por fondo modifica el perfil de densidad vertical y ϕ_S pasa de un valor dado (a) a cero (c).

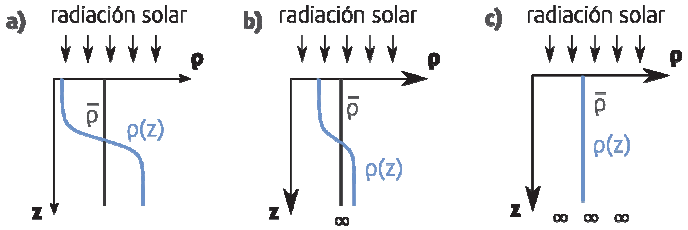


Fig. 1. Ejemplos de perfiles verticales de densidad ρ(z) en condiciones de (a) estratificación fuerte, débil y mezcla completa. El símbolo ∞ indica agitación

En la ecuación (1) se observa que el valor de referencia para designar condiciones de mezcla completa ($\phi_S = 0$) es la densidad media de la columna de agua. La información que aporta ϕ_S en muchos estuarios a lo largo del globo es esencial para su gestión, sin embargo, en estuarios débilmente estratificados o bien mezclados donde

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

$\rho(x,y,z,t) \approx \bar{\rho}(x,y,t)$, cómo es el caso del estuario del río Guadalquivir (GRE), ϕ_s es aproximadamente constante e igual a cero, siendo muy limitada la información que aporta.

En este trabajo, se analizan las relaciones entre los cambios observados de densidad y los procesos estuarinos más significativos en el GRE a través del concepto anomalía *longitudinal* de la energía potencial (ALEP). Para ello, se propone una formulación que permita su evaluación en estuarios bien mezclados. Así, en la sección 2 se muestra el área de estudio y las observaciones in-situ que se disponen para su evaluación. En la sección 3 se describe y define la anomalía longitudinal de la energía potencial y una versión simplificada de ésta para su aplicación en estuarios estrechos y bien mezclados. En la sección 4 se presentan los resultados de la observación de las principales variables de las que depende la ALEP y su relación con ésta. La sección 5 cierra el trabajo.

2. Área de estudio

El GRE se localiza en el sur-oeste de España (36º43'N–37º32'N, 5º56'O–6º30'O) y es el área de transición entre la cuenca del río del mismo nombre y el Golfo de Cádiz. El estuario comprende los últimos 110 km del río, donde el último tramo de 85 km es navegable hasta Sevilla. La presa de Alcalá del Río se encuentra en el extremo de aguas arriba. La profundidad mínima se mantiene en el canal ~7 metros para favorecer la navegación.

Fig. 3. Área de estudio: tramo bajo del río Guadalquivir. A lo largo del estuario se muestran los distintos dispositivos de medición que registraron variables metocean durante el periodo de 2008 a 2010. En el subpanel se observa la localización del estuario

En este trabajo se utilizan las mediciones de seis estaciones de calidad ambiental que registraron temperatura, salinidad y turbidez cada 30 minutos por la red de monitorización instalada por el Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía desde 2008 a 2010 (Navarro et al., 2011). La superficie libre o nivel del mar fue registrado cada 10 minutos por el mareógrafo de Bonanza (Puertos del Estado) ubicado próximo a la desembocadura y los seis correntímetros. Las descargas de agua dulce de la presa se obtuvieron diariamente de la Agencia Andaluza del Agua.

3. Metodología

Se ha modificado el valor de referencia para condiciones de mezcla completa de la ecuación (1), la densidad media vertical, por la densidad media vertical situada en un punto aguas abajo del estuario, de forma similar a como lo hizo Garvine y Whitney (2006). Así, la anomalía longitudinal de la energía potencial (ALEP), ϕ , se define como la energía necesaria para homogeneizar instantáneamente el perfil longitudinal de densidad. Matemáticamente, se describe como:

$$\phi(x,y,t) = \frac{g}{d}\int_{-h}^{\eta}(\rho(x,y,z,t) - \bar{\rho}(x_0,y_0,t))\,z\,dz \tag{2}$$

donde $\bar{\rho}(x_0,y_0,t)$ es la densidad media de la columna de agua en punto situado aguas abajo (x_0,y_0) . En canales estrechos se puede asumir que el efecto de Coriolis es despreciable y, por lo tanto, el flujo de masa es uniforme transversalmente (Valle-Levinson, 2008). La ecuación (2) se simplifica a 2DV. Si se considera, que el estuario está débilmente estratificado o bien mezclado, $\rho(x,z,t)$ se puede aproximar por $\rho(x,t)$, obteniendo:

$$\phi(x,t) \approx \frac{gd(\bar{\rho}(x_0,t) - \rho(x,t))}{2} \tag{3}$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Como ya apuntaron Díez-Minguito et al. (2012, 2013, 2014) y Losada et al. (2017), los procesos dominantes en el GRE dependen tanto de las condiciones de contorno (régimen de descargas o mareas, entre otros) como del espacio. Así, para explorar la variabilidad longitudinal, se ha segmentado el estuario en cinco tramos dentro de los cuales se asume que los procesos son homogéneos. La figura 4 muestra las características geométricas del estuario. La elección de los tramos tiene la singularidad de que coinciden con la posición de las estaciones de calidad del agua (CTDs) que se muestran en la figura 3, con la excepción del tercero (desde la desembocadura hacia aguas arriba) que no se ha utilizado al estar ubicado muy próximo al siguiente.

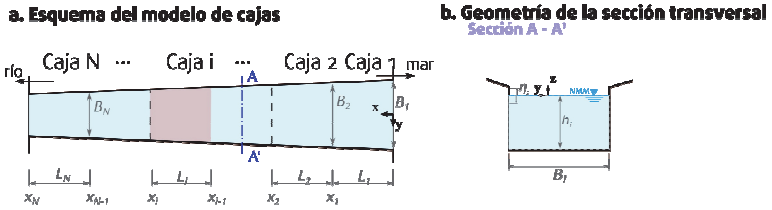


Fig. 4. (a) Esquema de la separación del estuario en cajas y (b) características geométricas de las cajas

4. Resultados

4.1. Análisis de las observaciones

En la figura 5 se observa como la salinidad y concentración de material particulado en suspensión (MPS) cambia su comportamiento en función del régimen de descarga fluvial. Con descargas fluviales inferiores a 40 m³/s (periodo 1 en Figura 5), p.e. durante agosto-septiembre de 2008, el régimen de mareas domina los procesos de intercambio y mezcla en el estuario. Todas las variables muestran un comportamiento oscilatorio a excepción de la temperatura que muestra un patrón a escala anual. Durante la primera quincena de febrero de 2009 (2), la descarga alcanza los 400 m³/s. Se aprecia un claro retroceso de la cuña salina (S ~ 0 psu en casi todo el estuario, exceptuando la desembocadura) y la puesta en suspensión del material del fondo con niveles que alcanzan los 10 kg/m³ (aguas arriba). Durante la segunda quincena de febrero hasta mayo del mismo año se observa un periodo de recuperación (3), donde los caudales fluviales vuelven a estar por debajo de los 40 m³/s. Se aprecia una recuperación paulatina de la salinidad con cada ciclo de mareas vivas y muertas a la vez que la concentración MPS se reduce. Durante este periodo se intensifica la amplitud de la oscilación de la densidad.

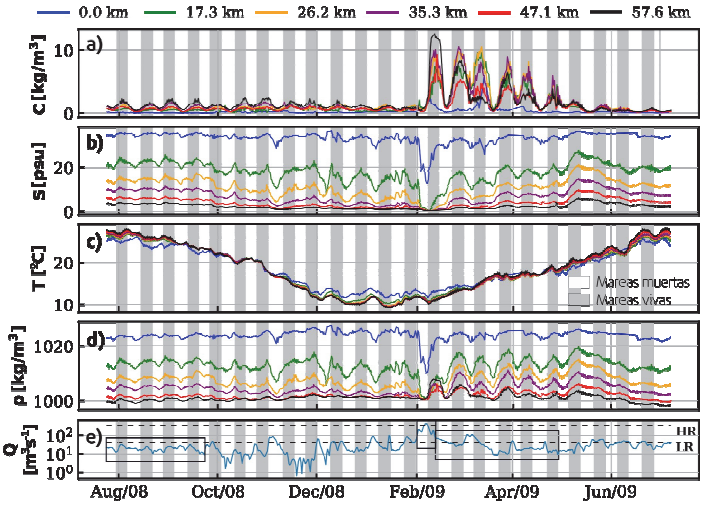


Fig. 5. Series temporales de los promedios mareales (M2) de (a) concentración de sólidos en suspensión, (b) salinidad, (c) temperatura, (d) promedio vertical de la densidad y (e) caudal de descarga desde la presa de cabecera. Las cajas que se muestran en el panel (e) indican condiciones de aguas bajas (izquierda), régimen de descargas (medio) y periodo de recuperación post-descarga (derecha). Las bandas verticales grises y blancas representan los periodos de mareas vivas y muertas, respectivamente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.2. Análisis de la ALEP

La ecuación (3) se ha aplicado entre secciones del estuario ($x_0 - x_1$, $x_1 - x_2$, …, $x_4 - x_5$) para una profundidad constante igual a 7 metros.

En la figura 6.a se representa la serie temporal de anomalía longitudinal de la energía potencial para cada sección. En el panel b se observa el valor de ϕ_e para el estuario, calculado como la suma ponderada de ϕ por el área superficial entre secciones. En el periodo (1) se observa claramente como ϕ oscila con los ciclos de mareas vivas y muertas, presentando máximos en las últimas. La amplitud de la oscilación se va reduciendo de diciembre de 2008 hasta febrero de 2009 debido a que son más numerosos los pulsos de descarga que superan el umbral de dominio mareal (40 m^3s^{-1}) y va perdiendo fuerza la componente mareal. Durante el periodo (2) se alcanza el punto de máxima mezcla en el estuario del periodo de estudio, donde casi todo el estuario está compuesto de agua dulce y ϕ decrece drásticamente. Por lo tanto, en la desembocadura se observa el máximo gradiente de densidad. Así, ϕ en la desembocadura aumenta con Q_d, llegando a superar el valor de ϕ en x=17.3 km. Se observa una reducción drástica también en ϕ_e motivada por la descarga de 531.16 m^3s^{-1} (02/07/2009). Tras esta fase, comienza la recuperación del estuario, donde en primer lugar se observan picos negativos de ϕ en x=26.2 km, x=35.3 km, x=47.1 km y x=57.6 km con un desfase de varios días entre ellos. El sedimento puesto en suspensión se mantiene por turbulencia de las corrientes de marea. Por este motivo, desde el final de la descarga hasta comienzos de mayo se observan las mayores oscilaciones de ϕ (±150 Jm^{-3} en x=17.3 km y ±50 Jm^{-3} en x=26.2 y x=35.3 km). En terminos generales ϕ_e presenta un comportamiento similar.

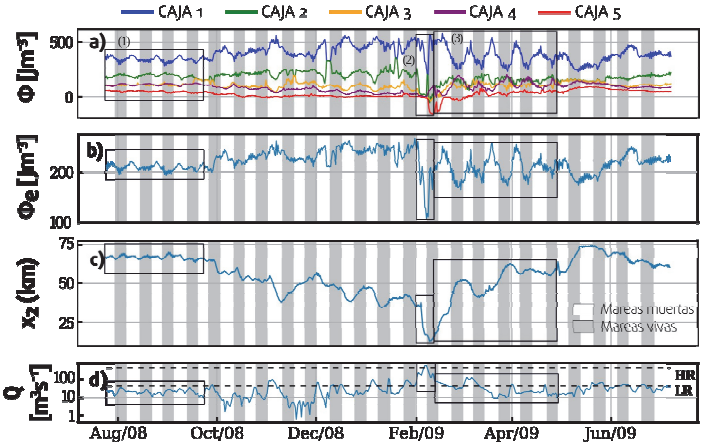


Fig. 6. Series temporales de anomalía longitudinal de la energía potencial (a) para cada caja (entre segmentos), (b) del estuario, (c) intrusión salina (iso-halina de 2 psu) y (d) caudal fluvial descargado por la presa de cabecera

5. Conclusiones

En este estudio se han analizado los cambios espaciales y temporales que se observan en la salinidad, temperatura y concentración de sólidos en suspensión, partiendo de las observaciones y de la ALEP. Para ello, se ha propuesto un cambio de referencia de las condiciones de mezcla completa en la formulación de la anomalía de la energía potencial para aplicarla a estuarios con la columna de agua bien mezclada. La nueva referencia se establece aguas abajo del estuario y su versión simplificada, la cual asume homogeneidad transversal y mezcla vertical completa, se ha aplicado al estuario del río Guadalquivir.

