X JORNADAS ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS
Santander, 27 y 28 de Mayo 2009

COMITÉ ORGANIZADOR

Comité Permanente:

Adolfo Uriarte Villalba AZTI TECNALIA
Gonzalo Gómez Barquín Puertos del Estado
Jose Manuel González Herrero IBERINSA
Jose María Grassa Garrido CEDEX
Josep Medina Folgado Universidad Politécnica de Valencia
Rafael Consuegra Berlanga Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar
Ignacio López de Aguileta Salazar Servicio de Puertos
Raúl Medina Santamaría Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria

Comité Organizador

*Presidente*s
Federico Gutiérrez-Solana Salcedo Rector de la Universidad de Cantabria
Iñigo de la Serna Hernáiz Alcalde del Ayuntamiento de Santander
Christian Manrique Valdor Presidente de la Autoridad Portuaria de Santander
Francisco Martín Gallego Consejero de Medio Ambiente, Gobierno de Cantabria
José María Mazón Ramos Consejero de Obras Públicas, Ordenación del Territorio, Vivienda y Urbanismo, Gobierno de Cantabria

Secretario
Raúl Medina Santamaría Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria

*Vocal*es
Javier de la Riva Fernández Director de la Autoridad Portuaria de Santander
José María Díaz Ortiz Director General de Puertos y Costas, Gobierno de Cantabria
José Antonio Osorio Manso Jefe de la Demarcación de Costas en Cantabria, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino
Carmen Ruiz Lavín Concejala de Medio Ambiente, Ayuntamiento de Santander
Ana Isabel Ramos Pérez Directora General de Obras Hidráulicas y Ciclo Integral del Agua, Gobierno de Cantabria
Iñigo Losada Rodríguez Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria
Pedro A. Sánchez Lagarejo Decano Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos

ISBN: 978-84-86116-11-8
D.L.: SA-175-2010
Autor: Universidad de Cantabria
Edita: Afid Congresos, S.L.

ÍNDICE

SALA 1

Pág.

INFLUENCIA DE LA REFLEXIÓN Y EL NIVEL MEDIO EN EL REBASE EN DIQUES EN TALUD
M. Clavero, M. Ortega-Sánchez, A. Baquerizo, M. A. Losada 9

CARACTERIZACIÓN BIVARIADA DE LOS TEMPORALES EN LA COSTA ESPAÑOLA PARA SU APLICACIÓN AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS (ROM 0.0)
Mª.J .Martín, P. Aberturas, O. Serrano 19

PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA PARA LA VERIFICACIÓN DE LA FIABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA MARÍTIMA MEDIANTE LA APLICACIÓN DE LA PROBABILIDAD CONDICIONADA
R. Gómez, R. Molina, C. Castillo 29

CUBO O BLOQUE. MODO DE FALLO, COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS HISTÓRICO
V. Negro, O. Varela, J.Mª. Del Campo, J.S. López 41

ELEMENTO MODULAR "GMAR" Y BLOQUE "ARPA" PARA MUELLES ANTIRREFLEJANTES
J. González-Escrivá, G. Zarranz, E. Ripoll, C. Moreno, J. R. Medina 53

MUELLE ANTIRREFLEJANTE DE TABLESTACAS PARA LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE CULLE
J.M. Garrido, D. Ponce de León, A. Berruguete, J.M. Calpe, O. Molines, V. Ibarra 63

PROYECTO MUCAR: NUEVO DISEÑO DE CAJONES ANTIRREFLEJANTES
S. Martínez, J. Manuel, D. Yagüe, J.M. Garrido, D. Ponce de León, A. Berruguete, J.A. González-Escrivá y J.R. Medina 73

RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE DIQUES EXENTOS EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS
F.J. Sanchez, J.M. de la Peña 83

DISEÑO FUNCIONAL Y AMBIENTAL DE DIQUES EXENTOS
L. Bricio, V. Negro, J.J. Díez, J.S. López 93

NUEVO PANTALÁN DECAL ESPAÑA PARA BUQUES TANQUE EN EL PUERTO DE HUELVA
A. Capote, E. Bellido, C. Enamorado, F. Fernández, V. Rodríguez, E. Aragoneses 103

OBRAS DE ABRIGO Y ATRAQUE DEL REAL CLUB NAÚTICO DE VALENCIA
D. Yagüe 113

NUEVO ACCESO AL MUELLE DE MALIAÑO
R. Suá rez 119

ÚLTIMAS TENDENCIAS EN EL FONDEO DE MEGATUBERÍAS SUBMARINAS DE PE
E. Pita, P. Pita 127

INNOVACIONES EN LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA SUBMARINA. NUEVO PANTALÁN DE ALPETROL TERMINAL S.A. PARA ATRAQUE DE SUPERPETROLEROS EN EL PUERTO DE ALGECIRAS
R. Gómez, D. Zamora 137

SALA 2

UNA METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL RECURSO ENERGÉTICO DEL OLEAJE EN PROFUNDIDADES INTERMEDIAS. APLICACIÓN A LA COSTA ASTURIANA
P. Camus, C. Vidal, F.J. Méndez, A. Espejo, B.G. Reguero 147

VARIABILIDAD ESPACIO-TEMPORAL Y PREDICCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EXTREMAL DEL LITORAL ESPAÑOL
C. Izaguirre, M. Menéndez, P. Camus, F.J. Méndez, I.J. Losada, R. Mínguez, A. Luceño 157

ESTUDIO DE LA PRESENCIA DE OLAS GIGANTES (FREAK WAVES) EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS
M. de Alfonso, E.M. Randall-Goodwin 167

ANÁLISIS DEL FUERTE TEMPORAL DE PALAMOS DE DICIEMBRE DE 2008
M. Sotillo, J.C. Santás 177

NUEVA METODOLOGÍA DE CALIBRACIÓN DIRECCIONAL NO PARAMÉTRICA
A. Tomás, F.J. Méndez, J.D. López, I.J. Losada, I. Rodríguez 187

MEDIA BAYESIANA DE MODELOS APLICADA A LA MEJORA DE LA PREVISIÓN DE NIVEL DEL MAR: SISTEMA ENSURF
B. Pérez, E. Álvarez-Fanju, M. Verlaan, R. Brower, J. Beckers, D. Paradis, C. Balseiro, L. Vilasa, M. Cure 197

DESEMPEÑO DEL MODELO COULWAVE EN LA SIMULACIÓN DEL SURF
C.J.E.M. Fortes, J.A. Santos, R. Lemos 209

MODELADO DE OLEAJE EN ALTA RESOLUCIÓN EN CONDICIONES DE FETCH LIMITADO
M. Alomar, R. Bolaños, A. Sairouni, F. Ocampo Torres, A. Sánchez-Arcilla 221

MODELOS LOCALES DE PREVISIÓN DE CORRIENTES EN LOS PUERTOS DE BILBAO Y PASAIA
A. Del Campo, L. Ferrer, A. Fontán, M. González, C. Hernández, J. Mader, A. Rubio, Ad. Uriarte 231

VALIDACIÓN DEL ACOPLAMIENTO DE MODELOS NUMÉRICOS PARA PREVISION DEL OLEAJE EN PRAIA DA VITÓRIA (AÇORES)
J. A. Santos, C.J.E.M. Fortes, L. Pinheiro,A. Simões, L. Guilherme 241

PREDICCIÓN DE OLEAJE A LO LARGO DE UNA RUTA MARÍTIMA: APLICACIÓN A LAS AUTOPISTAS DEL MAR
M. Gómez 251

MODELADO 3D DE LA HIDRODINÁMICA MAREAL EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS. RESULTADOS PRELIMINARES
C.J. González, J. Chioua, O. Álvarez, R. Mañanes 261

Pág.

MODELADO HIDRODINÁMICO DE LAGUNAS LITORALES INTERMITENTES EN ANDALUCÍA. APLICACIÓN A ZAHARA DE LOS ATUNES (CÁDIZ)
I.M. Moreno, A. Ávila, M.A. Losada 271
CORRIENTES INDUCIDAS POR EL VIENTO EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS
L. López, J. Chioua, Ó. Álvarez, R. Mañanes 281
MODELO DE CIRCULACIÓN MAREAL Y SUBMAREAL EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR
M. Díez-Minguito, D. García-Contreras, S. Bramato, J.L. Fernández, J. Ruiz, M.A. Losada 291

SALA 3

POTENCIAL DE RECUPERACIÓN DE LAS MARISMAS DEL RÍO SAN PEDRO (CÁDIZ)
J. Regodón, M. Nofuentes, M.J. Polo 301
ESTIMACIÓN DE APORTES TERRESTRES A LA LAGUNA DEL MAR MENOR Y PROPUESTA PARA SU MONITORIZACIÓN
M. Egüen, M. Nofuentes, M.J. Polo 311
ESTUDIO DE LA RESPUESTA HIDRODINÁMICA EN SISTEMAS COSTEROS SEMI-CONFINADOS FORZADA POR UNA ONDA LARGA
S. Bastón, G. Díaz, M. Olabarrieta, P. Lomónaco, F. J. Méndez, R. Medina 321
INDICADORES ECOLÓGICOS EN CONFORMACIONES LITORALES VOLCÁNICAS CANARIAS SOMETIDAS A CLIMAS MARÍTIMOS SEVEROS: COSTA DEL PARQUE NACIONAL DE TIMANFAYA - ISLA DE LANZAROTE
T. Cruz, A.R. Gimeno 331
HERRAMIENTA PARA EL CONTROL AMBIENTAL EN EL PUERTO DE VALENCIA
F. Torres, J.M Díez, A. Subirats, S. Ibáñez, R. Company, A. Martí, P. Sánchez, M. Galdón 341
RED DE MONITORIZACIÓN EN TIEMPO REAL DE LAS PROPIEDADES HIDRÁULICAS Y DE CALIDAD AMBIENTAL DE LAS AGUAS PORTUARIAS DE SEVILLA
G. Navarro, F.J. Gutiérrez, D. Roque, R. García, J.L. Fernández, M.A. Losada, J. Ruiz 349
INTEGRACIÓN DE SENSORES EN BOYAS OCEANO-METEOROLÓGICAS: APLICACIONES COSTA CANTÁBRICA Y MEDITERRÁNEA
J. Cortés, A. Payo, J. Echevarría, J. Hernández 359
MEDIDAS DE SALINIDAD IN SITU EMPLEANDO SENSORES DE CONDUCTIVIDAD Y TEMPERATURA EN AGUAS COSTERAS: APLICACIÓN DESALADORA DEL CANAL DE ALICANTE
A. Payo, A. Antoranz, J. Hernández, M. Martín 369
IMPLANTACION DE LA RECOMENDACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS "ROM. 5.1-0.5 CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" EN EL PUERTO DE SANTA CRUZ DE TENERIFE. PLAN DE VIGILANCIA SISTEMATICO.
A. Hernández, J.I. Mora, J.J. Hernández, N. González 379
DESARROLLO DE UN PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO PARA LA GESTIÓN DE EPISODIOS CONTAMINANTES EN AGUAS PORTUARIAS: APLICACIÓN AL PUERTO DE TARRAGONA.
E. Bravo, A.G. Gómez, F. Sánchez, J. Basora, M. Carreño, A. Peco, M.L. Sámano 383
CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 "CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" MEDIANTE SU APLICACIÓN A LOS PUERTOS DE GIJÓN, HUELVA Y TARRAGONA
A.G. Gómez, M.L. Sámano, B. Ondiviela, J.A. Juanes, J.A. Revilla 393
CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 "CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" EN EL PUERTO DE HUELVA
R. López 403

SALA 4

PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA Y ORDENACIÓN DEL LITORAL: HACIA UNA INTEGRACIÓN SOSTENIBLE DE LAS ZONAS Y AGUAS COSTERAS
F.J. Sanz 407
GESTIÓN SOSTENIBLE DEL ESTUARIO DEL RÍO GUADIARO
I. Martínez, G. Gómez-Pina, J.J. Muñoz-Pérez, L. Fajes y J.M. González 417
GESTIÓN INTEGRAL DEL FRENTE COSTERO ENTRE LAS DESEMBOCADURAS DE LOS RÍOS JÚCAR Y RACONS
L. Pérez, J. Serra, V. Esteban, J. González 425
LA INGENIERÍA MARÍTIMA COMO INSTRUMENTO DE GESTIÓN. UN EXAMEN CRÍTICO: APLICACIÓN A LA COSTA VALENCIANA
L. Pérez, L. Monzonís, J. Almenar, A. Giner, O. Suárez 435
GESTIÓN SOSTENIBLE DE DESARROLLO SOCIAL, ECONÓMICO Y ECOLÓGICO DE LAS ÁREAS LITORALES DE LA MACARONESIA (LITOSOST)
X. Pascual, S. Troiteiro, L. Vázquez, A. Lobo 457
EVALUACIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIÓN DE LA FRANJA COSTERA ESPAÑOLA. METODOLOGÍA Y ESTUDIOS PREVIOS
A. González, N. Prendes 463

Pág.

ANÁLISIS DE LAS FORMACIONES DUNARES ACTIVAS DE LA FLECHA DEL FANGAR (DELTA DEL EBRO)
I. Rodríguez, M.J. Sánchez, I. Montoya, D. Gómez, T. Martín., F.J. Gracia, L. Moreno, J.J. Muñoz, J. Serra 473
RESTAURACIÓN DE SISTEMAS DUNARES. METODOLOGÍA GENERAL Y PROBLEMAS COMUNES
J. L. Ramírez, J.L. Tejerina, C. Ley 485
LA IMPORTANCIA DEL ESTUDIO ESPACIO-TEMPORAL PARA LA GESTIÓN SOSTENIBLE DE LAS DUNAS MÓVILES
M. Navarro, J. Román-Sierra, I. Caballero, J.J. Muñoz-Pérez, G. Gómez-Pina, L. Fages 493
INVESTIGACIÓN DE CAMPO DE YACIMIENTOS ESTRATÉGICOS DE ARENA EN LA COSTA MEDITERRÁNEA ESPAÑOLA
A. García, G. Díez, L. Moreno, O. Tamayo, L. Brizuela, C. Pérez, M. Fernández 503
COMPARACIÓN DE LA TURBIDEZ NATURAL DEL PLACER DE MECA FRENTE A LA GENERADA POR UN DRAGADO
J. Román-Sierra, M. Navarro, I. Caballero, J.J. Muñoz-Pérez, G. Gómez, A. de la Casa, L. Fages, M. Barrientos 513
ANÁLISIS COMPARATIVO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PRESIONES IMPULSIVAS EN DIQUES VERTICALES EXPUESTOS A OLEAJE ROMPIENTE
C. Brines y J.A. González-Escrivá 523
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LAS LEYES DE PRESIÓN Y SUBPRESIÓN EN DIQUES MIXTOS Y OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO
M. Correa, D. Pérez-Romero, M. Ortega-Sánchez, A. Moñino y M.A. Losada 533
ENSAYOS 2D Y 3D DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE CUBOS Y CUBÍPODOS
M.E. Gómez-Martín y J.R. Medina 543
PROYECTO DE REFUERZO DEL DIQUE DE SAN VALENTÍN EN BARRIKA (BIZKAIA)
N. Janer, P. Sánchez, J.L. Monsó, L.I. López de Aguileta, C. Alzaga 553
DISEÑO DE UN TANQUE DE OLEAJE Y CORRIENTE MULTIDIRECCIONALES PARA PROFUNDIDADES REDUCIDAS, INTERMEDIAS E INDEFINIDAS
C. Vidal, P. Lomónaco, R. Medina, I.J. Losada 559
ENSAYOS DE CAÍDA DE CUBOS Y CUBÍPODOS
J.R. Medina, M.E. Gómez-Martín, A. Corredor, R. Torres, J.V. Miñana, E. Fernández, C.F. Menéndez, M. Santos 577
INNOVACIONES TECNOLÓGICAS Y MODELOS DE CALIDAD EN EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ENSAYOS MARÍTIMOS A ESCALA REDUCIDA
M. Cabrerizo, R. Molina, P. Pery 587

SALA 5

NUEVAS ACTUACIONES PARA LA REGENERACIÓN INTEGRAL DE LA PLAYA DE SANTA CRISTINA. T.M. DE OLEIROS (A CORUÑA)
C. Gil, A. Durán, R. Medina, R. Babío 597
MODELO BASADO EN LOS PROCESOS COMO ALTERNATIVA PARA LA ESTIMACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN PLAYAS MIXTAS: APLICACIÓN A LA PLAYA DE LA ALMENARA, CASTELLÓN
J. Flores, A. Payo, J. Areizaga, A. Antoranz, M.D. Ortiz 607
CUSPIDES DE PLAYA Y PROCESOS DE LA ZONA DE ROMPIENTES INTERNA: ESTUDIO DE LA PLAYA DE TRAFALGAR (ANDALUCIA)
R. Garnier, M. Ortega-Sánchez, A. Falqués, M.A. Losada 617
EL MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE Y SU APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO
A.M. Castañeda, R. Medina 627
ESTUDIOS PREVIOS Y REDACCIÓN DEL PROYECTO DE RECUPERACIÓN DE LA PLAYA DE PONIENTE; T.M. DE LA LÍNEA DE LA CONCEPCIÓN (CÁDIZ)
G.Gómez-Pina, J.J. Muñoz-Pérez, O. Prado, F.J. Escartín 639
REDACCIÓN DEL PROYECTO DE ACTUACIÓN EN EL FRENTE LITORAL DE SANTA CRUZ DE LA PALMA (ISLA DE LA PALMA)
J. Areizaga, J. Flores, C. González 647
REGENERACIÓN Y ADECUACIÓN AMBIENTAL DE LA BAHÍA DE PORTMÁN (MURCIA)
N. Nacle, G. Díez, J.M. González Herrero, J.M. González Ortega, J. Arocena, M.S. Codes 657
ACTUACIONES DE BORDE LITORAL: PASEO MARÍTIMO PLAYA DE PONIENTE. BENIDORM (ALICANTE)
V. Ibarra, S. Diosdado, C. Ferrater, X. Martí 667
ACOPLAMIENTO ENTRE PARÁMETROS ATMOSFÉRICOS E HIDRODINÁMICOS EN UNA PLAYA MIXTA NATURAL: CARCHUNA (GRANADA)
S. Bramato, M. Ortega-Sánchez, C. Mans, M.A. Losada 677
IMPORTANCIA DE LA VARIABILIDAD HIPERANUAL DEL OLEAJE EN LA EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS
V. Cánovas, M. González, R. Medina 687
INFLUENCIA DE LOS ESTADOS LÍMITE DE UNA PLAYA EN LA ORDENACIÓN DEL TERRITORIO: CASO DE LA PLAYA DE S'ABANELL
J.M. de la Peña, G. Díez, F.J. Sánchez, J. Iglesias 697
PLAN DE VIGILANCIA DE LA EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS AL NORTE Y SUR DEL PUERTO DE VALENCIA EN EL PERIODO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DEL MISMO
J. Serra, M. Guerra, M. Sánchez-Barcaeztegui 707

Pág.

REMODELACIÓN DEL FRENTE LITORAL EN EL BALUARTE DE SAN ROQUE (CÁDIZ)
M. Figueres, D. Ponce de León, J.M. Garrido, G. Gómez-Pina, J.J. Muñoz, A. De la Casa 715

SALA 6

NUEVO REMOLCADOR ASIMÉTRICO SDM ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EN OLAS MEDIANTE ENSAYOS EN MODELO Y SIMULACIONES EN TIEMPO REAL
I.Verdugo, J.R. Iribarren, J.I. García Tuñón 725
SIMULACIÓN DEL ACCESO Y LA SALIDA EN CONDICIONES OPERATIVAS EXIGENTES DE BUQUES DE CARGA RODADA EN EL PUERTO DE SANTANDER
J.M. Montero, J. Fernández 735
OPTIMIZACIÓN Y ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE LAS TERMINALES PORTUARIAS MEDIANTE MODELOS DE SIMULACIÓN Y EXPLOTACIÓN. DETERMINACIÓN DE LOS NIVELES DE SERVICIO
A. Camarero, M.N. González, P. Pery 745
ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD POR LÍNEA DE ATRAQUE Y DE ALMACENAMIENTO EN TERMINALES DE CONTENEDORES
A. Monfort, P. Vieira, N. Monterde, R. Sapiña, D. Calduch 759
CONSIDERACIONES SOBRE LA OFERTA Y LA DEMANDA DEL SERVICIO DE ATRAQUE, EN RELACIÓN CON LA CAPACIDAD DE LAS TEMINALES DE CONTENEDORES
J. Aguilar, R. Obrer 769
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD EN TERMINALES DE GRANELES SÓLIDOS. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO
M.N. González, A. Camarero, P. Pery 779
ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE TERMINALES MARÍTIMAS DE CARGA RODADA
S. Saurí, P. Morales-Fusco, N. Blanco, B. Spuch 783
FLUJO OSCILATORIO EN UN MEDIO POROSO: COEFICIENTE DE FRICCIÓN CARACTERÍSTICO Y EFECTOS DE ESCALA
D. Pérez-Romero, M. Ortega-Sánchez, A. Moñino y M. A. Losada 793
ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL REBASE DE UN DIQUE EN TALUD DE CUBÍPODOS
E. Smolka, G. Zarranz, J. R. Medina 803
ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DE LA INFLUENCIA DE LA LONGITUD DEL DIQUE DE ABRIGO, EN LA OPERATIVIDAD DE UN ATRAQUE DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE CASTELLÓN.
L. Redondo, A. Baonza, R. Gutiérrez 811
SISTEMA INNOVADOR DE AYUDA A LA PLANIFICACIÓN, CONSTRUCCIÓN Y EXPLOTACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS
M. Vázquez, I.J. Losada, E. Oñate 823
RESOLUCION DE UN CASO DE AMPLIFICACION POR ONDA LARGA EN EL ROQUE DE LA HILA (La Gomera. Islas Canarias)
J.I. Mora, J.M. González, A. Losada 829
ANÁLISIS DE ONDAS LARGAS EN LA ENSENADA Y PUERTO DE ARES (A CORUÑA)
J. A. Rodríguez, P. Urquijo, A. Baró 839
OPTIMIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE DIQUES VERTICALES DE CAJONES Y CREACIÓN DE UN SISTEMA DE ALARMA FRENTE A AVERÍAS
J.L. Almazán, A. Matías, J.R. García, J. Martín, M.C. Palomino, A. Parada, E. Iribarren, J. R. Amorós 849
MODELO INTEGRAL DE GESTIÓN Y OPTIMIZACIÓN PORTUARIA. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE LA BAHÍA DE CÁDIZ
S. Solari, A. Moñino, A. Pardo, M.A. Losada 859
DIRECCIÓN DE LAS OBRAS DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE ALICANTE. INICIATIVA PRIVADA
V. Díaz, F. Elía, F.J. Escartín, G. Baciero 869

INFLUENCIA DE LA REFLEXIÓN Y EL NIVEL MEDIO EN EL REBASE EN DIQUES EN TALUD

M. Clavero, M. Ortega-Sánchez, A. Baquerizo, Miguel A. Losada

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Centro Andaluz de Medio Ambiente – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. mclavero@ugr.es, miguelos@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Los diques en talud se suelen calcular para ser capaces de resistir la ola extrema u ola de diseño (Goda, 1988; Callaghan et al. 2008), mientras que la cota de coronación del espaldón (en su caso) se diseña para permitir un cierto rebase acorde con el nivel de operatividad predefinido. Cuando este límite se excede, el rebase puede producir tanto fallos estructurales como afectar a otras infraestructuras portuarias e incluso a la seguridad de las personas (figura 1). Por ello, la investigación sobre el proceso físico del rebase ha sido intensa durante los últimos años (EurOtop, 2007).

Figura 1. Ejemplo de rebase en el Puerto de Bermeo (Marzo de 2008).

El rebase es un proceso físico complejo debido a la gran cantidad de fenómenos físicos involucrados (rotura, transmisión, reflexión, disipación, etc.). Así, la metodología actual de cálculo se basa en formulaciones empíricas derivadas mayoritariamente en ensayos de laboratorio (van der Meer et al., 1998; Franco y Franco, 1999; Zanuttigh y van der Meer, 2008).

Las formulaciones actuales presentan las siguientes limitaciones principales (Clavero, 2007): (1) se centran en evaluar la magnitud del proceso (generalmente a través del caudal o volumen de rebase), (2) no se suele estudiar el origen del fenómeno ni los procesos de interacción onda-estructura y (3) dado que los métodos actuales no incluyen todas las variables, las predicciones no son siempre acertadas.

Por ello, en este trabajo se pretende abordar un nuevo enfoque en el cálculo del rebase incluyendo la importancia de los procesos de interacción: reflexión y ascenso del nivel medio.

DESCRIPCIÓN MATEMÁTICA

En la figura 2 se muestra como el fenómeno del rebase se produce cuando la cota superior de la lámina de agua ξ supera el francobordo del dique Fc. De forma más específica, las principales variables que intervienen en el problema del rebase se definen en la figura 3.