Tras el análisis de las observaciones y de la ALEP se observa como la ALEP permite valorar de manera conjunta valorar el origen de estos. Como punto fuerte, destacar la variabilidad longitudinal de la ALEP da lugar a zonas de convergencia que se pueden relacionar con los máximos de turbidez. La discriminación entre régimen de aguas bajas, avenidas y periodo de recuperación se hace patente en la magnitud y variabilidad de la ALEP, con oscilaciones suaves en ciclos de mareas vivas y muertas durante el primero, desplazando hacia la desembocadura la posición del máximo gradiente longitudinal de densidad durante los episodios de avenidas y exhibiendo la máxima variabilidad durante el posterior periodo de recuperación.

Agradecimientos

Este estudio ha sido parcialmente financiado por el Campus de Excelencia Internacional del Mar (Cei-MAR), por el proyecto AQUACLEW, que es parte RA4CS, y ERA- NET iniciado por el JPI Climate, y fundado por FORMAS (SE), DLR (DE), BMWFW (AT), IFD (DK), MINECO (ES), ANR (FR) con co-financiación de la Comisión Europea, y por

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

el proyecto Multi-criteria analysis for Physical and bIotic Risk Assessment in EStuaries (PIRATES) que forma parte del Programa Estatal de investigación, desarrollo e innovación orientada a los RETOS de la sociedad (CTM2017-89531-R). Los datos de este estudio se han extraído de Navarro et al. (2019) [Creative Commons Attribution 4.0 Licencia internacional, derecho de acceso abierto].

Referencias

DÍEZ-MINGUITO, M., BAQUERIZO, A., DE SWART, H., & LOSADA, M. (2014). Structure of the turbidity field in the guadalquivir estuary: Analysis of observations and a box model approach. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 119* (10), 7190–7204.

DÍEZ-MINGUITO, M., BAQUERIZO, A., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., NAVARRO, G., & LOSADA, M. (2012). *Tide transformation in the guadalquivir estuary (sw spain) and process-based zonation. Journal of Geophysical Research: Oceans*, 117 (C3).

DÍEZ-MINGUITO, M., CONTRERAS, E., POLO, M., & LOSADA, M. (2013). Spatio-temporal distribution, along-channel transport, and post-riverflood recovery of salinity in the guadalquivir estuary (sw spain). *Journal of Geophysical Research: Oceans, 118* (5), 2267–2278.

HOFMEISTER, R., H. BURCHARD, and K. BOLDING (2009), A three-dimensional model study on processes of stratification and de-stratification in the limfjord, Continental Shelf Research, 29 (11-12), 1515–1524.

GARVINE, R. W., y M. M. WHITNEY (2006). "An estuarine box model of freshwater delivery to the coastal ocean for use in climate models" en *Journal of Marine Research*, 64 (2), 173–194.

LOSADA, M., DÍEZ-MINGUITO, M., & REYES-MERLO, M. (2017). Tidal-fluvial interaction in the guadalquivir river estuary: Spatial and frequency-dependent response of currents and water levels. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 122* (2), 847–865.

NAVARRO, G., F. J. GUTIÉRREZ, M. DÍEZ-MINGUITO, M. A. LOSADA, y J. RUIZ (2011). "Temporal and spatial variability in the guadalquivir estuary: a challenge for realtime telemetry" en *Ocean Dynamics*, 61 (6), 753–765.

NAVARRO, G., RUIZ, J., COBOS, M., BAQUERIZO, A., DÍEZ-MINGUITO, M., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., & LOSADA, M. (2019, September). Atmospheric, hydrodynamic and water quality observations from environmental-quality stations, water level sensors, acoustic Doppler velocimeters, and meteorological stations located at the Guadalquir river estuary (2008 – 2010). Retrieved from https://doi.org/10.5281/zenodo.3459610 doi: 10.5281/zenodo.3459610.

SIMPSON, J., y J. HUNTER (1974). "Fronts in the irish sea" en *Nature*, 250 (5465), 404.

VALLE-LEVINSON, A. (2008). Density-driven exchange flow in terms of the kelvin and ekman numbers. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 113* (C4).

YANG, W., H. WEI, and L. ZHAO (2017), Observations of tidal straining within two different ocean environments in the east china sea: Stratification and near-bottom turbulence, Journal of Geophysical Research: Oceans, 122 (11), 8876–8893.

ZHAO, Q., Y. REN, and J. X. WANG (2018), Temporal and spatial characteristics of potential energy anomaly in lake taihu, Environmental Science and Pollution Research, pp. 1–10.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La conquista del mar. Comparación de rellenos portuarios entre España y Japón

Martín-Antón, Mario[a]; del Campo Yagüe, José María[b]; Luengo Frades, Jorge[c] y Negro Valdecantos, Vicente[d]

[a]Grupo de Investigación Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles. Universidad Politécnica de Madrid, España. mario.martin.anton@upm.es. [b]josemaria.delcampo@upm.es. [d]vicente.negro@upm.es [c]Departamento de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior. Universidad de Alicante, España. jlf17@alu.ua.es

Resumen

La conquista del mar se refleja en las grandes obras marítimas construidas en los últimos años, con grandes volúmenes de rellenos vertidos al mar, islas artificiales, diques kilométricos, etc. Las necesidades de crecimiento de población, industrias y movimiento de mercancías han dejado de lado la protección del medio ambiente, sobre todo el marítimo, más sensible aún. En España se ha producido fundamentalmente en puertos, por las necesidades de superficies de explanada y de línea de atraque, almacenamiento de contenedores y graneles y obras de defensa. Pero hay otras zonas del mundo en las que esta práctica se ha extendido más allá del ámbito portuario y, además, con unas magnitudes mucho mayores. En Japón, desde antes del siglo pasado ya se estaban ganando grandes superficies de terreno a las bahías superpobladas (Tokio, Nagoya y Osaka) para uso residencial, industrial y portuario, debido a la orografía del país. En este artículo se hace una comparación de los dos países, España y Japón, en relación al uso de esta práctica de la ingeniería de la construcción, con datos de ocupación de suelo y aprovechamiento del mismo, tipología de obras de contención y defensa y afectación al paisaje y el medio natural.

Palabras clave: *Rellenos portuarios, terrenos ganados al mar, España, Japón, urbanismo.*

1. Introducción. La conquista del mar

El ser humano con el paso del tiempo ha pasado por varias etapas de su relación con la naturaleza. La primera es la "sumisión", exponiendo las obras a las fuerzas del mar y temporales. La segunda es la "adaptación", buscando soluciones a lo anterior, por ejemplo, construyendo puertos en zonas abrigadas y bahías interiores. Tras la mejora de los medios de construcción (materiales y maquinaria) se llega a una tercera etapa, que es la "conquista" (Aguiló, 1999).

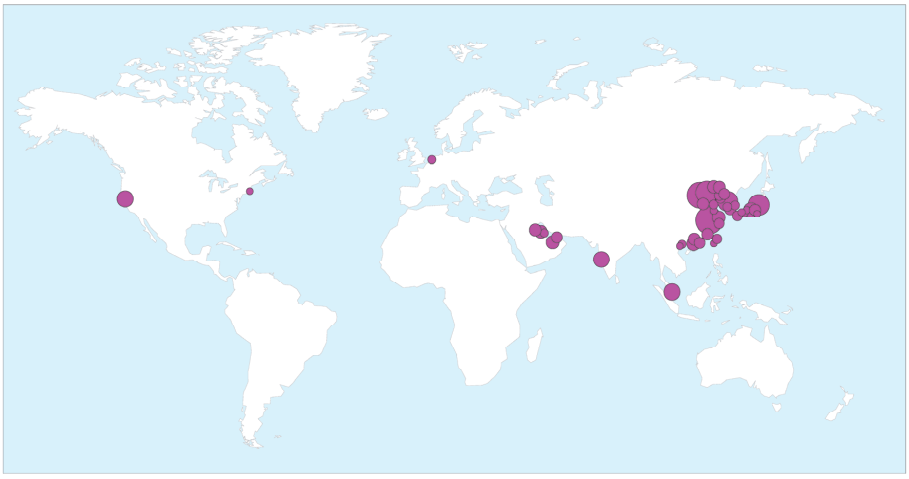


Fig. 1. Ciudades o puertos del mundo con más de 25 km^2 de terreno ganado al mar en 2016 (Martín-Antón et al., 2016)

Esa "conquista" en el mar se produce en forma de rellenos artificiales debido a las necesidades de crecimiento de población, industrias y movimientos de mercancías. En la Figura 1 se observa la situación actual de estas grandes obras, donde se puede apreciar que las mayores superficies se han ganado al mar en Asia, sobre todo en China, Corea y Japón y otros puntos como el Golfo Pérsico (para uso residencial fundamentalmente) y Singapur. Fuera de Asia, con más de 25 km^2 rellenados, solo encontramos ejemplos en la bahía de San Francisco, Boston y Rotterdam; este último solo dedicado a la expansión del puerto marítimo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

En España la escala es mucho menor que en estos países, pero también encontramos muchos ejemplos, sobre todo en puertos, por las necesidades de superficies de explanada y línea de atraque, almacenamiento de contenedores y graneles y obras de defensa. En este artículo se quiere comparar el empleo de estas construcciones entre nuestro país y Japón, que desde hace muchos años (y siglos) ha utilizado este sistema para añadir terreno útil a sus ciudades, siendo hoy en día uno de los países que más ha crecido hacia el mar. Se tratará el uso de esta práctica de la ingeniería de la construcción, con datos de ocupación de suelo y aprovechamiento del mismo, tipología de obras de contención y defensa y afectación al paisaje y el medio natural.

2. Los rellenos portuarios en España

En nuestro país, con casi 8000 km de costa, los puertos vertebran la misma. En las grandes ciudades se producen enormes volúmenes vertidos al mar. Y se han ido produciendo poco a poco a lo largo de la historia en función de las necesidades, algunas inexistentes (Negro, 2014), con reconversiones a terrenos de uso terciario en algún caso. En la siguiente tabla se detallan los grandes puertos españoles con relación a su superficie ganada al mar (con más de 1 km^2).

Ciudad	Superficie ganada al mar (km^2)	Usos
Barcelona	7,9	Portuario, industrial, terciario
Tarragona	3,4	Portuario, industrial, residencial
Castellón	2,5	Portuario, industrial
Sagunto	1,7	Portuario, industrial
Valencia	5,3	Portuario, industrial, terciario
Alicante	1,7	Portuario, industrial, terciario, residencial
Cartagena	1,4	Portuario, industrial, terciario, militar
Málaga	1,0	Portuario, industrial
Algeciras	4,4	Portuario, industrial, terciario
Cádiz	5,3	Portuario, industrial, terciario, residencial
Vigo	1,7	Portuario, industrial
A Coruña	2,5	Portuario, industrial, terciario
Gijón	3,6	Portuario, industrial, terciario
Santander	3,4	Portuario, industrial, terciario, residencial, aeroportuario
Bilbao	4,6	Portuario, industrial, terciario
Las Palmas	2,7	Portuario, industrial, terciario, militar
Santa Cruz de Tenerife	1,7	Portuario, industrial, terciario

Tabla 1. Puertos españoles con más de 1 km^2 de rellenos. 17 ciudades que suman 54,8 km^2 (Medido en Google Earth)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

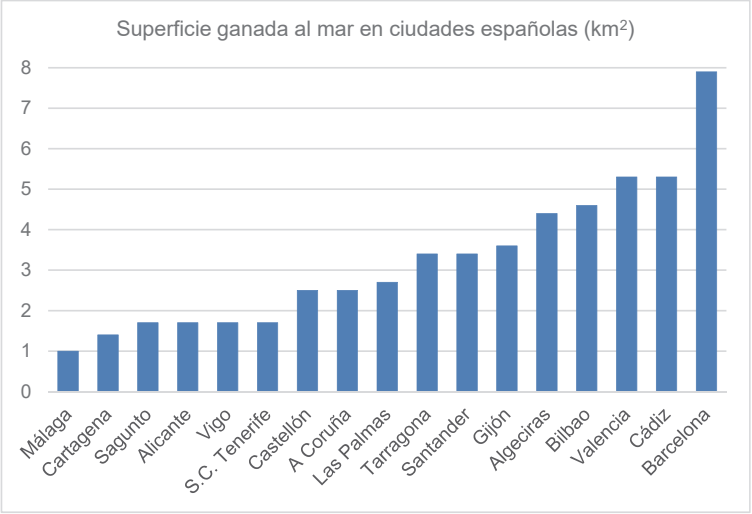


Fig. 2. Ciudades españolas con más superficie de rellenos marítimos (más de 1 km²)

Como se observa en la tabla 1, en todas las ciudades de la lista hay terrenos ganados al mar con uso portuario e industrial (fundamentalmente relacionado con el uso portuario). El uso portuario en algunas zonas se ha reconvertido en uso terciario o dotacional, desplazando el uso primitivo a zonas más alejadas del centro de la ciudad, como ha ocurrido en Barcelona (Maremagnum y World Trade Center), Valencia (puerto de la Copa América), Alicante (muelle de Levante), Cartagena (puerto deportivo), Algeciras (dársena del Saladillo), Cádiz, A Coruña (Los Cantones), Gijón (playa de Poniente), Santander (Jardines de Pereda), Bilbao (puerto deportivo de Getxo), Las Palmas de Gran Canaria (muelle de Santa Catalina y Sanapú) y Santa Cruz de Tenerife (auditorio). El uso residencial en nuevos terrenos no es una práctica muy común aunque sí que hay casos en Tarragona, Alicante o Santander.

En la figura 2 se observa cómo Barcelona es la ciudad española con más terrenos ganados al mar, con casi 8 km², casi todo dedicado actualmente al puerto, con un gran porcentaje de superficie de graneles líquidos y contenedores. Cádiz y Valencia destacan en segunda posición con 5,3 km². Así como el ejemplo de Valencia es muy parecido al de Barcelona, con rellenos antrópicos para depósito de contenedores fundamentalmente, el de Cádiz es el más peculiar de todos. Esta ciudad andaluza está situada en un enclave especial desde el punto de vista de morfología costera. Forma parte de la punta de una barra arenosa que ha ido cambiando su superficie y posición a lo largo de los siglos, hasta que las construcciones humanas lo han estabilizado (Alonso *et al*., 2009). Cádiz es una ciudad que ha sido además ampliada hacia la bahía con rellenos antrópicos a lo largo de los años, empleados en gran medida para terrenos residenciales (barrio de Astillero y La Paz), además del puerto.

Bilbao y Algeciras, con más de 4 km² cada uno, también son importantes ejemplos en España. El segundo de ellos ha sido estudiado en profundidad para este artículo, midiendo y diferenciando sus terrenos ganados al mar con sus respectivos usos, así como la bahía completa, con Gibraltar (Reino Unido). En las demás ciudades se ha ganado territorio para los usos normales portuarios, con alguna peculiaridad, como el aeropuerto de Parayas (Santander) o terrenos militares en Cartagena o Las Palmas de Gran Canaria.

3. Los rellenos portuarios en Japón

En los puertos de Asia y, en este caso, en Japón, estas realizaciones humanas están a una escala mucho mayor. Por ejemplo, el puerto más importante del país, el de Tokio, tiene en su conjunto 250 km² de terreno ganado al mar a lo largo de la historia, casi 5 veces más que la suma de todas las grandes ciudades españolas de la Tabla 1. La bahía de Osaka-Kobe casi llega a los 160 km² de terrenos que naturalmente no existían. En estos dos casos, gran parte de la superficie se está empleando para uso residencial, ya sea por reconversión o por nuevas necesidades de espacio. Los porcentajes de uso exclusivamente portuarios son mucho menores que en España, debido a la gran diversidad de usos, sobre todo el industrial y residencial. Las diferencias son notables, en tamaños y en afectación al paisaje. Como se puede ver en la

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

figura 3, los rellenos de la Bahía de Tokio podrían taponar el Estrecho de Gibraltar. Y esto no ha hecho más que empezar, ya que países como China están teniendo un desarrollo más brutal aún (gigantismo) en este tipo de construcciones.

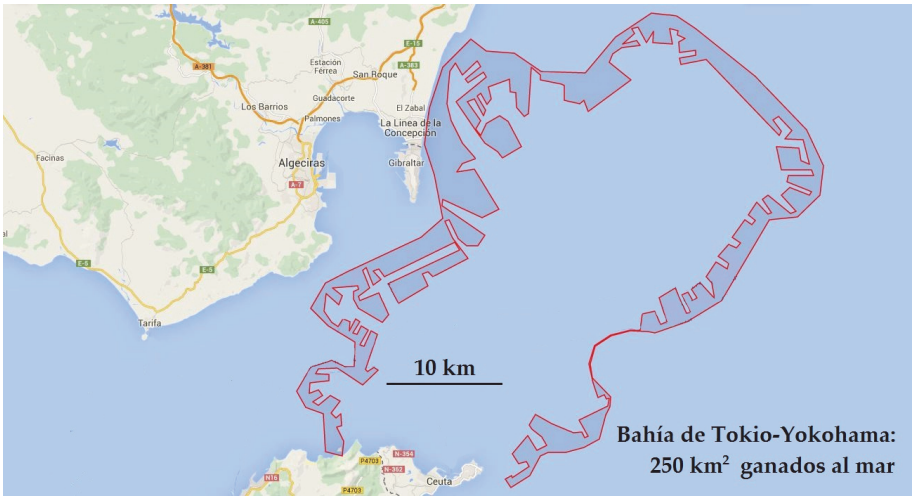


Fig. 3. Comparación entre el puerto de la bahía Algeciras y el de Tokio-Yokohama (Martín-Antón et al., 2016)

Japón ha sido un país que, a lo largo de su historia, ha necesitado en muchas ocasiones terrenos nuevos para poder desarrollar sus actividades, sobre todo en la costa sur, desde Kitakyushu hasta la bahía de Tokio, donde se concentra una mayor cantidad de población. En esta franja de costa se contabilizan más de 800 km^2 de rellenos, destacando la Bahía de Tokio y de Osaka, como se ha comentado anteriormente. Además, hay otras zonas con más superficie ganada al mar que, por ejemplo, la ciudad de Barcelona, la primera de España. Estos son, con las medidas en kilómetros cuadrados: Nagoya (67), Kitakyushu-Yukuhashi (57), Himeji-Akashi (31), Fukuyama (30), Kurashiki (30), Toyohashi (27), Niihama-Saijo (19), Hekinan-Handa (19), Shunan (17), Marugame (16), Ube (14), Hiroshima (13), Iwakuni (12), Wakayama (9,3). Estas zonas de la franja costera citada y otras con menores superficies se encuentran resaltadas en rojo en la figura 4.

Fig. 4. Zonas con más terrenos ganados al mar en el sur de Japón (Google Earth)

4. Comparativa entre España y Japón. Casos de estudio: Algeciras y Osaka

A partir de un estudio de los dos países, se ha profundizado en el mismo con dos casos de estudio. El caso español es la bahía de Algeciras (con Gibraltar) y el caso japonés es la bahía de Osaka y Kobe, por considerarlos representativos en ambos países, con una morfología costera parecida (bahía) y con nuevos terrenos dedicados a la mayoría de usos posibles, además del portuario.

En la bahía de Algeciras y Gibraltar (Reino Unido), la superficie total que se ha conquistado es de 5,6 km^2, contando también con la parte británica. En Algeciras la mayoría del suelo está empleado en uso portuario de contenedores (1,1 km^2 y casi un 20% del total), de vehículos y Ro-Ro (0,5 km^2 y casi un 10% del total) y de graneles líquidos (0,2 km^2), aparte de otras zonas industriales y de uso portuario general. Llama la atención la gran cantidad de superficie que ha sido

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ganada al mar pero que está en desuso actualmente, un total de 1,2 km^2 (un 22% del total), como la explanada del dique seco de Campamento, algunas zonas de la Dársena del Saladillo y parte del Muelle de Contenedores de Isla Verde Exterior (que supone más de la mitad del proyecto de ampliación). El dique de abrigo de esa última zona destaca por su tipología vertical de grandes cajones, de 34 metros de puntal (Gutiérrez y Grassa, 2015) (Figura 7).

La parte de Gibraltar tiene la peculiaridad de tener un aeropuerto construido en la bahía, además de tener 0,5 km^2 de zona residencial, debido a la necesidad de espacio para viviendas de este enclave. En la Figura 5 se puede ver la distribución zonal de los diferentes usos mencionados.

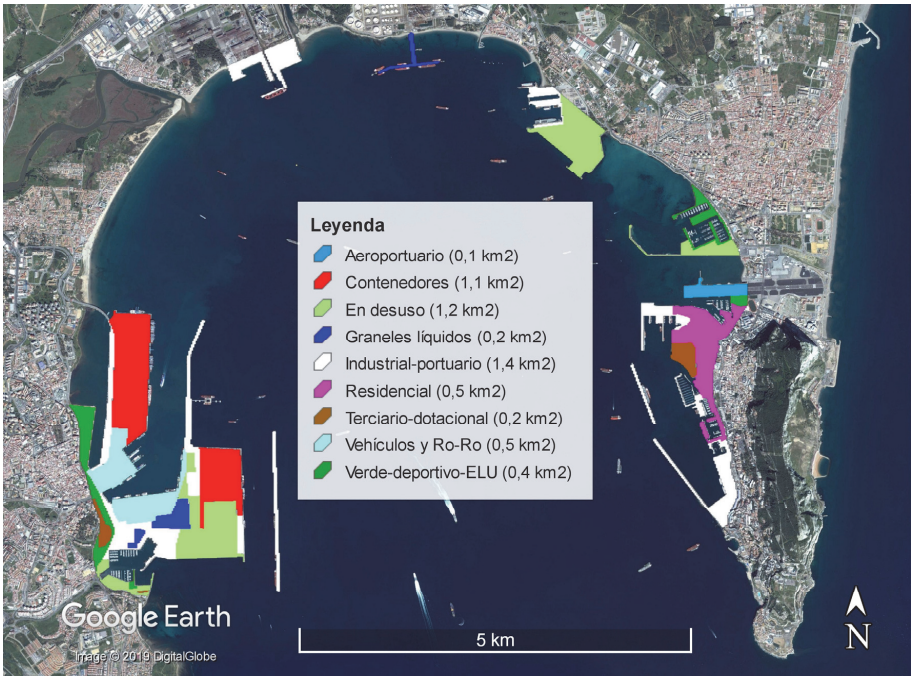


Fig. 5. Caso de estudio: Bahía de Algeciras (5,6 km^2: 4,4 km^2 en España, 1,2 km^2 en Gibraltar). Imagen: Google Earth

La bahía de Osaka y Kobe es la segunda zona en Japón con más rellenos portuarios (casi 160 km^2) después de la de Tokio (250 km^2). Esta bahía se ha ido rellenando desde el siglo XVII hasta la actualidad, y se siguen realizando proyectos de construcción de más islas artificiales, como el "Osaka Bay Phoenix Project", que pretende rellenar una superficie de 5 km^2 con residuos (todavía hay sin rellenar 2,7 km^2). La tipología de diques en estas ampliaciones son mayoritariamente diques en talud con una pantalla impermeabilizadora vertical además de una capa impermeable en el fondo del relleno, para evitar la contaminación del agua (Anma y Sakaki, 2002) (Figura 7). También se utilizan los cajones para diques verticales en el resto de ejemplos de la bahía, ya que un porcentaje muy grande de línea de costa está habilitada como muelle para atraque de barcos (Takahashi, 1996).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

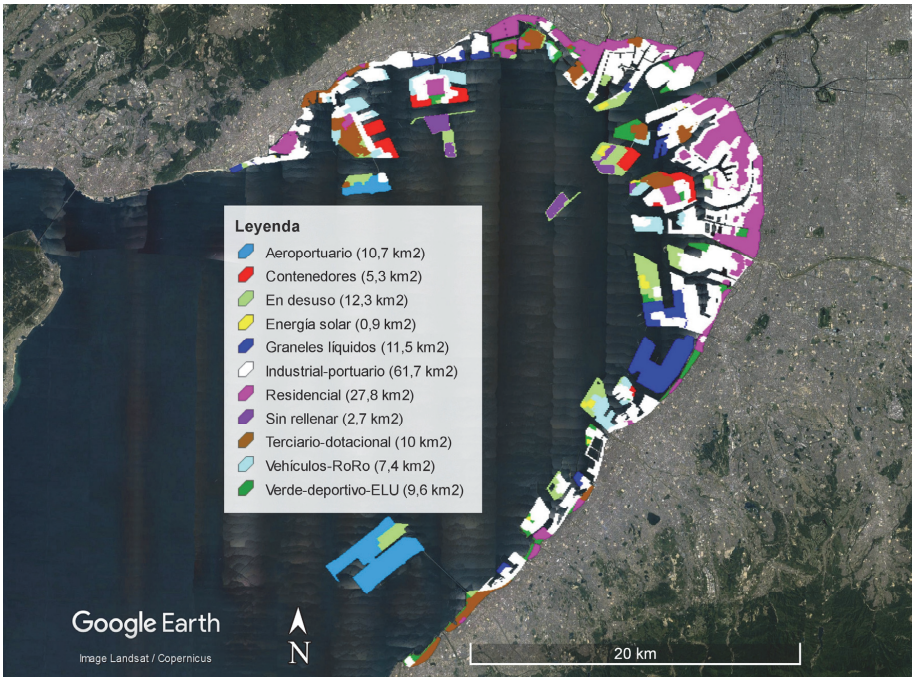
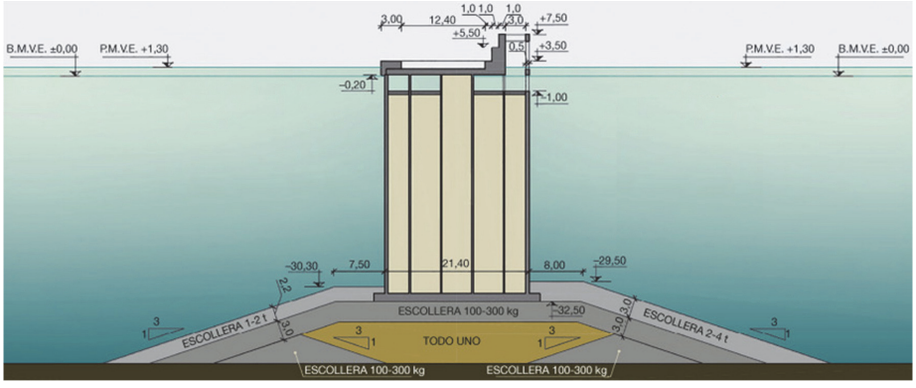