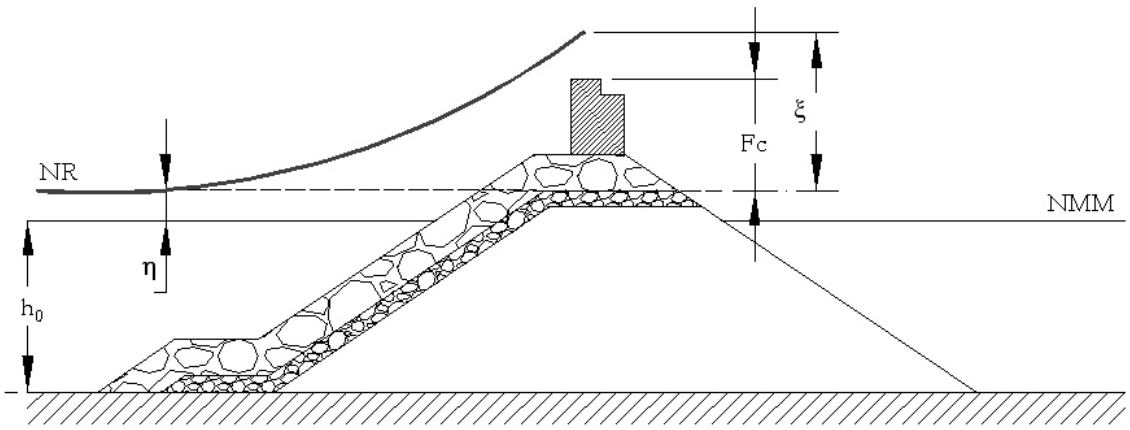


Figura 2. Rebase en diques en talud.

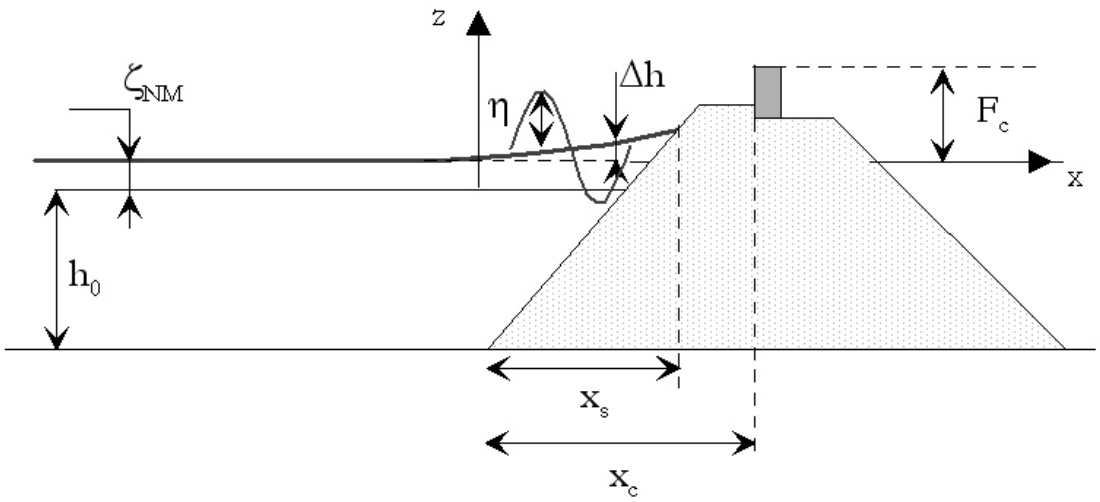


Figura 3. Principales variables que intervienen en el fenómeno del rebase.

Para el análisis del problema se ha situado el origen de coordenadas en el comienzo de la estructura, siendo h_0 la profundidad de agua en reposo. El ascenso del nivel medio debido a las mareas astronómica y meteorológica se define por ζ_{NM}, mientras que el del oleaje se define por η. El desplazamiento vertical del nivel medio sobre la profundidad de referencia debido a la transformación del tren de olas sobre el talud Δh depende de la secuencia de olas y de la rotura del oleaje. Así pues, teniendo en cuenta lo anterior se pueden definir las siguientes relaciones:

- Respecto al nivel medio del mar

$$h(x,t) = h_0 + \zeta_{NM}(x,t) + \Delta h(x,t)$$
$$\zeta_{NM}(t) = \eta_{MA}(t) + \eta_{MM}(t)$$
$$\Delta h(x,t) = \overline{\Delta h(x)} + \Delta h_*(x,t) \quad \overline{\Delta h(x)}$$
$$h_{NR} = h_0 + \zeta_{NM}(x = 0; D_t)$$

- Respecto al oleaje

$$\eta(x,t) = \eta_I(x,t) + \eta_R(x,t)$$
$$H_T^2(x) = H_I^2\left[1 + K_R^2 + 2K_R\cos(2kx + \varphi_R)\right]$$

- Finalmente, la cota de la lámina de agua sobre el talud y la condición de rebase vendrán determinadas por

$$\xi(x,t) = \eta_I(x,t) + \eta_R(x,t) + \overline{\Delta h(x)}$$

$$\xi_c(x = x_c,t) = \eta_I(x_c,t) + \eta_R(x_c,t) + \overline{\Delta h(x_c)} - F_c > 0$$

El rebase se puede describir como un pulso durante el cual se alcanza una cota máxima $\xi_{máx}$ y que tiene una determinada duración t_p, lo que permite definir el pulso como un triángulo (figura 4).

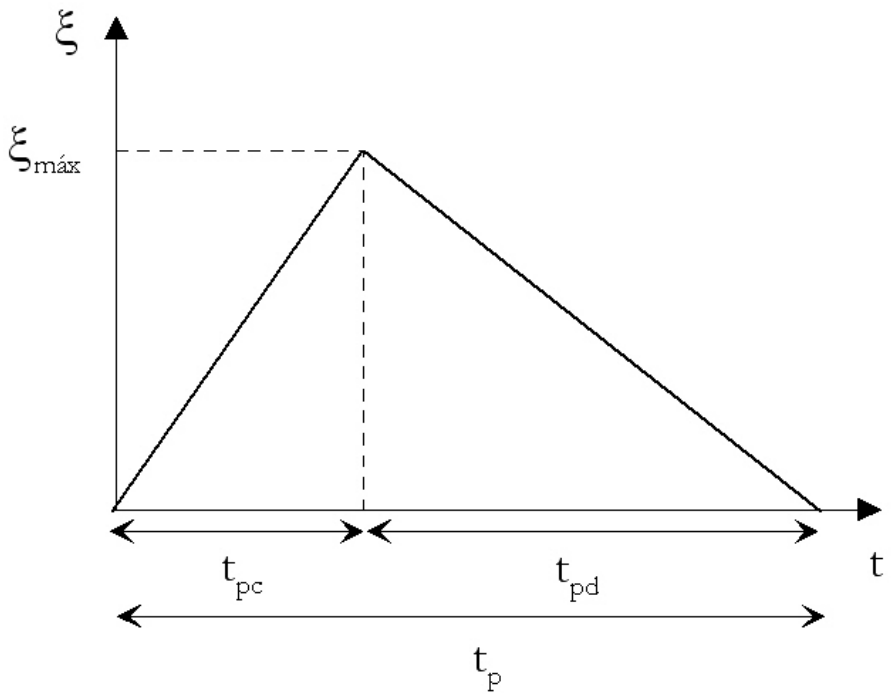


Figura 4. Variables que definen el pulso de rebase.

Las ecuaciones que caracterizan cada una de las variables serían:

$$\xi(x_c,t) = \xi_{máx}(x_c)\frac{t}{t_{pc}} \quad 0 \le \frac{t}{t_{pc}} \le 1$$

$$\xi(x_c,t) = \xi_{máx}(x_c)\left[\frac{1-\frac{t}{t_{pc}}}{1-\frac{t_{pc}}{t_p}}\right] \quad \frac{t_{pc}}{t_p} \le \frac{t}{t_p} \le 1$$

$$\xi(x_c,t) = 0 \quad \text{en otro caso}$$

VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

Se han realizado ensayos a escala en modelo reducido para verificar que los procesos sobre el talud de la estructura suceden de la forma en que se han expuesto anteriormente, así como para validar los modelos de cuantificación del rebase a partir de los datos experimentales. Los ensayos se han realizado en el canal de oleaje del Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, sobre un modelo de talud 2:1, núcleo impermeable y manto principal de bloques de hormigón. Los sensores de medida se han instalado según la configuración que se muestra en la figura 5.

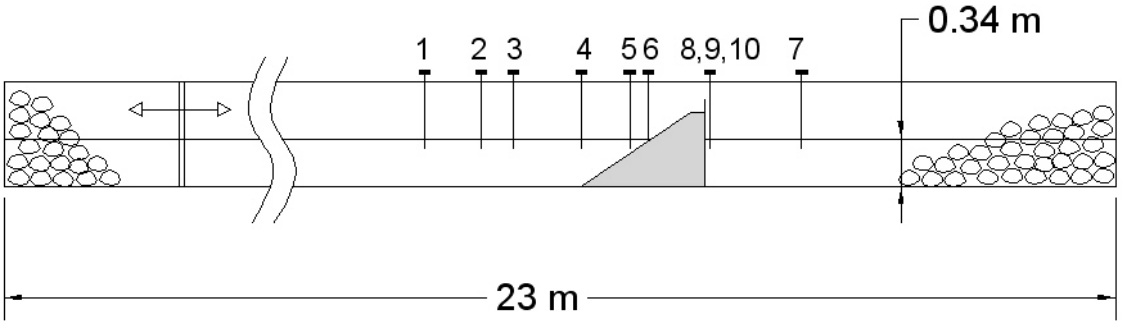


Figura 5. Esquema experimental.

Los sensores 1, 2 y 3 se han empleado para evaluar la reflexión. El sensor 4 proporciona los datos a pie de dique, mientras que los sensores 5 y 6 permiten medir la cota de la lámina de agua en el interior de los mantos. El sensor 7 mide los sucesos de rebase, y finalmente los sensores 8, 9 y 10 (distribuidos transversalmente) miden la cota alcanzada en cada pulso de rebase. Se han realizado ensayos con periodos entre 8 y 18 segundos.

RESULTADOS

Los datos obtenidos han permitido obtener y ajustar las ecuaciones que determinan las variables que intervienen en el rebase. Así, para el nivel medio del mar se ha encontrado una relación entre el ascenso del nivel medio, la altura de ola total y el punto donde la lámina de agua alcanza el dique (figura 6), que se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{\overline{\Delta h}}{H_T} = a_0 \frac{x}{x_s} + b_0$$

Los resultados muestran que la elevación es tanto mayor cuanto menor es el número de Iribarren, poniendo de manifiesto la importancia de la rotura en el proceso de rebase.

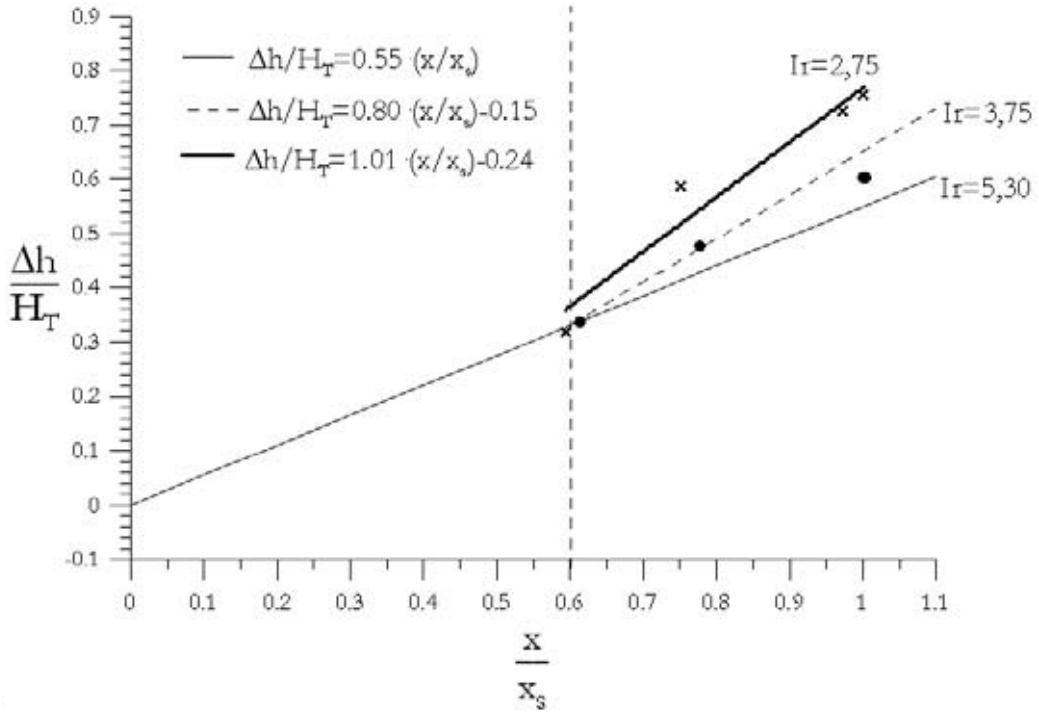


Figura 6. Variación del nivel medio a lo largo del talud.