Fig. 6. Caso de estudio: Bahía de Osaka-Kobe (159,8 km²). Imagen: Google Earth

El caso del uso del suelo en esta bahía es muy peculiar, hay mucho terreno residencial (el 17% del total) pero que no está separado claramente de zonas industriales y portuarias (suman el 39%), incluso a veces estando rodeado de estas. Destaca también la gran superficie dedicada a graneles líquidos (7%) y a aeropuertos (Kansai y Kobe, 7% del total); así como los terrenos que todavía están en desuso (8%), mientras que se siguen haciendo nuevos rellenos. En esta bahía también se han instalado parques de producción de energía solar, contando con casi 1 km² (0,6%) (Figura 6).

5. Conclusión

El caso de Japón es muy diferente al español sobre todo por la escala: La bahía de Osaka-Kobe tiene una superficie ganada al mar de casi 160 km²; o la de Tokio-Yokohama, 250 km² (28 y 45 veces lo rellenado en la bahía de Algeciras, respectivamente). Barcelona es el mayor ejemplo español, con casi 8 km², pero en Japón hay 8 ciudades con más de 25 km² ganados al mar, sumando 625 km². Por lo tanto, en cuestión de escala, hay una gran diferencia como primer aspecto diferenciador.



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

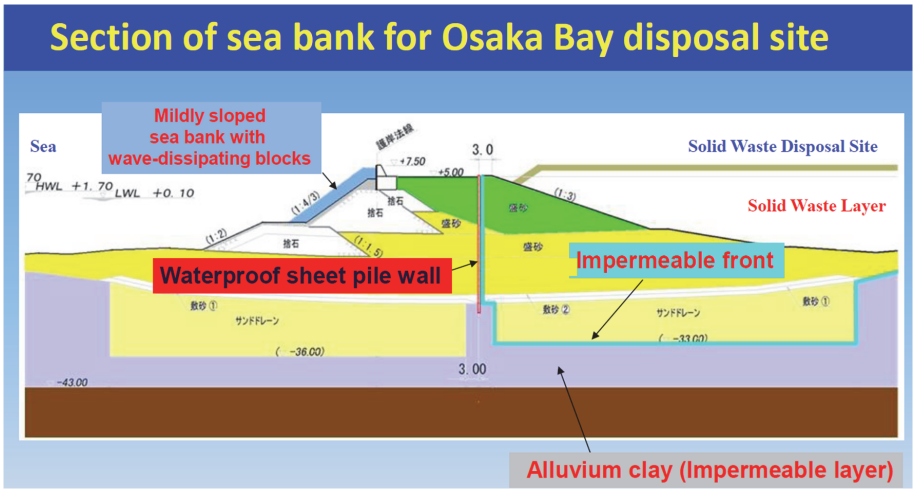


Fig. 7. Ejemplos de tipologías de diques. Arriba: dique vertical de abrigo del Puerto de Algeciras (Grau et al. 2012). Abajo: dique en talud con pantalla impermeable de la bahía de Osaka (Takahashi, 2017)

Con respecto a las tipologías estructurales, en ambas bahías predominan los diques verticales con muelles, aunque hay casos particulares en la bahía de Osaka con diques en talud con pantallas impermeables en algunas islas construidas, como se observa en la figura 7.

En cuanto a los usos, se observa que estos dos casos de estudio tienen unos usos similares, los típicos de los grandes puertos: zona de contenedores, graneles líquidos, vehículos, etc. En los usos atípicos en España como pueden ser los residenciales, podemos concluir que en Japón y en Asia en general, ganar terreno al mar para construir viviendas es una práctica muy común. En la bahía de Algeciras solo ocurre en Gibraltar, debido a su condición de enclave británico de pequeñas dimensiones, que tenía una superficie de 5,3 km^2 sin rellenos y que a lo largo de los años se le han añadido 1,2 km^2, lo que supone un aumento del 23% de su área inicial. En el caso japonés, como se ha comentado, las zonas residenciales no tienen un lugar definido alejadas del puerto, sino que están dispersas por toda la zona costera, rodeadas de industrias en muchos casos. Destaca también en los dos casos estudiados la gran superficie ganada que actualmente está en desuso (22% en Algeciras y 8% en Osaka), lo que hace cuestionar si realmente se necesitan más obras de conquista del mar. Incluso en Japón hay obras que todavía están por rellenar, lo que refuerza esta última reflexión.

Agradecimientos

A la Fundación Agustín de Betancourt, por su apoyo durante estos años. Al grupo de investigación Medio Marino, Costero y Portuario y Otras Áreas Sensibles de la Universidad Politécnica de Madrid. Y, por último, a Juan Ramón Jiménez Verdejo, de la Universidad de Hikone y a Montserrat Sanz Yagüe de la Universidad de Kobe (Japón).

Referencias

AGUILÓ, M. (1999). *El paisaje construido: una aproximación a la idea de lugar*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. ISBN: 978-8438001523.

ALONSO VILLALOBOS, C.; GRACIA PRIETO F.J.; BENAVENTE GONZÁLEZ, J. (2009) "Evolución histórica de la línea de costa en el sector meridional de la bahía de Cádiz" *Revista Atlántica-Mediterránea de Prehistoria y Arqueología Social*, 11(2009): 13-37.

ANMA, K.; SAKAKI, T. (2002) "Waste Reclamation Works of Osaka Bay Phoenix Project", *Proceedings of Civil Engineering in the Ocean*, 18 (2002): 101-106. https://doi.org/10.2208/prooe.18.101

GRAU, J. I.; ARANA, M.; GÓMEZ, G.; LOPE, A.; CARRETERO, J. C. (2012) *Diques de Abrigo en los puertos de Interés General Del Estado: años 1986 al 2011.* Organismo Público Puertos del Estado. ISBN 978-8488975805

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

GUTIÉRREZ SERRET, R.; GRASSA GARRIDO, J.M. (2015) "Diseño, construcción y explotación de diques de abrigo portuario en España desde finales del siglo XX". *RIBAGUA – Revista Iberoamericana del Agua,* 2 (2015): 80–96

MARTÍN-ANTÓN, M.; NEGRO, V.; DEL CAMPO, J.M.; LÓPEZ-GUTIÉRREZ, J.S.; ESTEBAN M.D. (2016). "Review of coastal Land Reclamation situation in the World". *Journal of Coastal Research*, Special Issue, No. 75, pp. 667-671. ISSN 0749-0208.

NEGRO VALDECANTOS, V. (2014). "Una aproximación a la percepción de la costa". *Revista UPM*. Universidad Politécnica de Madrid.

TAKAHASHI, S (1996) *Design of Vertical Breakwaters*. Port and Airport Research Institute. Japan

TAKAHASHI, H (2017). *Sustainable Development in Port of Osaka*. General Direction for Coordination, Port and Harbour Bureau. City of Osaka.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estimación de los efectos del cambio climático en la amplitud y fase mareal de las elevaciones y salinidad en el estuario del río Guadalquivir

Cobos, Manuel[a]; Siles-Ajamil, Reyes[a]; Serrano-García, María de los Ángeles[a]; Díez-Minguito, Manuel[a]
[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada, España (mcobosb@ugr.es, reyess@ciccp.es, mserranog@ugr.es, mdiezm@ugr.es).

Resumen

El objetivo del presente estudio es analizar la evolución espacio-temporal que experimentará la superficie libre y la salinidad del estuario del río Guadalquivir. Para ello, se ha recurrido a un modelo unidimensional en el que se divide el estuario en tramos y donde se aplican los balances de masa, cantidad de movimiento y advección-difusión salina. El modelo se calibra con datos de una campaña en el Guadalquivir durante el periodo 2008 – 2011. El modelo se ejecuta en las condiciones actuales y unas condiciones futuras de referencia dadas por un descenso de la amplitud y fase mareales en la desembocadura, que resultan del análisis de la tendencia de las observaciones del mareógrafo de Bonanza, y una reducción del caudal de descarga en la presa de cabecera. Los resultados muestran un aumento de la salinidad en el tramo bajo-medio del estuario que rebasaría los límites admitidos para la industria arrocera. A esto se superpone una mayor capacidad de inundación por el crecimiento relativo de la amplitud de la marea a lo largo del estuario.

Palabras clave: *amplitud mareal, distribución de salinidad*

1. Introducción

El cambio climático es un hecho reconocido por la comunidad científica que presenta un panorama inestable e incierto (IPCC, 2014). La presencia del cambio climático en los pulsos naturales es cada vez más frecuente y su repercusión más devastadora. El cambio climático, combinado con los cambios de origen antropogénico, puede dar lugar a fenómenos extremos cuyo riesgo potencial, p.e. inundaciones, es elevado como muestra el Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate de 2019.

En este escenario de cambio se encuentra, como muchos otros, el estuario del río Guadalquivir (SO de España). Sus características morfológicas, hidrodinámicas y sedimentarias han sido muy estudiadas durante la última década (Ruiz et al., 2015 y las referencias que contiene), y ha sido recientemente, cuando se ha propuesto un modelo para evaluar los cambios en la dinámica mareal (elevaciones, corrientes y salinidad) del estuario a partir de las condiciones de descarga fluvial en la presa de cabecera y sus características mareales en la desembocadura (Siles-Ajamil, 2019).

El objetivo del presente estudio es evaluar los cambios en las elevaciones y salinidad inducidos por el cambio en el régimen de mareas a horizonte 2080. Para ello, la sección 2 muestra el área de estudio, así como el conjunto de datos utilizados para valorar las tendencias de la componente semidiurna de la marea y calibrar el modelo hidrodinámico y de transporte salino. La tendencia de la amplitud y fase de la M_2 se calcula mediante el método de mínimos cuadrados generalizados, y su significancia estadística se confirma con dos test complementarios. En la sección 3 se muestran las tendencias y los resultados del modelo hidrodinámico y de transporte. La sección 4 resume las conclusiones del estudio.

2. Materiales y métodos

2.1. Área de estudio

El GRE se encuentra en el suroeste de España (36º43'N–37º32'N, 5º56'O–6º30'O). El estuario comprende los últimos 110 km del río y está acotado aguas arriba por la presa de Alcalá del Río. El estuario tiene una profundidad mantenida por motivos de navegación de 7 metros, aproximadamente. Desde el 2008 hasta el 2011 se instaló una red de monitorización que permitió la medición in-situ de variables de calidad de las aguas, corrientes, superficie libre, salinidad, temperatura, etc. En la figura 1 se observa la localización de los dispositivos que se instalaron en el GRE junto con algunas localizaciones de interés. Las observaciones de los CTDs y correntímetros pertenecen a esta red. Las mediciones se obtuvieron con una cadencia horaria y a diferentes profundidades (generalmente de 1 a 4 metros).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para este estudio, se han utilizado además dos mareógrafos, el situado en el Puerto de Bonanza y el de Sevilla (figura 1), en la desembocadura y 85 km aguas arriba, respectivamente. Ambos mareógrafos fueron instalados y están mantenidos por Puertos del Estado. La serie temporal que se utiliza comienza en 1992 y termina en 2010. A esta información se le añade el caudal de agua dulce descargado de la presa de cabecera cuyo registro comienza con el funcionamiento de la presa en 1931. Esta serie temporal se obtuvo de la Agencia Andaluza del Agua (Junta de Andalucía).

Fig. 1. Área de estudio, localización de los dispositivos de observación y núcleos urbanos de interés en la región

2.2. Metodología

La metodología consta de dos partes. En la primera se calculan las tendencias de la superficie libre y las componentes mareales. En la segunda parte se evalúan los cambios relativos a la dinámica estuarina.