Para la duración del pulso de rebase se ha obtenido una relación con el periodo medio, con el francobordo relativo y con el régimen hidráulico (figura 7), tal y como se muestra en la siguiente ecuación

$$\frac{t_p}{T_z} = a_0 \exp\left(b_0 I_r\right) + c_0$$

Los resultados muestran un comportamiento asintótico de la solución según sea la rotura del oleaje, de forma que la disipación y reflexión asociada a la rotura del oleaje claramente controlan el proceso de rebase.

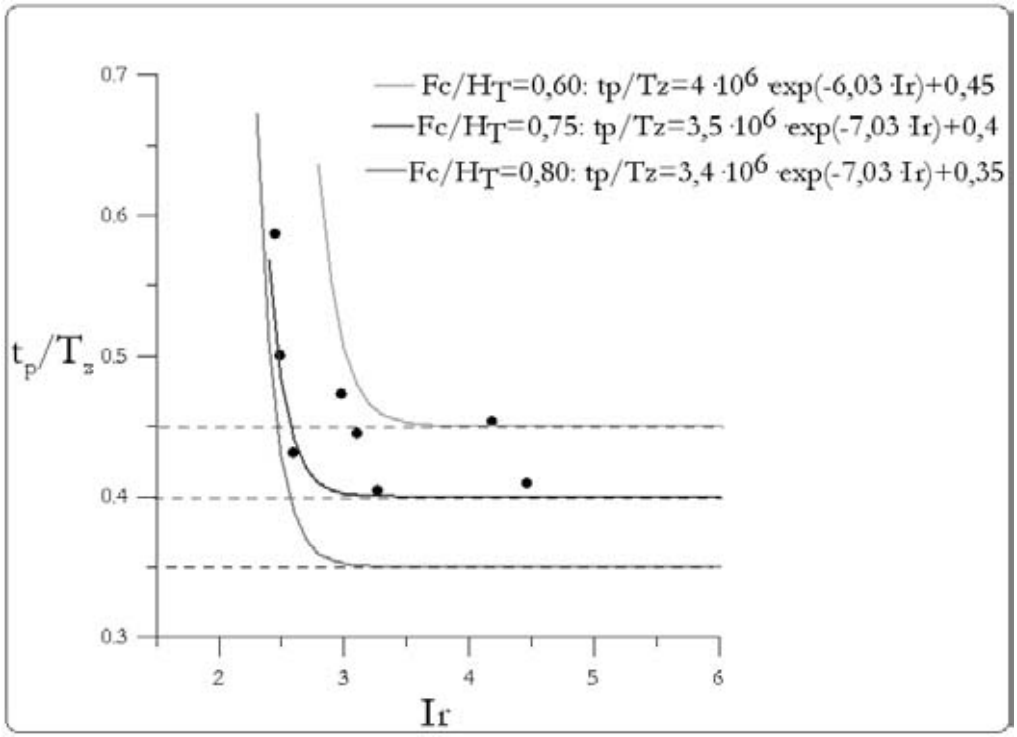


Figura 7. Duración del pulso de rebase según el francobordo relativo y el régimen hidráulico

Finalmente, con la cota máxima del pulso de rebase (figura 8) se ha encontrado que depende (1) del cociente entre la duración y el periodo medio y (2) del francobordo relativo, tal y como muestra la siguiente ecuación:

$$\frac{\xi_{máx}}{H_T} = a_0 \exp\left(b_0 \left(2 \frac{t_p}{T_z} \frac{F_c}{H_T} \right) \right)$$

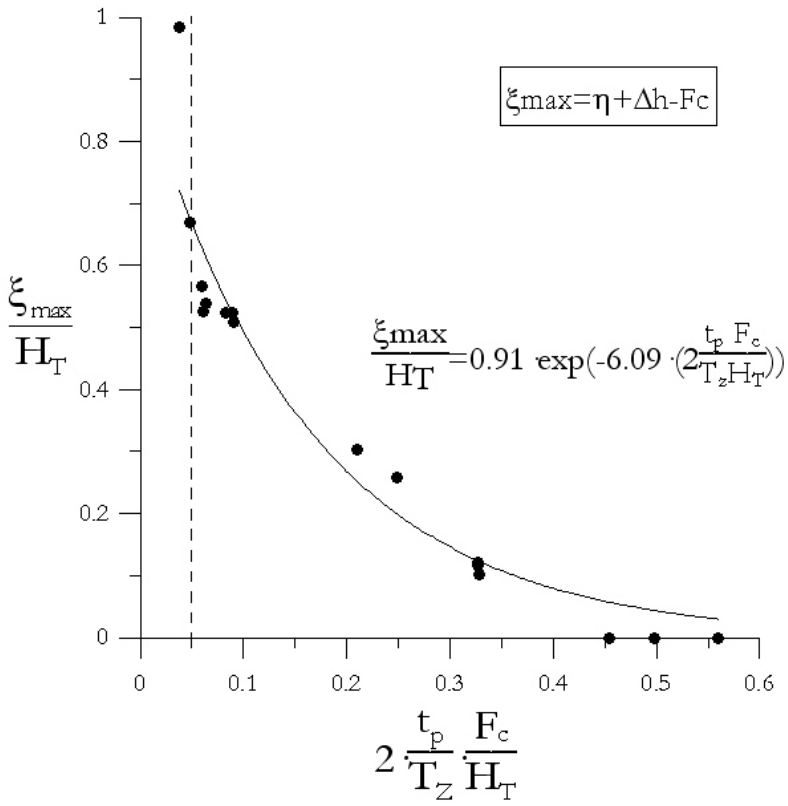


Figura 8. Cota máxima del pulso de rebase.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO

A partir de las relaciones encontradas para las variables que influyen en el rebase, se propone el siguiente método de cálculo:

1. A partir de las características del dique y el oleaje, se calcula el tipo de rotura, el número de onda y el coeficiente de reflexión.
2. Conocidas las variables anteriores, se obtiene la altura de ola total.
3. Con los datos del francobordo relativo y el tipo de rotura, se calcula la duración del pulso de rebase (figura 7).
4. Posteriormente, a partir de las variables anteriores se determina la cota máxima de rebase (figura 8).
5. A partir de la cota máxima de rebase y el ascenso de la superficie libre se obtiene el ascenso del nivel medio (figura 6), a partir del cual se calcula la distancia a la que la lámina de agua alcanza el dique x_s.
6. Por último, a partir de todas las variables calculadas podrán definirse los parámetros de diseño dependientes del rebase: caudal de rebase, volumen de rebase, etcétera.

CONCLUSIONES

En este trabajo se ha realizado una descripción matemática del proceso físico del rebase, introduciendo el estudio del pulso de rebase e incluyendo el régimen hidráulico asociado a la interacción onda-estructura. Se ha encontrado que el pulso de rebase se encuentra caracterizado por una altura máxima y una duración, y que su forma se puede modelar mediante un triángulo cuyas ecuaciones han sido obtenidas y ajustadas a través de ensayos de laboratorio. Dichos ensayos han permitido encontrar también que la ocurrencia del rebase está influenciada por el tipo de rotura de ola sobre el dique. Finalmente, se ha propuesto un nuevo modelo de cuantificación del rebase, a partir del cual se ha obtenido un nuevo método de cálculo.

AGRADECIMIENTOS

Se desea agradecer a los integrantes del Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales por su participación en los ensayos. Asimismo, agradecer a la Autoridad Portuaria de Gijón y a la empresa Iberinsa S.A. su colaboración en el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

Callaghan, D.P., Nielsen, P., Short, A and Ranasinghe, R., 2008. Statistical simulation of wave climate and extreme beach erosion. Coastal Engineering, 55, 375-390.

Clavero, M., 2007. Comportamiento de los diques en talud frente a la acción del oleaje y criterios para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la vida útil. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Franco, C., Franco, L., 1999. Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves. Journal of Waterway Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE 125 (2), 98–108.

Goda, Y., 1988. On the methodology of selecting design wave height. In: B.L. Edge, Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering. ASCE, pp.899-913.

Eurotop, 2007. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures-Assessment Manual. May 2007, www.overtopping-manual.com.

van der Meer, J.W., Tfnjes, P., de Waal, H., 1998. A code for dike height design and examination. Proceedings International Conference on Coastlines, Structures and

Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London. Thomas Telford, London, pp. 5–19.

Zanuttigh, B, van der Meer, J.W. Wave reflection from coastal structures in design conditions, Coastal Eng. (2008), doi: 10.1016/j.coastaleng.2008.02.009

CARACTERIZACIÓN BIVARIADA DE LOS TEMPORALES EN LA COSTA ESPAÑOLA PARA SU APLICACIÓN AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS (ROM 0.0)

Mª.J .Martín[1], P. Aberturas[1], O. Serrano[2]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX; Antonio López 81; 28026, Madrid, Maria.J.Martin@cedex.es , Paloma.Aberturas@cedex.es

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

RESUMEN

Aunque la aplicación de las recomendaciones actuales para obras marítimas (ROM 0.0) requiere conocer el comportamiento real de las variables climáticas que determinan la respuesta de la estructura, raramente se abordan metodologías que permitan efectuar su caracterización conjunta. Ante esta falta de definición, la caracterización estadística de las variables representativas se realiza de forma independiente sin considerar su relación o estructura de dependencia.

Un procedimiento para caracterizar de forma completa el suceso extremo que define la acción cálculo, y obtener toda la información requerida para la aplicación de los distintos métodos de verificación recogidos la ROM 0.0 (Niveles 0 (determinista) , I, II y III), es presentado en este trabajo, referido a la caracterización de los temporales para su aplicación en la verificación de los modos de fallo de las instalaciones marítimas

En esta primera fase, la caracterización en dos dimensiones se ha centrado en la altura de ola significante, H_{m0}, y el periodo medio, T_{m02}, por ser éstas las variables a las que están referidas las fórmulas de los principales modos de fallo de las obras de abrigo. Otras variables de interés como son la duración de los temporales, el nivel del mar , etc.. están siendo actualmente objeto de análisis.

Como fuentes de información se han utilizado todos los puntos de medida de las Redes Exterior(RE), y Costera(RC) de Puertos del Estado (PE).

INTRODUCCIÓN

En general para la aplicación de las recomendaciones actuales de obras marítimas, los valores de cálculo de los agentes predominantes que determinan la respuesta de la estructura se establecen de forma independiente, seleccionando la altura de ola asociada al carácter general de la obra (índices IRE e ISA, que determinan el periodo de retorno). El periodo medio requerido por la ecuación de diseño es establecido con base a los límites de peralte en los que se concentran los temporales registrados, ó con la expresión aproximada recogida en la web de PE. Una caracterización más realista requiere considerar que el comportamiento del suceso climático, netamente multivariado, depende de la estructura de dependencia de las variables representativas.

Conocida dicha estructura es posible dimensionar con más rigor las estructuras y verificar posteriormente dicho diseño con el/los métodos de verificación exigido/s por el carácter general de la obra. El método de verificación más simple, NIVEL I, siempre debe ser aplicado. Este método trabaja con el coeficiente de seguridad, asumiendo que la probabilidad de fallo está determinada por la probabilidad de presentación de tormentas de una intensidad determinada. En los niveles probabilistas II y III, requeridos además para obras con un carácter general medio y alto, la verificación se realiza de forma probabilista asumiendo variables aleatorias independientes y normales, (Nivel II), o las correspondientes distribuciones marginales o conjuntas (Nivel III). La información de las variables representativas requerida por cada uno de los métodos es diferente y para el nivel superior hoy en día no se encuentra disponible.

DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

Definición de suceso extremo

Puesto que en más de una dimensión no hay un criterio de orden, la muestra representativa está constituida por máximos locales concomitantes (simultaneos), definidos con base a la variable dominante que, en el campo de la ingeniería marítima, es la altura de ola significante, H_{m0}. En consecuencia, la muestra ha sido definida por los picos sobre un determinado nivel de H_{m0}. Dicho umbral es elegido en función de las características climáticas de la zona de proyecto, la localización del punto de

información (apantallamiento y/ o efectos del fondo en la boyas de la RC) y con la consideración de disponer de un número de picos representativo respetando un tiempo mínimo de separación entre ellos (D_M), para asegurar la independencia ó, al menos, una débil dependencia. Dicho periodo de tiempo es preestablecido con base a la correlación entre alturas de olas sucesivas. De esta forma, la altura de ola significante del pico de cada excedencia, y los correspondientes valores de T_{m02} constituyen los máximos locales que definen el suceso extremo (figura 1).

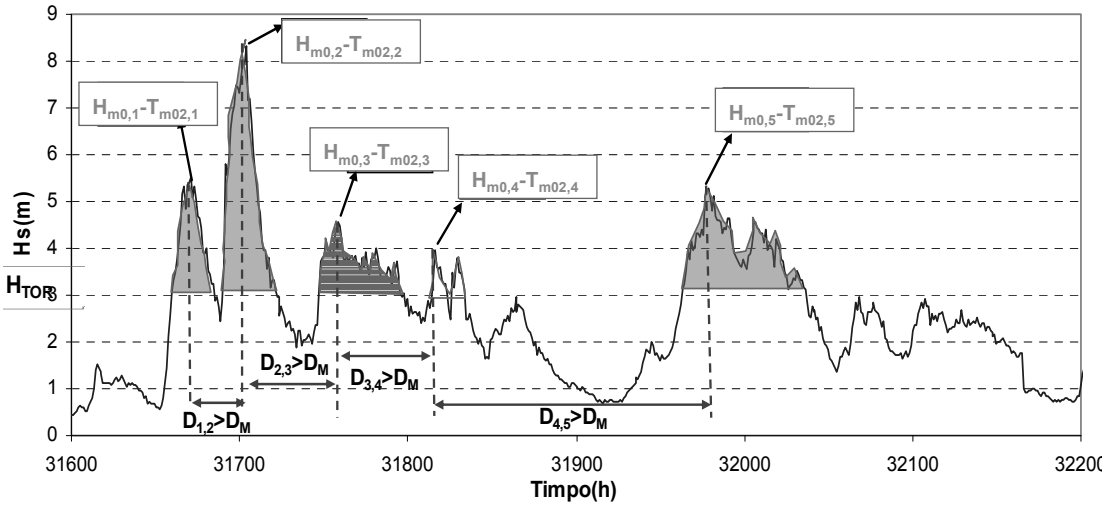


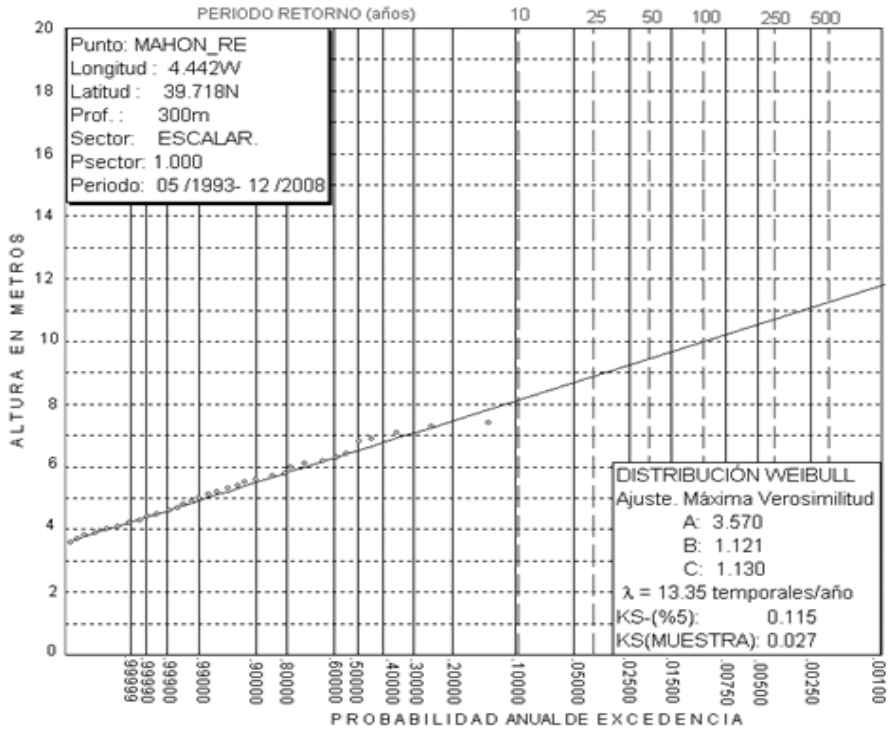
Figura 1. Definición de temporal y selección delos picos de tormenta (D_M=Tiempo mínimo de separación)

Para las fachadas Cantábrica, nor y Suratlántica peninsular, así como para la costa septentrional del archipiélago canario, el tiempo de separación entre picos establecido es de 5 días (120h). Para la cuenca mediterránea y la costa meridional canaria el tiempo de separación entre picos considerado es de 4 días (96h).

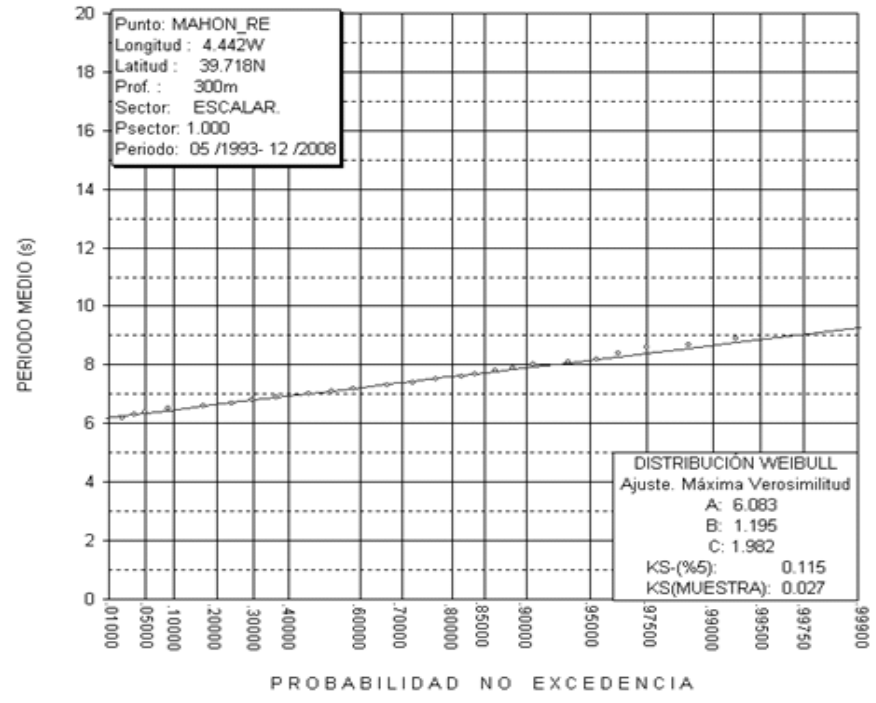
Caracterización de las distribuciones marginales.

Como función de distribución de ajuste, tanto para H_{m0}, como para sus periodos medios concomitantes, se ha considerado la distribución de Weibull triparamétrica. La estimación de los parámetros de posición, escala y forma se ha realizado por el método de la máxima verosimilitud, y la bondad de ajuste se ha analizado con el test de Kolmogorov-Smirnov (KS). La representación gráfica del régimen o función de distribución de los valores extremos de H_{m0} se refiere a la probabilidad anual de excedencia y al periodo de retorno asociado.(figura 2a). La correspondiente función de distribución, o régimen, del periodo medio se presenta referida a la probabilidad acumulada de no superación (figura 2b)

En ambos casos se incluyen los parámetros de la distribución ajuste, el valor del estadígrafo KS al 5% de significación, y el resultante de la muestra. En la distribución de H_{mo} también se refiere el número medio de temporales en el año que se utiliza para la extrapolar la distribución teórica..



a)



b)

Figura 2 Caracterización marginal de las variables que definen el suceso extremo . a). Distribución extremal de H_{m0}. b) Distribución del concomitante T_{m02}

Caracterización de la distribución conjunta.

La caracterización de la distribución conjunta de H_{m0} y T_{m02} se ha realizado empleando la función cópula de Gumbel.

Las cópulas son funciones de distribución multivariadas con marginales uniformes. Es decir, funciones cuyos argumentos no son las variables iniciales sino sus correspondientes funciones de distribución. La expresión general de la distribución conjunta en términos de la cópula de Gumbel es:

$$F(H_{m0}, T_{m02}) = C(u, v, \delta) = \exp\left\{-\left(\tilde{u}^{\delta} + \tilde{v}^{\delta}\right)^{1/\delta}\right\}$$

siendo, $u = F(H_{m0})$, $v = F(T_{m02})$, $\tilde{u} = -\ln\left[F(H_{m0})\right]$, $\tilde{v} = -\ln\left[F(T_{m02})\right]$, y $\delta \geq 1$ parámetro de dependencia ($\delta = 1$ independencia, $\delta \to \infty$ dependencia perfecta).

La estimación del parámetro de dependencia se ha realizado con el método de la máxima verosimilitud, asumiendo conocidas las marginales.

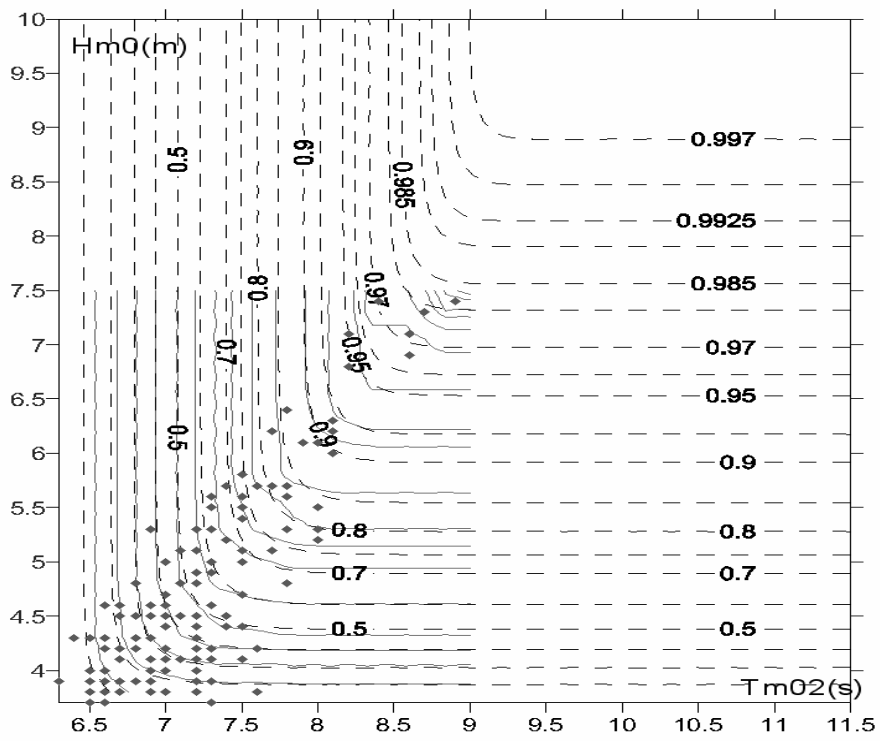
La función de supervivencia conjunta, $\bar{F}(H_{m0}, T_{m02})$=P(H>H_{m0} ,T>T_{m02}), puede obtenerse a partir de la cópula como:

$$\bar{F}\ (H_{m0}, T_{m02}) = 1 - u - v + C(u, v)$$

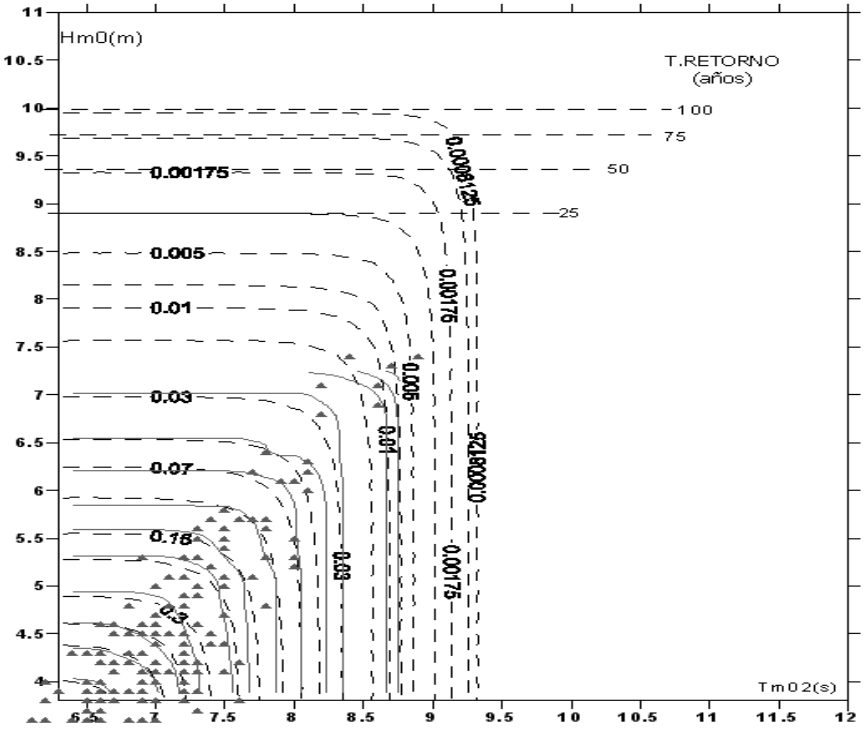
Y la distribución de T_{m02} condicionada a H_{m0} en función de la cópula es:

$$F(T_{m02} \mid H_{m0}) = C(v \mid u, \delta) = \frac{\partial C(u, v, \delta)}{\partial u}$$
$$= \exp\left\{-\left(\tilde{u}^{\delta} + \tilde{v}^{\delta}\right)^{1/\delta}\right\}\left\{\tilde{u}^{\delta} + \tilde{v}^{\delta}\right\}^{\frac{1}{\delta}-1} \frac{\tilde{u}^{(\delta-1)}}{u}$$