2.2.1 Tendencia de la amplitud y fase de la componente principal (M_2)

El procedimiento se resume en tres apartados (figura 2).

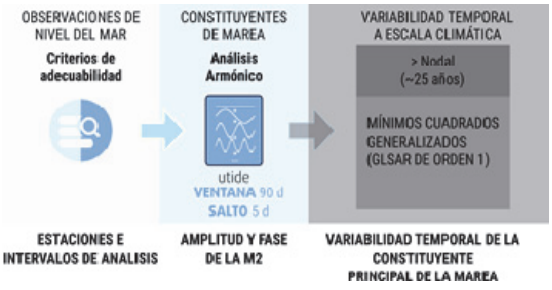


Fig. 2. Esquema de la metodología de cálculo de las tendencias del armónico principal de la marea

En primer lugar, se seleccionan los periodos cuyo porcentaje de huecos máximo para una ventana móvil de 90 días es inferior al 5% (criterios de adecuabilidad).

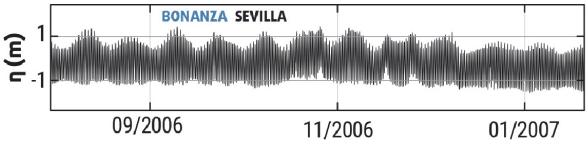


Fig. 3. Serie temporal de elevaciones en Bonanza y Sevilla

En segundo lugar, se realiza el análisis armónico a la serie temporal de elevaciones (Figura 3) mediante UTIDE (Códiga, 2011). El análisis se ha realizado sobre una ventana temporal de 90 días y se ha repetido cada cinco días recorriendo el periodo 1992 - 2010. De esta forma se obtiene una serie temporal de amplitudes y fases de todas las

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

componentes mareales cada 5 días, tanto en Bonanza como en Sevilla. En tercer lugar, se calcula la tendencia lineal de la serie de amplitudes y fases para la componente M_2 usando el método de mínimos cuadrados generalizados con carácter autoregresivo de orden 1 y se comprueba la significancia estadística de la tendencia con los test complementarios Augmented Dickey-Fuller (ADF) y KPSS test (Dickey and Fuller, 1979; Kwiatkowski et al., 1992).

2.2.2 Modelización de la hidrodinámica mareal en el estuario del río Guadalquivir

Para ello, se utiliza el modelo lineal y barotrópico de propagación de onda de marea y salinidad por canales estrechos de Siles-Ajamil et al (2019). Este modelo parte de las ecuaciones de balance de masa (ec. (1)), balance de conservación de cantidad de movimiento (ec. (2)) y de advección-difusión (ec. (3)) unidimensionales para un canal recto de sección rectangular:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t}+\frac{1}{b}\frac{\partial (hbu)}{\partial x}=0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+g\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{r}{h}u=0 \tag{2}$$

$$\frac{\partial s}{\partial t}+u\frac{\partial s}{\partial x}-\frac{\partial}{\partial x}\left(D\frac{\partial s}{\partial x}\right)=0 \tag{3}$$

donde η es la elevación mareal respecto al nivel medio del mar, h es la profundidad del canal, b es el ancho del canal, u es la corriente mareal promediada en la sección, s la distribución longitudinal de sal promediada en la sección, r es el coeficiente linealizado de fricción, D es el coeficiente de dispersión longitudinal salina, g es la constante de gravitación, x es la distancia con respecto a la desembocadura y positiva aguas arriba y t es el tiempo. Las variables hidrodinámicas ($\zeta = (\eta, u, s)$) se han descompuesto como $\zeta=\overline{\zeta}+\widetilde{\zeta}$, donde $\overline{\zeta}$ representa el promedio temporal en un ciclo de marea y $\widetilde{\zeta}$ representa la parte no estacionaria con una oscilación de periodo 12,42 horas, característico de la componente principal de marea, M_2. El balance expresado mediante las ecuaciones (1) - (3) se resuelve analíticamente considerando que: (1) las secciones son uniformes y rectangulares; (2) los términos resultan de promedios en la sección; (3) se asume la hipótesis de onda larga (onda que se propaga por aguas someras); (4) ondas finitas o amplitud pequeña en comparación con la profundidad; y (5) las fuerzas generadoras de mareas y Coriolis no son significantes. La solución analítica para las elevaciones, corrientes y salinidad se expresa como:

$$\eta(t)=\frac{-f\overline{Q}}{gbhT\sqrt{gh}}+R[(Ae^{ikx}+Be^{-ikx})e^{-i\sigma t}] \tag{4}$$

$$u(t)=\frac{\overline{Q}}{bh}+R[\frac{\sigma}{kh}(Ae^{ikx}-Be^{-ikx})e^{-i\sigma t}] \tag{5}$$

$$s(t)=\delta_2 e^{\frac{\overline{Q}x}{bhD}}+\frac{\delta_1}{\overline{Q}/bhD}+x[\lambda_1 e^{(ik+\overline{Q}/bhD)x}-\lambda_2 e^{-(ik-\overline{Q}/bhD)x}] \tag{6}$$

donde σ es la velocidad angular, k es el número de onda complejo que se obtiene de multiplicar el número de onda en condiciones de fricción nula por el cambio debido a la fricción $(\sqrt{1+ir/\sigma h})$. Si se segmenta el estuario en tramos como se observa en la figura 4 y se impone igualdad de elevaciones, corrientes y salinidad como condiciones de acuerdo entre tramos en las ecuaciones (4) - (6), los parámetros A, B, δ_1, δ_2, λ_1 y λ_2 se obtienen de la calibración con los datos observados (más detalles sobre la metodología de resolución en Siles-Ajamil et al., 2019).

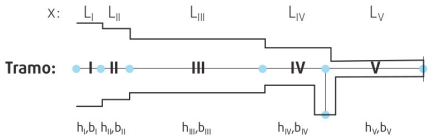


Fig. 4. Segmentación del área de estudio en cajas con características homogéneas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3. Resultados

Del análisis armónico de la serie de elevaciones observadas en Bonanza y Sevilla se obtiene el gráfico de dispersión de la figura 5. Como se observa, la amplitud en la desembocadura del estuario decrece mientras que cerca de la cabecera crece. El ritmo es de 2,88 mm/año frente al ascenso de 15,65 mm/año que se observa en Sevilla. En el caso de las fases, en Bonanza crece la fase con una tendencia de 0,064 grados/año, mientras que en Sevilla se observa un valor negativo de -0,336 grados/año. Los test ADF y KPPS indican que, en ambos casos, las tendencias estacionarias son significativas con un nivel de confianza del 95%.

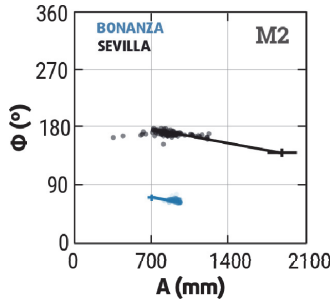


Fig. 5. Tendencia de la amplitud y fase de la M_2 en Bonanza y Sevilla

En la figura 5 se observa que la fase de la M_2 en el dispositivo de Sevilla (aguas arriba del estuario) es superior a la de Bonanza (en la desembocadura) debido al retraso en la propagación de la onda de marea por el estuario. Esto indica que los efectos de fricción en el estuario son importantes.

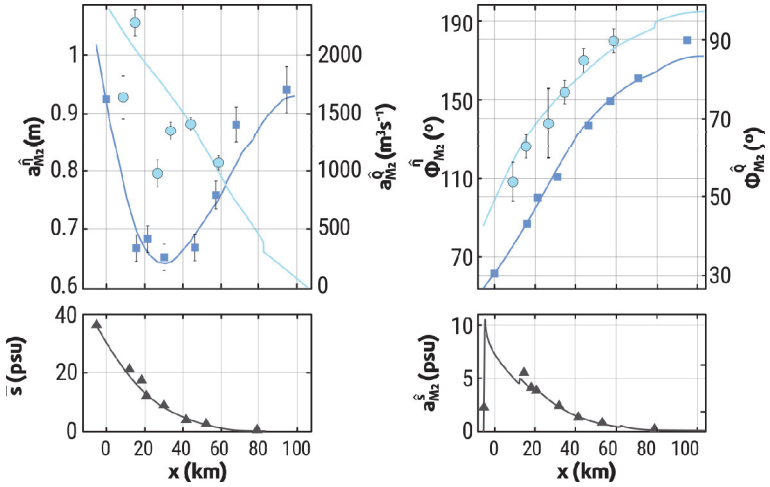


Fig. 6. Calibración del modelo hidrodinámico con las observaciones durante el periodo 2008 – 2011. En el panel superior izquierda se observa el ajuste de la amplitud de la componente M_2 de la marea para las elevaciones y las corrientes (en términos de flujo volumétrico de masa). En el panel superior derecha se observa el ajuste de la fase para el mismo caso. Los paneles inferiores muestran el ajuste de salinidad promedio (izquierda) y la amplitud de la parte no estacionaria (derecha)

La pendiente de la tendencia de la amplitud en Bonanza contrasta con la que se observa aguas arriba en la estación de Sevilla. La tendencia de la amplitud de la M_2 en Sevilla es muy elevada (15,65 mm/año), lo que promociona un ascenso notable de la constituyente M_4. La diferencia de fases entre la estación de Sevilla y Bonanza sugiere que la onda de marea se propagará más rápidamente por el estuario. La diferencia de fases actual entre ambas estaciones supone una reducción el tiempo de propagación de la M_2 entre Bonanza y Sevilla de 0.073 h/año.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la figura 6, se muestran los resultados de la calibración del modelo hidrodinámico y transporte salino. Como se observa, el modelo representa adecuadamente la variabilidad longitudinal de las amplitudes y fases de la M_2, de las corrientes y de la salinidad en el estuario (Siles-Ajamil et al, 2019).

El modelo hidrodinámico y de transporte salino se aplica en las condiciones actuales y futuras. Los resultados de la figura 5 se han extrapolado linealmente al año 2080, lo que supone un descenso de la amplitud de la M_2 en la desembocadura de 20,16 cm y un incremento de la fase de 4,48 grados. Estas condiciones se aplican en la desembocadura y se asume una reducción media del caudal de descarga del 15% (Reyes-Merlo, 2016) en la presa de cabecera.

En la figura 7 se muestran los resultados de la aplicación. La línea azul representa las condiciones actuales y la línea negra, las condiciones futuras. En las condiciones actuales, la amplitud en Sevilla es superior al 90% de la que se observa en Bonanza. Esto puede deberse a la influencia de la convergencia del canal hacia aguas arriba y a la reflexión parcial de la onda por la presa de Alcalá del Río (Díez-Minguito et al., 2012).

Los resultados del modelo indican que, en las condiciones actuales, la amplitud de la onda de marea se reduce en el primer tercio del estuario, alcanza el mínimo cerca del kilómetro 30, y a partir de ahí crece hasta registrarse amplitudes del 90% a las observadas en Bonanza (figura 7, panel izquierdo). En las condiciones futuras, el modelo muestra que la amplitud mareal en Sevilla (P.K. 80 aproximadamente) es superior a la que se observa en Bonanza. La amplificación de la M_2 concuerda con la tendencia creciente que se obtiene de las observaciones.

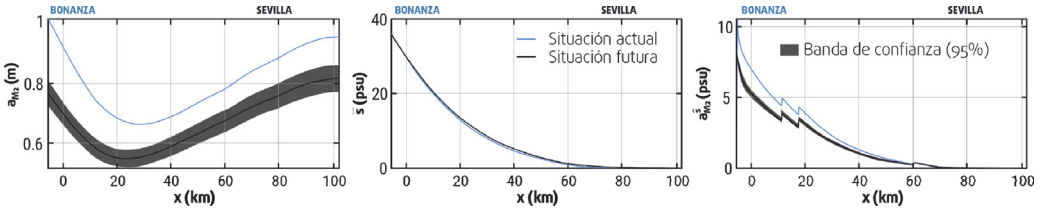


Fig. 7. Observaciones y estimación de las tendencias de la amplitud y fase en el estuario del río Guadalquivir a) para la componente M_2 y b) para la componente M_4. c) Estimación de la evolución espacial de la amplitud de marea M_2 a lo largo del estuario en la actualidad (naranja) y a horizonte 2080 (azul). Las líneas azules punteada y continua muestran el valor máximo y mínimo

4. Conclusiones

Los resultados ponen de manifiesto que un descenso de la amplitud de la M_2 en Bonanza del ~25% resultará en un descenso de la amplitud de la M_2 en Sevilla del ~18%. El descenso relativo de la M_2, en Bonanza y Sevilla, desemboca en un descenso de la amplitud de la salinidad en el tramo bajo del Guadalquivir. Sin embargo, la salinidad media aumentará, siendo más significativa en el tramo bajo-medio (10 - 50 km), lo que puede dar lugar a episodios de elevada salinidad y de mayor intrusión salina.

Agradecimientos

Este estudio ha sido parcialmente financiado por el proyecto Multi-criteria analysis for Physical and bIotic Risk Assessment in EStuaries (PIRATES) que forma parte del Programa Estatal de investigación, desarrollo e innovación orientada a los RETOS de la sociedad (CTM2017-89531-R) y el proyecto SENsibilidad Física y Biótica de los EStuarios Peninsulares al Cambio Global (SENSES) del programa de Ayudas para la realización de proyectos en materia de adaptación al cambio climático de la Fundación Biodiversidad (PRCV00487).

Referencias

ÁLVAREZ, O., TEJEDOR, B., VIDAL, J., 2001. La dinámica de marea en el estuario del Guadalquivir: un caso peculiar de 'resonancia antrópica'. Física de la Tierra 13, 11 – 24.

BARBOSA, S.M., SILVA, M.E., FERNANDES, M.J., 2008. *Time series analysis of sea-level records: characterising long-term variability, in: Nonlinear Time Series Analysis* en Geosciences. Springer, pp. 157–173.

CODIGA, D.L., 2011. *Unified tidal analysis and prediction using the UTide Matlab functions*. Graduate School of Oceanography, University of Rhode Island Narragansett, RI.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

DICKEY, D.A., FULLER, W.A., 1979. Distribution of the estimators for autoregressive time series with a unit root. Journal of the American statistical association 74, 427–431.

DÍEZ-MINGUITO, M., A. BAQUERIZO, M. ORTEGA-SANCHEZ, G. NAVARRO, Y M. A. LOSADA (2012). *Tide transformation in the guadalquivir estuary (sw spain) and process-based zonation.* Journal of Geophysical Research: Oceans, 117 (C3).

KWIATKOWSKI, D., PHILLIPS, P.C., SCHMIDT, P., SHIN, Y., 1992. Testing the null hypothesis of stationarity against the alternative of a unit root: How sure are we that economic time series have a unit root? Journal of econometrics 54, 159–178.

REYES-MERLO, M. Á. (2016). Multiscale analysis of morphodynamic processes in estuaries and their integration into dredging projects. Phd thesis, University of Granada.

RUIZ, J., POLO, M., DÍEZ-MINGUITO, M., NAVARRO, G., MORRIS, E., HUERTAS, E., CABALLERO, I., CONTRERAS, E., LOSADA, M.Á., 2015. T*he Guadalquivir estuary: a hot spot for environmental and human conflicts.* In: Finkl, C.W., Makowski, C. (Eds.), Environmental Management and Governance, Volume 8 of Coastal Research Library. Springer, pp. 199–232.

SILES-AJAMIL, R., DÍEZ-MINGUITO, M., LOSADA, M. A. (2019). "Tide propagation and salinity distribution response to changes in sea water depth and channel network in the Guadalquivir River Estuary: An exploratory model approach" en *Journal: Ocean & Coastal Management, 174, 92-107.*

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Monitorización de la evolución de un sistema duna-playa mediante RPAS

Pagán, José Ignacio[a]; López, Isabel[b]; Aragonés, Luis[c] y Bañón, Luis[d]
[a]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, España. jipagan@ua.es, [b]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, España. lopez.ubeda@ua.es, [c]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, España. laragones@ua.es, y [d]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, España. lbanon@ua.es.

Resumen

Los ecosistemas dunares juegan un papel clave en la dinámica costera, por lo que es esencial medir con alta precisión sus movimientos y monitorizar sus cambios a través del tiempo. El objetivo de este estudio es conocer la evolución histórica del sistema dunar de Guardamar del Segura (España) y su relación con la erosión costera. Para ello, se ha realizado una comparativa de los datos cartográficos existentes mediante técnicas de análisis geoespacial a través de Sistemas de Información Geográfica (GIS). Como novedad se ha usado un RPAS (Remotely Piloted Air Systems) para producir un modelo 3D de alta precisión a partir de imágenes bidimensionales utilizando técnicas fotogramétricas, como el Structure from Motion (SfM). Esto ha permitido obtener un modelo digital del terreno de alta densidad y precisión (30 pts/m^2 y RMSE Z de 0.173 m). Los resultados muestran una constante erosión tanto de la playa como del cordón dunar, con una pérdida de material de 143,561 m^3 en el periodo analizado (2001-2017). La principal conclusión es que el uso de RPAS y SfM es una técnica adecuada para monitorear periódicamente los ecosistemas dunares con alta precisión y ahorro de costes.

Palabras clave: *duna, playa, RPAS, fotogrametría, GIS, SfM, erosión.*

1 Introducción

El conocimiento preciso del ecosistema de la playa de dunas es esencial, ya que es un área dinámica donde se produce la interacción entre los ecosistemas terrestres y marinos. Además, en estas zonas hay un constante intercambio de sedimentos con el mar. Estas interacciones naturales pueden ser alteradas por la acción humana, modificando la dinámica costera, causando alteraciones en playas y dunas, y afectando su estabilidad (Aragonés *et al.*, 2016).

Las dunas costeras son formas de terreno difíciles de estudiar debido a la compleja interacción entre la topografía, la vegetación y los procesos eólicos que mueven la arena por todo el sistema. Para monitorizar los cambios es necesario medir repetidamente la topografía a lo largo del tiempo. La recopilación de datos precisos mediante levantamientos topográficos clásicos requiere mucha mano de obra y mucho tiempo, incluso utilizando técnicas modernas como los levantamientos GPS cinemáticos en tiempo real. Además, las mediciones volumétricas son difíciles de obtener debido a la baja densidad espacial de los datos. Los LIDAR, acrónimo del inglés *Laser Imaging Detection and Ranging*, desplegados en aeronaves han demostrado que proporcionan mediciones horizontales y verticales precisas (Woolard y Colby, 2002). Sin embargo, su coste suele depender de los vuelos patrocinados por el gobierno, lo que afecta a la cobertura temporal de los datos disponibles.

En los últimos años, la aparición de vehículos aéreos no tripulados asequibles (RPAS, acrónimo de *Remotely Piloted Aircraft System*) para uso civil, junto con el desarrollo de técnicas computacionales basadas en imágenes, como *Structure from Motion* (SfM), ha incrementado el uso de la fotogrametría basada en RPAS para producir modelos digitales de superficie de alta resolución (DSM) para el estudio de diferentes procesos de superficie (Colomina y Molina, 2014). SfM utiliza varias imágenes digitales y resuelve automáticamente la geometría de la escena, la posición y orientación de la cámara mediante un procedimiento iterativo de ajuste de paquetes (Snavely *et al.*, 2008). SfM, junto con los algoritmos multivisión estéreo (MVS), permite la generación de nubes de puntos 3D densas a partir de un conjunto de fotos digitales. El uso de Puntos de Control Terrestre (GCPs*, Ground Control Points*) con coordenadas conocidas permite la proyección de los resultados fotogramétricos a un sistema de coordenadas absolutas con precisión (Bañón *et al.*, 2019). SfM puede aplicarse al análisis geomorfológico de las formas del terreno y su evolución mediante modelos 3D (Westoby *et al.*, 2012).

Una vez obtenidos los datos, es necesario manipularlos para analizar las características espaciales, detectar cambios y representarlos cartográficamente. La tecnología del Sistema de Información Geográfica (GIS) permite este tipo de análisis (Andrews *et al.*, 2002). La fotogrametría basada en RPAS tiene varias ventajas en comparación con los métodos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

mencionados anteriormente. Puede reemplazar los estudios convencionales realizados en los actuales programas de monitoreo costero, con una reducción considerable en los costos de adquisición de datos, manteniendo al mismo tiempo la calidad de los datos de las imágenes aéreas y aumentando la precisión topográfica (Bañón *et al.*, 2019, Pagán *et al.*, 2019).

Este estudio se centra en las playas de Guardamar del Segura, Alicante (España), donde la contínua regresión de la línea de costa ha provocado la destrucción de edificios situados dentro del Dominio Público Marítimo Terrestre (DPMT) y el sistema dunar (Pagán *et al.*, 2016). Se ha realizado una campaña de vuelos con un RPAS para mapear y modelar las dunas de arena y la playa. El objetivo principal de este trabajo es ilustrar el procedimiento de recogida de datos de campo y el rendimiento de la modelización fotogramétrica basada en SfM-MVS.

2 Metodología

A continuación se detalla la metodología seguida en esta investigación, y que se encuentra resumida en la Fig 1.

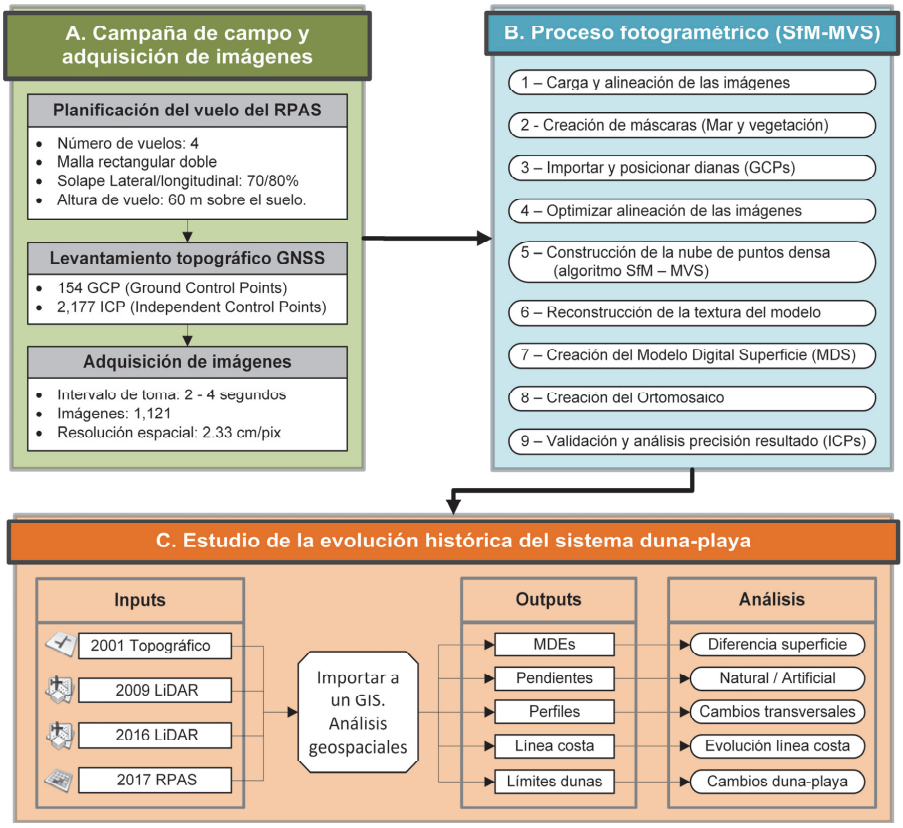


Fig. 1. Esquema general de la metodología seguida, desde la campaña de campo con la toma de imágenes desde el RPAS y los GCPs (A), pasando por el proceso fotogramétrico de las imágenes mediante técnicas SfM-MVS (B) y el análisis de la evolución histórica del sistema duna-playa con técnicas de análisis geospacial GIS

2.1 Campaña de campo y adquisición de datos

2.1.1 Adquisición de imágenes

La campaña de campo tuvo lugar en junio de 2017. Para la adquisición de las imágenes en este estudio se utilizó un cuadracoptero DJI Phantom 4. El RPAS está equipado con un sensor CMOS de 1/2.3" (12.4 Mpix de resolución). La batería inteligente de 6,000 mAh permite un tiempo de vuelo efectivo de aproximadamente 20 minutos por carga. Dado que el objetivo era la reconstruccion en 3D del terreno, se eligió realizar las pasadas en una doble malla (longitudinal y

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

transversal), tomando las imágenes a intervalos de 2 - 4 segundos. Ello proporcionó un solape transversal del 60% y longitudinal del 70 %. Las condiciones meteorológicas fueron las adecuadas, la velocidad del viento fue débil y uniforme, sin rachas, por lo que los vuelos se realizaron sin obstáculos y según lo previsto.