La representación de las funciones de distribución y supervivencia en dos dimensiones se presenta, para un punto de medida de la RE, en las figuras 3.a de isoprobabilidad teórica y empírica y los datos de la muestra. Un presentación de distribución de T_{m02} condicionada a H_{m0}, se recoge en la figura 4.



a)



b)

Figura *3 Copula de Gumbel . ____ Teorica _____EMPIRICA ◦DATOS MUESTRA*
a). Función de distribución conjunta (H_{m0}. T_{m02}).
b) Función de supervivencia conjunta (H_{m0}. T_{m02})

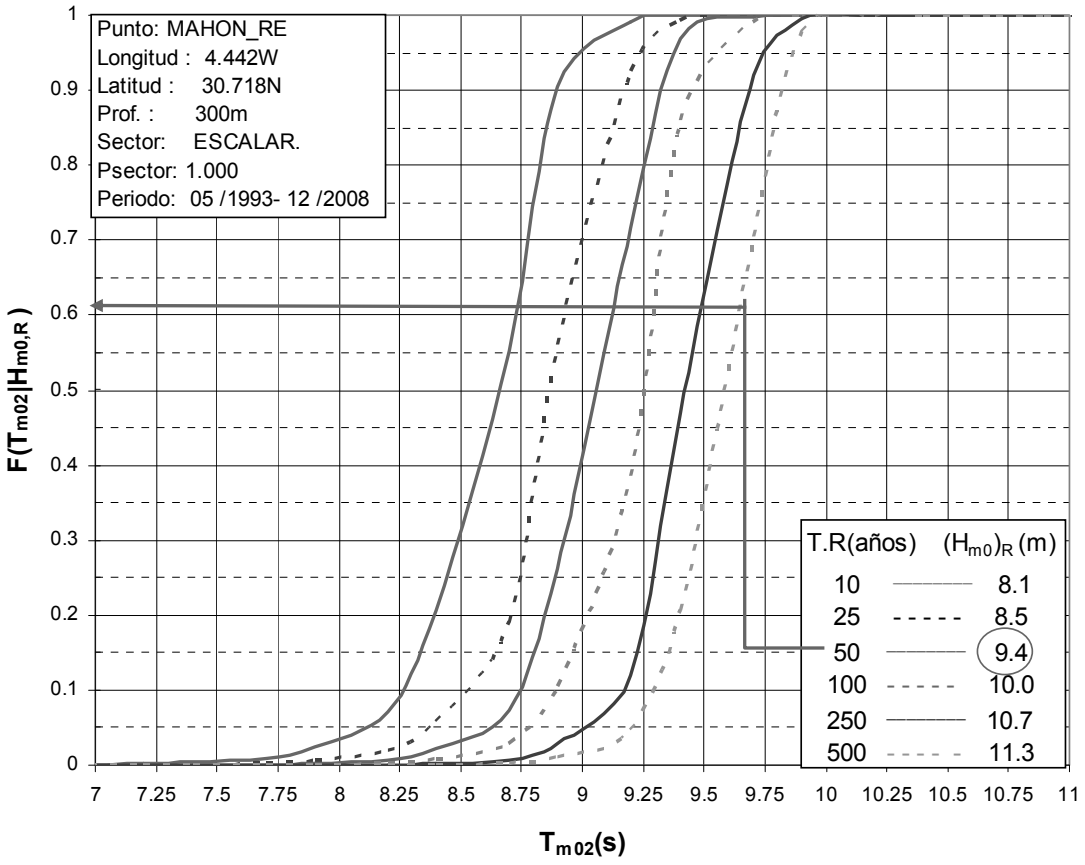


Figura 4 Copula de Gumbe.l Función de distribución de T_{m02} condicionada a H_{m0}

Altura de retorno, periodo medio y periodo de pico.

La estimación del T_{m02} más probable asociado a una determinada altura de retorno, $H_{m0,R}$, se ha realizado con base a la función de densidad conjunta, seleccionando , para cada altura de retorno, el periodo con mayor densidad de probabilidad.

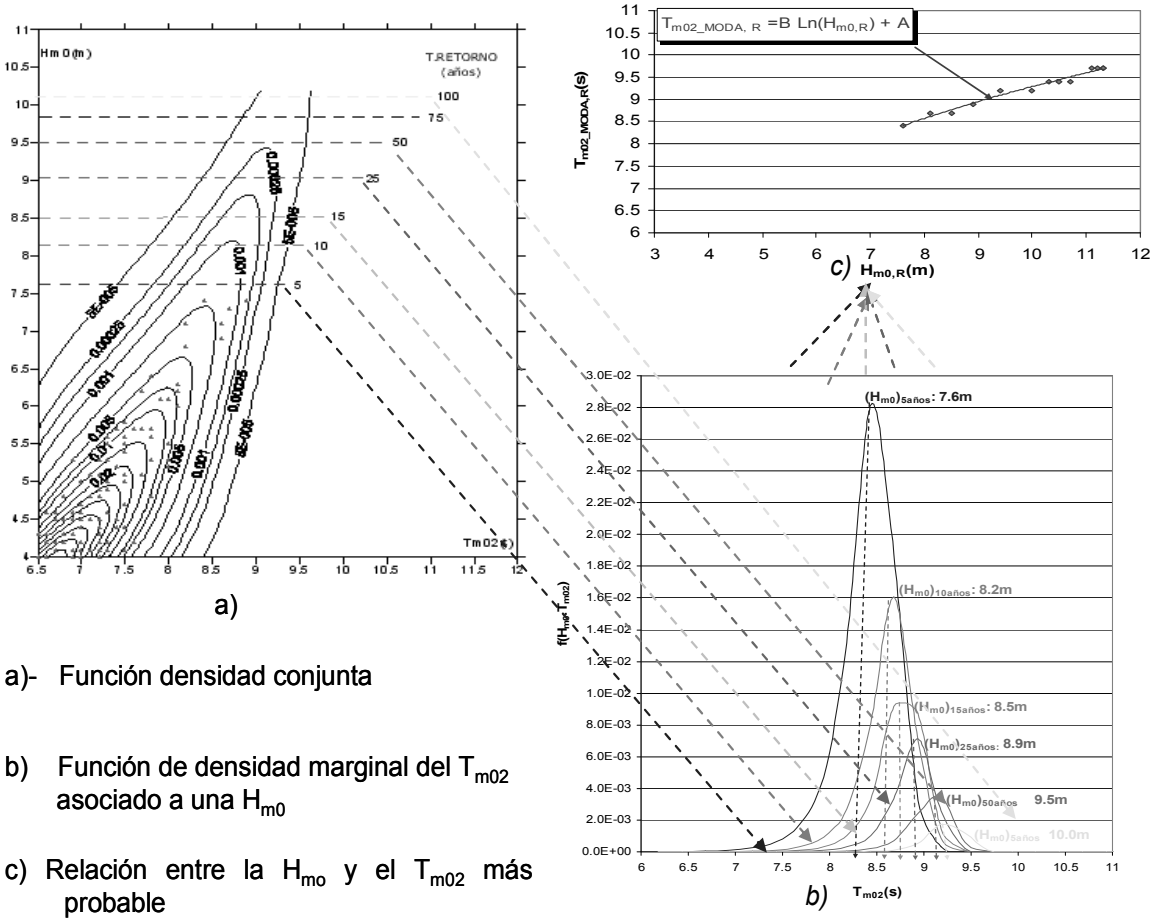
La relación obtenida entre el periodo medio más probable, referido como $T_{m02_MODA,R}$, y la altura de ola de retorno, $H_{m0,R}$, es logarítmica.

$$T_{m02_MODA,R} = a + b\ln(H_{m0,R})$$

con valores a y b función del emplazamiento del punto de medida(figura 5)

La relación entre los T_{m02} asociados a los picos de tormenta, y los correspondientes periodos de pico T_p, empleados para reproducir las formas espectrales paramétricas, puede ser aproximada como:

$T_{p_MODA}, \approx aT_{m02_MODA}$



a)- Función densidad conjunta

b) Función de densidad marginal del T_{m02} asociado a una H_{m0}

c) Relación entre la H_{mo} y el T_{m02} más probable

Figura 5 Esquema de la estimación del T_{m02} mas probable para H_{m0}

Estimación del parámetro de apuntamiento de los temporales de retorno.

Puesto que las características de las borrascas que generaron los temporales registrados o simulados, diferirán, en mayor o menor medida, de las que originarán los oleajes para los que se dimensionan las obras, la caracterización de los factores de apuntamiento correspondientes a los espectros parametricos JONSWAP empleados en la reproducción de los oleajes de ensayo en los modelos físicos se ha realizado empleado las relaciones obtenidas por Gran (1986). Dichas relaciones expresan el parámetro de desarrollo, α, del espectro en términos de los parámetros integrados, o parámetros de estado del oleaje, H_{m0}, T_{m02}. EL valor resultante es empleado para definir el factor de apuntamiento, γ, asociado. La expresión del espectro JONSWAP en función de estos parámetros es :

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp\left\{-1.25 f^{-5}\right\} \gamma^{\exp\left[(T_p - 1)/2\sigma^2\right]}$$

y las relaciones obtenidas por Gran, y empleadas en este estudio son:

$$\alpha \approx \frac{4\pi^3 H_{m0,R}^2}{g^2 T_{m02,R}^4} \qquad \gamma \approx 7\left(1 - \frac{0.0027}{\alpha}\right)$$

UTILIDAD DE LA INFORMACIÓN ELABORADA

La información elaborada con el procedimiento descrito permite la aplicación de todos los métodos de verificación recogidos en la ROM 0.0, y proporciona un método para establecer de una forma racional los valores iniciales de las variables de cálculo que intervienen en la ecuación de verificación.

Los parámetros de la distribución de Weibull de H_{m0},y el número medio de temporales año, λ, son necesarios, en todos los casos, para la extrapolación de las estimaciones de H_{m0} de los picos de tormenta fuera de la región con datos (periodos de retorno o vidas útiles). Los correspondiente al T_{m02}, sirven para estimar la distribución conjunta pero, en términos marginales, no tienen representatividad.

Las distribuciones marginales son necesarias para la verificación de los modos de fallo con los Niveles II y III. En el primer caso, nivel II, la transformación de las distribuciones de Weibull a distribuciones Normales puede efectuarse con la transformación de Rosemblatt .

Para la aplicación del Nivel III, integrando la superficie de fallo, las distribuciones marginales y conjunta son requeridas. Para la aplicación de éste método con técnicas de simulación, la expresión de la distribución de T_{m02} condicionada a $H_{m02,R}$, en términos de la cópula, es de extraordinaria utilidad. Esta distribución sirve también para establecer los valores de compatibilidad cuando estos no actúen como agentes preponderantes en la ecuación de verificación .

La relación entre el periodo medio más probable y la altura de retorno, que es logarítmica, es de utilidad para la verificación de los modos de fallo con el método determinista, Nivel I, y para establecer los valores iniciales de las variables de cálculo

en la ecuación de verificación . La relación lineal entre periodo medio y de pico es de interés para la reproducción de los oleajes de ensayo.

CONCLUSIONES

Puesto que los sucesos que definen la acción de cálculo son m-dimensionales, su caracterización estadística debe ser realizada con funciones multivariadas.

Entre las distintas aproximaciones existentes parar la determinación del comportamiento conjunto de variables aleatorias en m-dimensiones, la aproximación mediante funciones cópulas es uno de las más versátiles-.

Las funciones cópulas admiten cualquier tipo de distribución marginal de forma que ésta puede ser elegida de acuerdo a las características propias de la muestra existiendo distintos tipos de familias de cópulas paramétricas que permiten modelar distintos tipos de dependencia

El procedimiento descrito para condiciones extremas es aplicable al comportamiento medio, resultando de gran utilidad para el análisis de los estados límites operativos.

REFERENCIAS

Fasano,G et Franceschini, 1987. A multidimensional version of the Kolmogorov - Smirnov test. Mon Not. R.. astr. Soc. 225, 155-170..

Gran, S (1986) Discussion of Morisson.s equation Veritas Research, report Nª 86-2011

Peacock, J., A., 1983. Two dimensional goodness of fit testing in astronomy. Mon. Not. R. Astr. Soc. 2025, 615-627.

ROM 0.0_2001. Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado. Ministerio de Fomento

Eng., 87, 557-570.

Komar, P.D., 1998. Beach Processes and Sedimentation, 2ª ed., Prentice Hall, 544 pp.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a Puertos del Estado el soporte económico de este estudio y al CEDEX las facilidades prestadas durante su desarrollo.

PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA PARA LA VERIFICACIÓN DE LA FIABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA MARÍTIMA MEDIANTE LA APLICACIÓN DE LA PROBABILIDAD CONDICIONADA

R. Gómez[1], R. Molina[1], C. Castillo[2]

1. Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren, 1. 28040, Madrid. rgomez@caminos.upm.es; rmolina@caminos.upm.es
2. Área de Ingeniería Hidráulica. ETSICCP de la Universidad de Castilla - La Mancha. Avda. Camilo José Cela s/n. 13071, Ciudad Real. MariaCarmen.Castillo@uclm.es

INTRODUCCIÓN

La presente propuesta metodológica pretende mostrar que la aplicación de los métodos de Nivel III en la verificación de la fiabilidad y funcionalidad de la obra marítima es relativamente sencilla, y su potencial como herramienta de gestión y prevención muy elevado. Para ello se expone una metodología general que permite verificar la fiabilidad de una estructura y se aplica al caso de un sistema de atraque y amarre haciendo uso del método de Montecarlo.

La calidad de los resultados que se obtienen de la aplicación de los métodos de Nivel III se fundamenta en los datos de partida y en la calidad de la simplificación del problema.

El objetivo es la evaluación de la probabilidad de fallo de una estructura contemplando la posibilidad de que se produzca la rotura progresiva de cada uno de los elementos que la componen. De esta forma se obtiene más información del comportamiento global del sistema que si se analiza cada elemento de forma individual, ya que la existencia de un modo de fallo puede variar la probabilidad de que otro modo de fallo ocurra. La presente metodología es extrapolable a cualquier otro campo de la ingeniería.

DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

El proceso a seguir en la verificación de la fiabilidad de una estructura marítima es el siguiente:

1. Plantear el árbol de modos de fallo de la estructura
2. Analizar las correlaciones entre modos de fallo

3. Definir las distribuciones con las que se modelizan los factores de proyecto que intervienen en las ecuaciones de verificación de los modos de fallo y su evolución temporal
4. Establecer las correlaciones entre modos por medio de las probabilidades condicionadas
5. Resolver la fiabilidad de la estructura calculando su probabilidad de fallo

En el ejemplo desarrollado, se ha elegido el método de Montecarlo de Nivel III para este último cálculo. Este método permite generar, a partir de las funciones de distribución reales de las variables, una gran variedad de situaciones o casos en los que contextualizar el problema y caracterizar así los esfuerzos aplicados a la obra. Como en toda simulación, es necesario realizar simplificaciones lo suficientemente representativas de la realidad para que los resultados de las mismas sean extrapolables a un caso real.

Es necesario analizar la sensibilidad de los resultados obtenidos a las variables que intervienen en la definición del problema, ya que la correcta caracterización de las variables que intervienen en el planteamiento es fundamental para que los resultados sean de calidad.

Por último es necesario señalar que el planteamiento del problema basado en el desarrollo de árboles de fallo facilita su comprensión global y el análisis de las combinaciones que pueden darse a la hora de cuantificar la probabilidad de fallo.

EJEMPLO METODOLÓGICO

El caso que se desarrolla se contextualiza ubicado en un muelle de un puerto fluvial, en el cual amarra una flota con una determinada frecuencia. Cada buque de la flota comienza la descarga de mercancía, produciéndose una variación del calado a lo largo del proceso. Del mismo modo, se considera que durante el tiempo que el buque se encuentra amarrado está siendo solicitado por los siguientes agentes: viento, corriente, marea y aquellos relacionados con la explotación durante la fase de amarre derivados de la operativa de la flota. En todo momento se considera que las condiciones de trabajo son normales operativas (ver R.O.M. 0.0., 2001).

La configuración geométrica del muelle, del sistema de amarre, de la flota y de la disposición de las amarras condiciona los esfuerzos que van a ser transmitidos a la línea de amarre (ver Molina et al., 2005). Las principales fuerzas solicitantes sobre el buque, las que modifican su estado de reposo, son el viento sobre la obra muerta, y la corriente sobre la obra viva del mismo.

El planteamiento que se ha desarrollado para evaluar la fuerza transmitida por el sistema agentes-buque a la línea de amarre sigue el siguiente esquema:

Figura 1. Esquema del procedimiento a seguir para la aplicación de la metodología propuesta en el presente artículo

1. Por una parte, se deben obtener los valores de los agentes. La marea y el proceso de descarga producen variaciones en el ángulo vertical de las amarras.
2. Los parámetros geométricos de la flota nos indican qué área del mismo está expuesta a la acción del viento y la corriente.
3. El valor de la fuerza ejercida por el viento y la corriente sobre el buque se calcula a partir de dichas dimensiones, del ángulo de incidencia del viento, etc.
4. Se plantea un sistema de equilibrio, en el que las fuerzas transmitidas al buque por viento y corriente se equilibran con los esfuerzos en las amarras. De esta forma se puede conocer cuál es el valor de la tensión a la que se somete cada una de ellas, que a su vez se transmite a cada bolardo en el que se encuentran amarradas.
5. Una vez determinada la fuerza en cada una de las amarras se procede a su verificación. En nuestro caso la verificación consiste en comprobar que el tiro que cada amarra realiza sobre el bolardo no supera su resistencia nominal.

6. En el caso de que se supere la resistencia nominal en alguna de las amarras, se considera que ésta no trabaja más, y el esfuerzo ejercido por los agentes es redistribuido en las amarras restantes. Se repite la verificación.
7. Al tratarse de un proceso iterativo, se contabiliza el número de fallos que tiene cada amarra, teniendo en cuenta si dicho fallo se ha producido como consecuencia de otro anterior o no, para obtener así las diferentes probabilidades de fallo condicionadas, conjuntas, etc.

Agentes

A continuación se presentan los agentes que actúan sobre el sistema descrito y las hipótesis que se plantean para cada uno de ellos.

A. Viento

El viento es una variable aleatoria direccional que sigue una distribución (ver R.O.M 04-95) Weibull Biparamétrica.

La hipótesis que se plantea para viento es que la situación más desfavorable es aquélla en la que el viento procede del sector 0-180º, puesto que se supone que el buque se encuentra atracado con la proa hacia el norte. Por lo tanto, el viento procedente de dicho sector tenderá a alejar al buque del muelle. En primer lugar, se simula la dirección de procedencia del viento a partir de las frecuencias de cada sector. A continuación, la simulación genera un número aleatorio entre 0 y 1 que representa la probabilidad de ocurrencia (donde 0 es un suceso imposible y 1 un suceso seguro), y se realiza la distribución inversa en el régimen direccional correspondiente para obtener el valor de la velocidad del viento.

B. Corriente

La corriente es una variable aleatoria direccional. Está condicionada por el ciclo de marea. El valor de la velocidad se puede obtener de la información proporcionada por las Confederaciones Hidrográficas, los organismos de cuenca, el propio puerto, etc.

En este caso, la hipótesis que se aplica es considerar que el régimen fluvial es constante y unidireccional, independientemente del fenómeno de llenado y vaciado por los ciclos intermareales.

C. Marea

El valor de altura de marea se puede predecir con bastante exactitud ya sea por sus armónicos, ya sea porque el mareógrafo del puerto proporcione la serie temporal de la misma. En este caso se considera que el puerto objeto de este ejemplo se encuentra en una ría.

D. Flota

Cada uno de los buques que componen la flota son los que van a solicitar indirectamente la línea de amarre (el buque es solicitado por los agentes climáticos y éste transmite a su vez dicha solicitación a la línea de amarre), por lo que todo lo que tenga que ver con sus parámetros geométricos afectará al resultado de la simulación. Los parámetros geométricos requeridos son la eslora, la eslora entre perpendiculares, la manga y el puntal de cada buque que compone la flota.

En primer lugar se debe conocer el tipo de flota que atracará en la línea de amarre considerada. En este caso se supone que la terminal es dedicada a un solo tipo de buque.

En segundo lugar se debe conocer la frecuencia con la que llega el buque al puerto, ya que de no haber buque atracado, la línea de atraque no estará solicitada y por tanto no fallará (concepto importante en el planteamiento estadístico).

La variación del calado en el proceso de descarga va generando mayor superficie expuesta al viento, y menos a la corriente.

E. Amarras

Como se ha dicho antes, la marea y el proceso de descarga del buque producen variaciones sustanciales tanto en la superficie de casco expuesta al viento (paño vélico) como en los ángulos verticales con los que las amarras trabajan. La situación más desfavorable frente a acciones de viento la encontramos en el momento de pleamar, cuando el buque se encuentra vacío.

Tanto la distribución espacial de los puntos de amarre como la disposición de los ángulos de amarre es fija, ya que está condicionada por la configuración geométrica del muelle. Dichos ángulos son fundamentales para determinar cómo se distribuye la fuerza del viento y la corriente en las amarras.

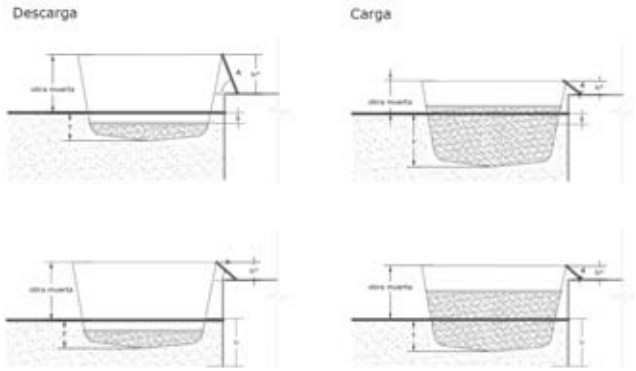


Figura 2. Variación del ángulo vertical de las amarras según el estado de carga del buque y del nivel de marea. Pleamar y bajamar respectivamente

Planteamiento del equilibrio

El equilibrio de fuerzas puede plantearse mediante el análisis dinámico o análisis estático. En este caso se ha elegido la propuesta por el Marine Forum en el libro "Guidelines and Recommendations for the Safe Mooring of Large Ships at Piers and Sea Islands" (1978), la cual es estática y pseudoempírica.

$$F_{TViento} = C_{TViento} \cdot \left(\frac{\rho_w}{7600} \right) \cdot V^2_{Viento} \cdot A_L \quad (1)$$

$$F_{LViento} = C_{LViento} \cdot \left(\frac{\rho_w}{7600} \right) \cdot V^2_{Viento} \cdot A_T \quad (2)$$

$$F_{LCorriente} = C_{LCorriente} \cdot \left(\frac{\rho_w}{7600} \right) \cdot V^2_{Corriente} \cdot T \cdot L_{BP} \quad (3)$$

$$F_{TCorriente} = C_{TCorriente} \cdot \left(\frac{\rho_w}{7600} \right) \cdot V^2_{Corriente} \cdot T \cdot L_{BP} \quad (4)$$

Esta formulación descompone la fuerza ejercida por el viento y la corriente sobre el buque en dos direcciones: longitudinal y transversal al mismo. Las variables que es necesario conocer son el valor de la superficie expuesta a dichos agentes, la velocidad de los mismos, la densidad del agua y el aire y los coeficientes C_{Tv}, C_{Lv}, C_{Tc}, C_{Lc} (coeficiente transversal de viento, coeficiente longitudinal de viento, coeficiente transversal de la

corriente y coeficiente longitudinal de la corriente respectivamente) dependen del ángulo de incidencia del viento y de la corriente y del estado de carga del buque.

En este caso se ha simplificado la corriente como unidireccional. Por tanto, la fuerza longitudinal que incide sobre el buque será la suma de la fuerza ejercida por el viento longitudinalmente y la fuerza ejercida por la corriente. Así mismo, la fuerza transversal tan sólo es ejercida por el viento en sentido transversal.