2.1.2 Levantamiento GNSS

Los puntos de control en tierra (GCPs) son necesarios para una georeferenciación precisa del modelo de nubes de puntos. Por esta razón, se adquirieron un total de 154 GCPs utilizando un receptor GPS Leica Viva GS16, equipado con tecnología RTK (Real Time Kinematic), obteniendo una precisión de ±1cm tanto en planimetría como altimetría. Se utilizaron blancos artificiales como GCP. Se desplegaron hojas de papel con un damero blanco/negro en el suelo y fueron parcialmente enterradas para evitar el arrastre por el viento, y luego se tomaron las coordenadas de su centro. Estos puntos estan proporcionalmente distribuidos, con el objetivo de que al menos 2 fueran visibles desde cada fotografía. A continuación, para evaluar los errores verticales y horizontales, se realizaron mediciones GNSS complementarias. Se levantaron un total de 2,177 puntos de control independientes (ICP). Todos los datos de campo fueron adquiridos en el sistema de coordenadas UTM ETRS89 Huso 30N

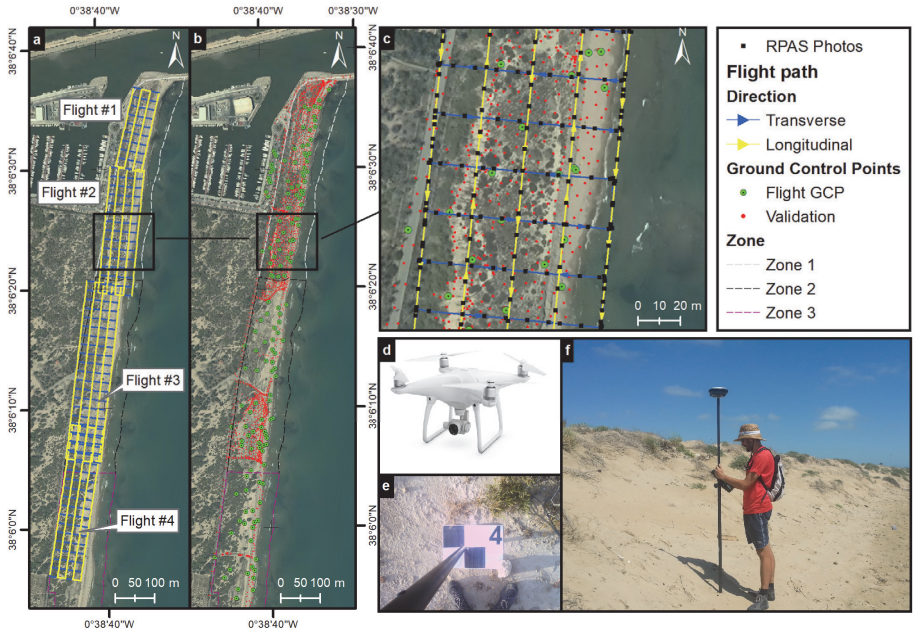


Fig. 2.(a) Track de los vuelos realizados. (b) GCPs para georeferenciar el vuelo e ICPs para validación (c) Detalle del track del vuelo con su sentido de avance, posición de las imágenes tomadas con el RPAS y GCPs. (d) RPAS DJI Phantom 4 (fuente: www.dji.com). (e) Detalle de una diana GCP (f) Co-autor durante el levantamiento GNSS.

2.2 Creación del Modelo Digital de Superficie (DSM) por fotogrametría

El proceso fotogramétrico basado en Structure from Motion (SfM) junto con algoritmos multi-view stereo (MVS) permiten la reconstrucción de la topografía costera en 3D a partir de imágenes 2D. El algoritmo SfM-MVS permite reconstruir la geometría de una escena 3D resolviendo la geometría de la escena, las posiciones y la orientación de la cámara, extraídas de un conjunto de múltiples imágenes superpuestas (Snavely *et al.*, 2008). Para este estudio se eligió un paquete comercial, Agisoft PhotoScan, debido a su proceso esencialmente automático, basado en la tecnología de reconstrucción 3D multivista, y su idoneidad para el procesamiento de imágenes RPAS. El flujo de trabajo seguido consta de 9 pasos (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** 1B).

El primer paso consistió en cargar las fotos del vuelo RPAS. La información relativa a la distancia focal, sensor y posiciones de cámara es leída de los metadatos EXIF de las imágenes. Esta información contiene las coordenadas de la señal GNSS recibida por el RPAS y su orientación. En el proceso de alinemamiento PhotoScan encuentra puntos de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

coincidencia entre imágenes superpuestas, estima la posición de la cámara para cada foto y correlaciona las imágenes entre sí. Este paso proporcionó una nube de puntos dispersa junto con la posición y orientación relativa de las fotos aéreas. El segundo paso fue el enmascaramiento manual de las zonas de agua correspondientes al mar y de la vegetación de gran porte.

La tercera etapa consisitió en importar y posicionar los marcadores de posición. Estos marcadores se utilizan para optimizar las posiciones de la cámara y los datos de orientación, obteniendo mejores resultados de reconstrucción del modelo. Además, El DSM estára así geofererenciado, lo que permitirá su integración en un GIS para su posterior análisis junto a otras capas de información geográfica. Por ello, esta etapa consiste en localizar las GCPs visibles en cada foto y colocar un marcador en el punto correspondiente de la imagen. Este es un proceso semiautomático ya que aunque el software identifica automáticamente la posición de los marcadores en cada foto relacionada, es necesario que el usuario haga el ajuste preciso para proporcionar la máxima exactitud. Este paso es el que más tiempo consume. Por último, las coordenadas de los marcadores se importan desde un archivo que contiene las coordenadas exactas de los 154 GCPs del levantamiento GNSS.

El siguiente paso es optimizar la alineación de la cámara. La posición de las imágenes se recalcula teniendo en cuenta los GCPs establecidos, de forma que el resultado ya estará perfectamente georeferenciado en sus coordenadas XYZ. En la quinta etapa, el software calcula mediante el algoritmo MVS la información de profundidad para cada cámara, generando una sola nube de puntos densa coloreada en RGB. Una vez reconstruida la nube de puntos densa, es posible generar un modelo de malla poligonal basado en los datos de la nube densa. Si es necesario, algunos valores atípicos obvios y puntos con grandes errores de proyección se comprueban y eliminan manualmente, y luego se repite la optimización.

Finalmente, el resultado puede exportarse como DSM raster y como ortofoto, ambos en el sistema de coordenadas proyectadas UTM ETRS89 H30N (EPSG 25830) en formato GeoTIFF. La validación de la precisión de la recosntrucción de la superficie se realizó empleando los 2,177 ICPs reservados para este cometido, comparando el valor medido durante el levantamiento GNSS con el valor obtenido de la interpolación con el DSM.

La técnica SfM-MVS exige una alta capacidad de procesamiento y visualización. Así, se procesaban de forma independiente los 4 vuelos con el fin de no sobrecargar la capacidad de procesamiento del ordenador utilizado, un Intel Core i7-2670QM a 2.2 GHz, 4 cores, 8 threads, 6 MB cache, 8 GB RAM, Disco duro 250GB SSD Samsung 850 EVO y Windows 10 – 64 bits.

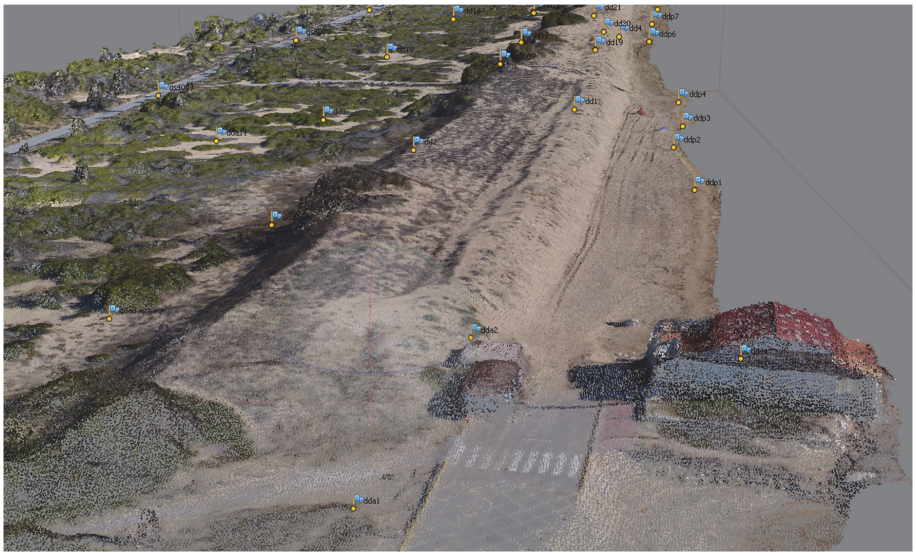


Fig. 3. Nube de puntos densa coloreada en RGB, junto con la posición de las dianas, en el software de procesado de imágenes

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.3 Evolución histórica del sistema duna-playa

En este trabajo se dispone, además del vuelo 2017, de las curvas de nivel del levantamiento topográfico realizado en 2001 por la Demarcación de Costas, del DEM raster 1 m obtenido a partir del vuelo LiDAR del PNOA de 2009 y los ficheros digitales de nubes de puntos 3D obtenidos con LiDAR pertenecientes a la 2ª Cobertura del PNOA, año 2016. Esta información fue incorporada y tratada con un Sistema de Información Geográfica (GIS). En esta investigación se ha utilizado la suite ArcGIS 10.5 con la extensión 3D Analyst. A partir del DEM se generó la pendiente de la superficie en grados, permitiendo así analizar si las pendientes presentes se corresponden con la natural del terreno o son causa de acciones antrópicas. Una ventaja de tener los DEMs es que es posible generar perfiles transversales de forma interactiva en cualquier lugar del área de estudio para cada fecha estudiada. La posición de la línea de costa y del pie de las duna es también identificada. Por último, se realizó la detección de cambios entre los 3 periodos de tiempo disponibles (2001-2009, 2009-2016 y 2016-2017) así como del periodo total de estudio, 2001-2017. Con la herramienta Diferencia de superficie se calculó la diferencia volumétrica entre dos DEMs, y con la herramienta Volumen de superficie se obtuvo el volumen con respecto a un plano de referencia horizontal situado en la cota 0.

3 Resultados

El sistema duna-playa de Guardamar del Segura se ha revelado como un excelente lugar de pruebas para la metodología propuesta en esta investigación. El Modelo Digital de Superficie (DSM) obtenido desde el RPAS con el algoritmo SfM-MVS tiene una alta densidad (30 ptos/m^2) y elevada precisión (RMSE XY de 0.07 m y RMSE Z de 0.17 m), en línea de la precisión de los MDE derivados de los vuelos LiDAR de 2009 y 2016. Ello permite obtener una ortofoto con una resolución espacial de 5 cm, generando una reconstrucción en 3D realista de la superficie duna-playa (Fig 4), así como mapas de diferencia de elevaciones para los periodos de estudio (Fig. 5a) y perfiles transversales (Fig. 5b) con gran precisión.

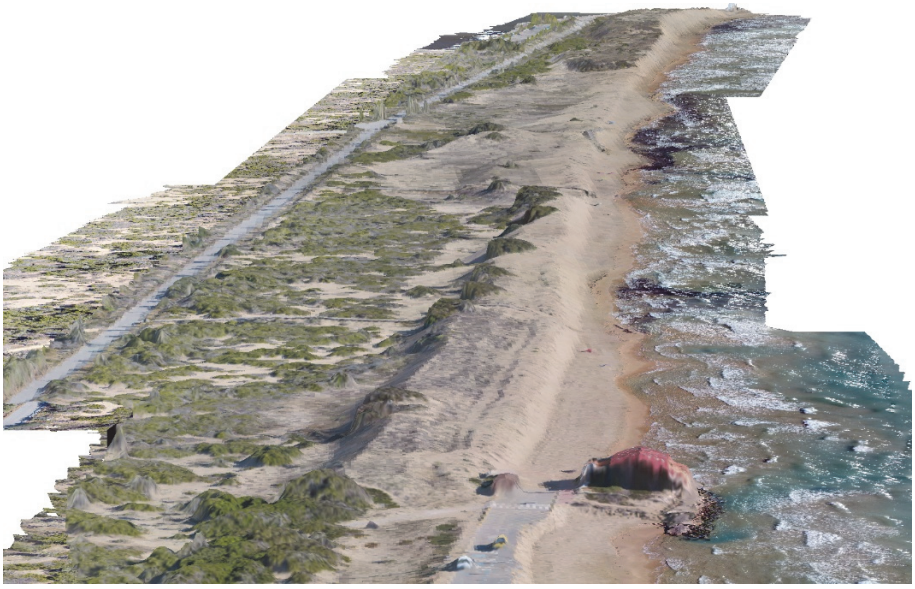


Fig. 4. Vista en 3D de la reconstrucción fotorealista del sistema duna-playa

3.1 Detección de cambios

Se ha detectado una erosión significativa de todo el frente litoral, tanto de la playa como de la duna adyacente. En la zona del Perfil 1 se da la mayor erosión, con una pérdida del ancho de playa de 30 m (2001-2017) y de 24 m del pie de duna (con bajada de 1 m en cota). Es significativo el periodo 2016-2017 donde en sólo un año se ha detectado la desaparición de la playa seca y una pérdida de 50 m^3/m de la duna. El retroceso de la línea de costa ha reducido el ancho de playa en un 53% (Fig 5b). Esto ha provocado la desaparición de la berma de la playa y un rebaje en la cota del pie del talud dunar de hasta 1 m, favoreciendo la erosión y la desestabilización del talud por los temporales.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

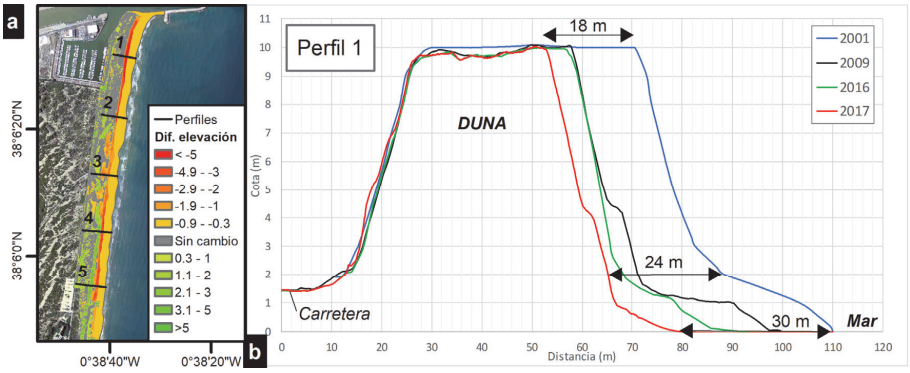


Fig. 4. (a) Mapa de cambio de elevación 2001-2017 y (b) perfil transversal 1

Un total 143,561 m^3 de material se ha perdido en el periodo 2001-2017, con descensos de hasta 8 m en cota (Fig 6c). En el periodo 2016-2017 se detecta la misma erosión que de 2001 a 2009 (Tabla 1). La parte más afectada ha sido la zona 1, representando el 55% de la pérdida total. La zona 2 supone un 33% mientras que la zona 3 sólo un 12%. Esto indica que la perdida ha sido mayor cuanto más al norte y cerca de la desembocadura nos situemos.

Analizando el sentido del cambio de material, se detecta que el volumen erosionado en la duna es el doble que en la playa para todas las zonas en 2001-2009, manteniéndose esa tendencia en la zona 1 para el periodo 2009-2016. En ese periodo, en las zonas 2 y 3 se produce la regeneración de la duna, de ahí el movimiento de material entre la zona interdunar y la duna propiamente dicha. Aun así, el balance en ese periodo es negativo por la pérdida ocasionada en el lado mar de la duna, aunque es 3 veces menor que en el anterior periodo. Sin embargo, entre 2016-2017, la erosión vuelve a aumentar significativamente. En sólo un año la pérdida de volumen en la playa es la misma que en los 8 años iniciales.

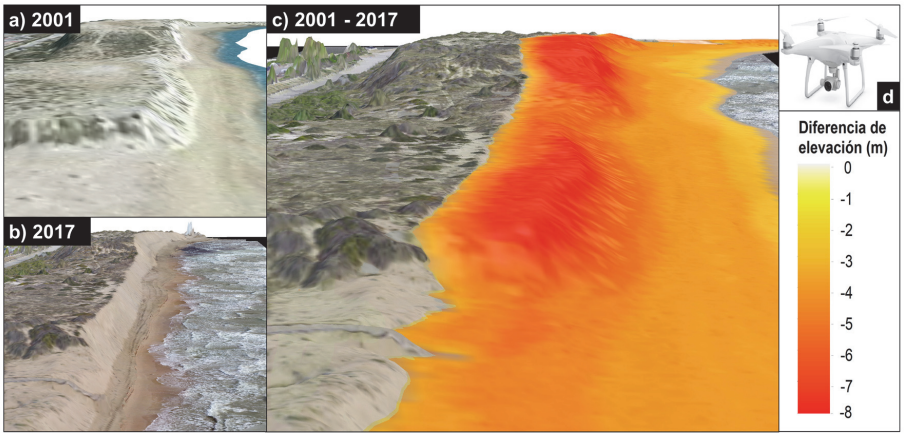


Fig. 5. Modelo 3D de la duna en (a) 2001, (b) 2017 y (c) cambios de cota en el periodo 2001-2017. d) RPAS utilizado modelo DJI Phantom 4 Advanced

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	2001	2009	2016	2017
Zona 1	**240 633**	**203 908**	**192 579**	**173 303**
Playa	21 720	15 784	13 261	4 296
Duna	202 865	173 438	164 965	150 467
Interduna	16 049	14 686	14 353	18 540
Zona 2	**156 506**	**132 529**	**125 619**	**115 762**
Playa	18 268	11 378	11 820	4 582
Duna	89 184	104 625	83 391	80 287
Interduna	49 054	16 526	30 408	30 893
Zona 3	**129 580**	**122 254**	**114 817**	**114 337**
Playa	11 434	11 147	8 350	3 794
Duna	66 280	70 548	59 980	54 043
Interduna	51 866	40 559	46 487	56 500
Total	**526 720**	**458 692**	**433 016**	**403 402**

Tabla 1. Volumen (m^3) sobre el plano de referencia situado a cota 0 m de cada zona y periodo

3.2 Actuaciones antrópicas

Proyectada en 2002 y ejecutada en 2011, se intentó recuperar el cordón dunar de las diferentes agresiones que sufría. Las acciones proyectadas fueron: En la zona 1 se proyectó eliminar completamente el vertido de lodos y materiales de excavación del puerto, sacando a la luz las arenas de la duna existente, que quedó tapada con el vertido y proceder a su plantación con especies propias de este medio para fijarla. En la zona 2, se proyectó frenar el avance de la duna y fijarla mediante la plantación, también con barreras protectoras, de especies propias de este medio, y en la zona 3, se proyectó dejar este tramo de duna con su forma actual, dejando el arbolado de soporte (eucaliptos y acacias) de la parte delantera de la duna, eliminando la presencia de hierbas de cuchillo y pitas sobre la duna, y plantándolo para naturalizarlo y estabilizarlo.

Los resultados obtenidos muestran en las zonas 2 y 3 un desplazamiento hacia el mar de la duna y un aumento en cota de más de 1 m. Es decir, con la regeneración se creó una duna más estrecha y alta con pendientes diferentes a las naturales. Sin embargo, este resultado va en contra del proyecto de regeneración, en el que establecía fijar la duna en su posición manteniendo su cota y pendientes naturales. Por lo tanto, puede afirmarse que la regeneración dunar no ha funcionado como se proyectó.

A la dinámica litoral erosiva (Fig 7a) hay que sumar el efecto de las actuaciones antrópicas en la duna. Por ejemplo, el continuo proceso de retaluzado del lado mar de la duna. Conforme se socava el pie de la duna, se producen desprendimientos de material de su parte superior (Fig 7b). Para evitar que esos deslizamientos puedan afectar a los usuarios, el gestor retaluzaba el talud, aunque según se ha detectado con una pendiente muy superior al ángulo de rozamiento interno del material (Fig 7c). Este perfil excesivamente vertical aumenta el riesgo de desprendimientos y de erosión. Además, una desecación progresiva de la vegetación desde el lado mar hacia el interior puede observarse en las imágenes tanto aéreas como en las fotografías terrestres (Fig 7d), produciendo la pérdida de su capacidad de retención de los sedimentos.También se encuentra afectada por el pisoteo de los visitantes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

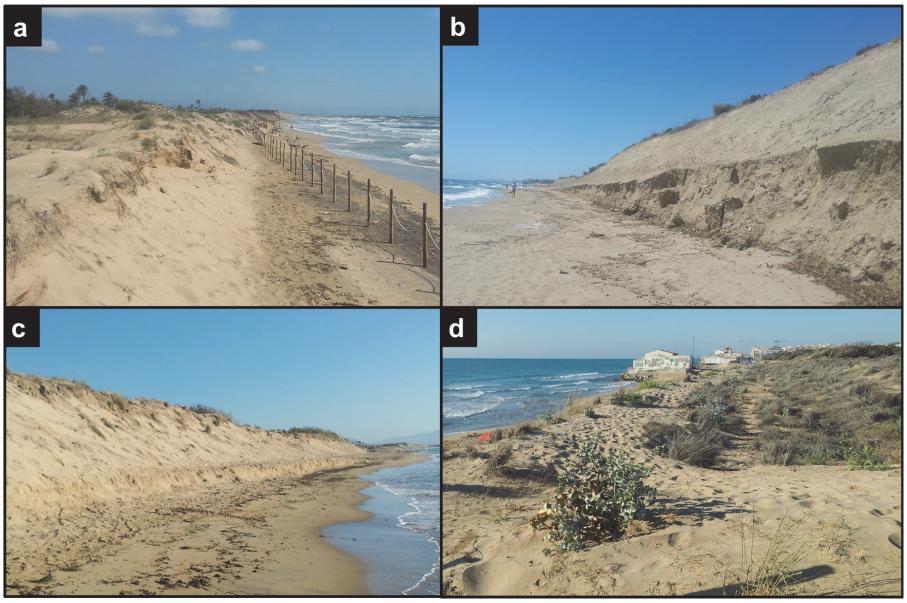


Fig. 7. (a) Erosión de la duna, el vallado marcaba el pie de duna en 2007. (b) y (c) Pie de duna erosionado. (d) Pisoteo de la vegetación sobre el cordón dunar

4 Conclusiones

Las ventajas del uso de RPAS y las técnicas de fotogrametría SfM-MVS para la monitorización de los sistemas duna-playa son claras. Es una técnica rápida, fiable y altamente precisa que permite modelar entornos complejos y cambiantes como los ecosistemas dunares con una inversión escasa. Además, en esta investigación se demuestra que es posible analizar la evolución de estos sistemas de forma regular y detallada, bien a través de nuevos vuelos o integrando información cartográfica preexisente.

En la zona de estudio, una creciente erosión ha sido detectada. Un total 143,561 m^3 de material se ha perdido en el periodo 2001-2017. El retroceso de la línea de costa a tasas superiores a 2.5 m/año ha causado la reducción del ancho de playa en un 53%, de un promedio de 30 m en 2001 a 13 m en 2017. Esta reducción ha provocado la desaparición de la berma de la playa y un rebaje en la cota del pie del talud dunar de hasta 1 m. Los temporales alcanzan así con mayor facilidad a la duna provocando su erosión y la desestabilización de sus taludes. Más aún, se ha constatado que los trabajos de regeneración no han tenido el efecto deseado.

En definitiva, este estudio ha validado la metodología desarrollada que permite al gestor costero la monitorización de los sistemas duna-playa amenazados para que pueda tomar las decisiones adecuadas para su preservación.

Referencias

ARAGONÉS, L., PAGÁN, J. I., LÓPEZ, M. P. y GARCÍA-BARBA, J. (2016). "The impacts of Segura River (Spain) channelization on the coastal seabed" en Science of The Total Environment 543 493-504

WOOLARD, J. W. y COLBY, J. D. (2002). "Spatial characterization, resolution, and volumetric change of coastal dunes using airborne LIDAR: Cape Hatteras, North Carolina" en Geomorphology 48 1-3 269-287

COLOMINA, I. y MOLINA, P. (2014). "Unmanned aerial systems for photogrammetry and remote sensing: A review" en Journal of photogrammetry remote sensing 92 79-97

SNAVELY, N., SEITZ, S. M. y SZELISKI, R. (2008). "Modeling the World from Internet Photo Collections" en International Journal of Computer Vision 80 2 189-210

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

BAÑÓN, L., PAGÁN, J. I., LÓPEZ, I., BANON, C. y ARAGONÉS, L. (2019). "Validating UAS-Based Photogrammetry with Traditional Topographic Methods for Surveying Dune Ecosystems in the Spanish Mediterranean Coast" en Journal of Marine Science and Engineering 7 9 297

WESTOBY, M. J., BRASINGTON, J., GLASSER, N. F., HAMBREY, M. J. y REYNOLDS, J. M. (2012). "'Structure-from-Motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications" en Geomorphology 179 300-314

ANDREWS, BRIAN D., GARES, PAUL A. y COLBY, JEFFREY D. (2002). "Techniques for GIS modeling of coastal dunes" en Geomorphology 48 1–3 289-308

PAGÁN, J. I., BAÑÓN, L., LÓPEZ, I., BAÑÓN, C. y ARAGONÉS, L. (2019). "Monitoring the dune-beach system of Guardamar del Segura (Spain) using UAV, SfM and GIS techniques" en Science of The Total Environment

PAGÁN, J. I., ARAGONÉS, L., TENZA-ABRIL, A. J. y PALLARÉS, P. (2016). "The influence of anthropic actions on the evolution of an urban beach: Case study of Marineta Cassiana beach, Spain" en Science of The Total Environment 559 242-255

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0