Para determinar cuál será el valor de la fuerza con la que las amarras tiran de los bolardos, se plantea el equilibrio de fuerzas longitudinales y transversales al buque y la anulación de momentos en su centro de giro. Este sistema es una simplificación para facilitar los cálculos.

Se ha desarrollado la presente metodología para tres amarras, las de proa, a modo de simplificación. El motivo por el cual se escogen las amarras de proa es que las condiciones de solicitación de las mismas en la zona de popa son simétricas, por lo que la consideración de todo el sistema no supone ventajas sustanciosas a la hora de mostrar la presente metodología.

Figura 3. Disposición de las amarras consideradas: Largo, spring y través (en adelante designadas por L, S y T).

El árbol de fallo que se desarrolla siguiendo las premisas antes indicadas, establece 4 posibles situaciones principales, conocidos previamente los valores de Fuerza Longitudinal y Transversal sobre el buque:

a) Que no falle ninguna amarra
b) Que falle una de las amarras
c) Que fallen dos de las amarras

d) Que fallen todas las amarras

Estas cuatro situaciones principales pueden desembocar en fallos en cadena o no.

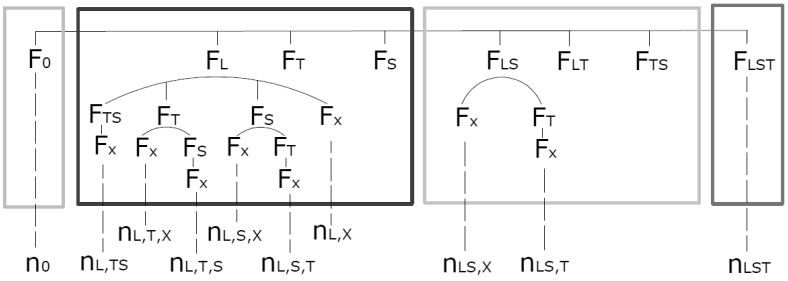
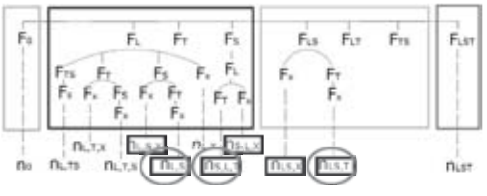


Figura 4. Desarrollo simplificado de cada una de las ramas de los 4 posibles casos que se pueden presentar

Las hipótesis que se plantean son por una parte que, si se produce el fallo de una de las tres amarras, la fuerza con la que el buque es solicitado se reparte entre las dos amarras restantes, pudiéndose producir el fallo en éstas o no. Por otro lado, si se produjese el fallo simultáneo de dos de las tres amarras, la amarra restante estaría solicitada con toda la fuerza actuante sobre el buque. Habrá que verificar si falla o no. Es necesario destacar que se ha tenido en cuenta el pretensado de las amarras.

Como se ha indicado anteriormente, la probabilidad de fallo de cada bolardo se obtiene mediante el conteo del número de fallos asociados a cada amarra, es decir, aquellos casos en los que la fuerza con la que la amarra tira del bolardo es superior a su resistencia nominal. De igual manera se obtienen las probabilidades de fallo de cada bolardo condicionadas al fallo previo de otro u otros bolardos.

$$P[T \mid LS] = \frac{n^{o}\, casos\, en\, que\, falla\, T\, tras\, L\, y\, S}{n^{o}\, casos\, en\, que\, L\, y\, S\, fallan\, primero} \qquad (5)$$



$$P[T \mid LS] = \frac{n_{LS,T} + n_{L,S,T} + n_{S,L,T}}{n_{LS,T} + n_{LS,X} + n_{L,S,T} + n_{L,S,X} + n_{S,L,T} + n_{S,L,X}} \qquad (6)$$

RESULTADOS

Repitiendo la simulación para diferentes resistencias nominales de bolardo y distintos buques se obtiene como resultado la siguiente información:

1. Probabilidad de fallo en función de la resistencia nominal del bolardo considerada

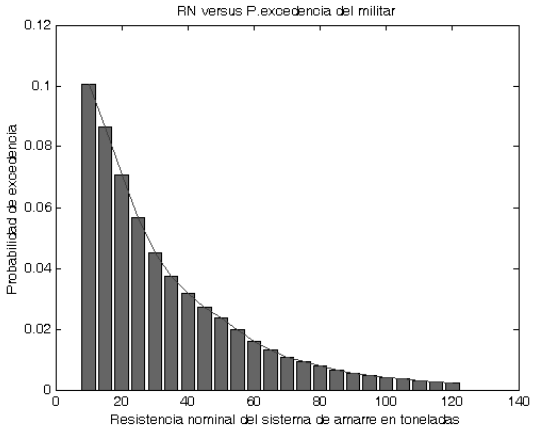


Figura 5. Probabilidad de fallo del sistema en función de la resistencia nominal del sistema de amarre considerada en cada caso

La figura muestra cómo la probabilidad de que se produzca el fallo del sistema disminuye a medida que la resistencia que ofrece el bolardo al tiro aumenta.

2. Probabilidad de fallo de cada una de las amarras en función de la fuerza a la que están sometidas en el momento de la rotura

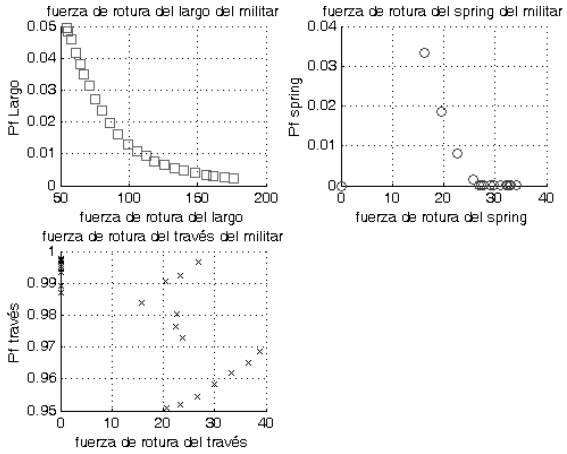


Figura 6. Probabilidad de fallo en función de la fuerza a la que están sometidas en el momento de la rotura, para cada amarra

Estos gráficos muestran que, para que falle el bolardo asociado al largo, es necesario que esté sometido a una mayor fuerza que el del spring o el del través. Así mismo la probabilidad de que falle para altos valores de fuerza es menor que para menores valores de fuerza debido a que es menos probable que se alcancen dichos valores provocados por los agentes meteorológicos. Así mismo, la mayor probabilidad de fallo del través se produce para fuerzas de entre 40 y 50 toneladas.

3. Probabilidad de fallo de cada una de las amarras en función de la resistencia nominal del bolardo correspondiente

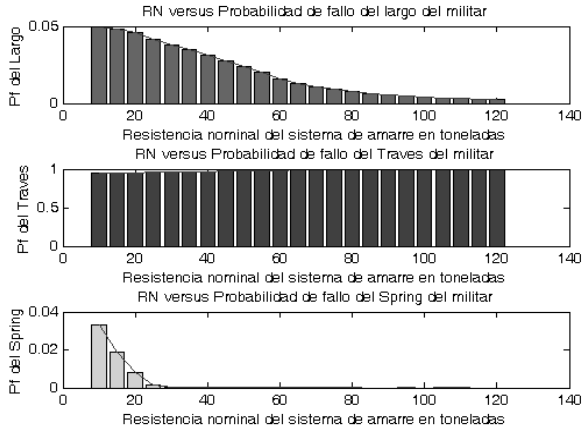


Figura 7. Probabilidad de fallo en función de la resistencia nominal del sistema de amarre considerada en cada caso, para cada amarra

En este gráfico se muestra cuál es la probabilidad de que falle cada una de las amarras dependiendo de la resistencia nominal del bolardo con el que están asociadas.

4. Comparativa entre buques de que la probabilidad de no fallo del sistema de amarre, en función de la resistencia nominal del bolardo.

Realizando la misma simulación para diferentes tipos de buque, cuyas dimensiones varían, se puede obtener una gráfica comparativa que muestre cuál es la probabilidad de que el sistema no falle en función de la resistencia nominal del bolardo para cada buque.

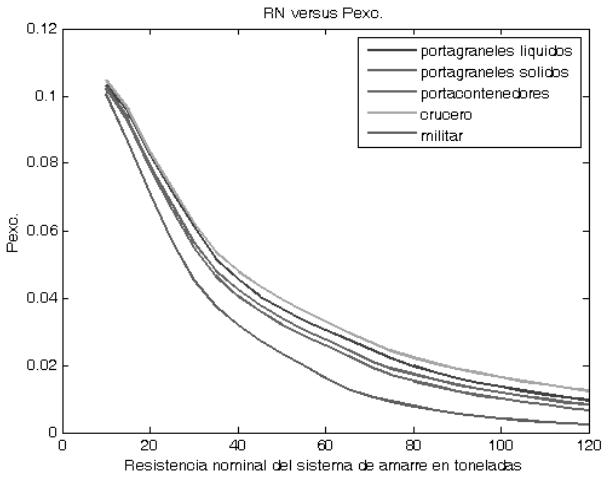


Figura 8. Probabilidad de fallo del sistema en función de la resistencia nominal del sistema de amarre considerada, para cada buque

CONCLUSIONES

Los métodos de Nivel III son una herramienta muy potente en el diseño, verificación, gestión y explotación portuaria. Esta metodología es aplicable en general en el marco de la ingeniería, y en particular en la ingeniería portuaria.

El caso concreto para el que se ha aplicado la metodología muestra la utilidad del mismo, ya que permite, una vez fijada la probabilidad de fallo del elemento de obra, obtener la resistencia nominal del sistema de amarre a emplear en proyecto en función de la flota de diseño.

Una conclusión indirecta que puede extraerse es que la instrumentación, que nos permite mejorar la información con la que calibrar/validar las hipótesis que se han planteado no es un coste, es una inversión. En una correcta caracterización del medio subyace la clave para la aplicación de estos métodos.

REFERENCIAS

Puertos del Estado, 2001. *Recomendaciones para Obras Marítimas 0.0.* Parte I. 220 páginas.

Puertos del Estado, 1995. *Recomendaciones para Obras Marítimas 0.4-95. Acciones climáticas II: viento*

Oil Companies International Marine Forum, 1978. *Guidelines and Recommendations for the Safe Mooring of Large Ships at Piers and Sea Islands.*

R. Molina y otros, 2005. *Fiabilidad en el diseño de estructuras de atraque y amarre: Cálculo estructural asociado a una probabilidad de fallo*. *VIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos,* 84.

U.S. Army Corps of Engineers', 2006. *Reliability Based Design of Coastal Structures*. *Coastal Engineering Manual* VI-6.

CUBO O BLOQUE. MODO DE FALLO, COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS HISTÓRICO

V. Negro[1], O. Varela[2], J.Mª del Campo[3], J.S. López[4]

1. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S.I.C.C.P. C/Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid. vnegro@caminos.upm.es
2. ovivarela@telefonica.net
3. Universidad Politécnica de Madrid. josemaria.delcampo@upm.es
4. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S.I.C.C.P. C/Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid. jslopez@caminos.upm.es

INTRODUCCIÓN

La experiencia en diques a gran profundidad y en la revisión de las múltiples secciones del Inventario conduce a pensar que derivado del nivel energético de las acciones se requiere el empleo de unidades artificiales en el manto, siendo las más usuales, voluminosas, masivas y eficientes, los elementos paralelepipédicos de hormigón, como se comentó con anterioridad.

El cubo, en su colocación sobre el talud, disminuye el índice de huecos en la zona inferior al acumularse las piezas en las partes más bajas, dejando mayores huecos en zonas superiores próximas a la coronación. El manto, aunque gana en seguridad a inicio de avería, tiende a presentar un fallo más rígido, transformando su comportamiento inicial de diseño a uno de superior fragilidad. El cubo se adoquina y gana estabilidad en una fase muy prolongada, pero ¿qué sucede si se extrae una pieza de su manto?. En este preciso momento, el comportamiento pasa a ser rígido con riesgo de destrucción total de la sección y fallo instantáneo con cierto comportamiento frágil más similar al de las piezas engarzadas.

Como contraste de lo anterior, parece cierto que el bloque paralelepipédico con sus posiciones de ajuste tiende a encontrar una situación más estable en el talud.

En diques a gran profundidad, las piezas macizas que rellenan espacio tienden a minimizar los huecos, incrementando las componentes de reflexión y rebase frente a la disipación de energía en el manto.

El funcionamiento del bloque paralelepípedo es diferente dada su configuración con, al menos, una dimensión mayor que la cara del cubo o la arista del mismo.

Sobre estas premisas, se ha empleado la base de datos del Inventario de Obras de Abrigo en España, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Dirección General de Costas, 1988, donde la amplia casuística puede ofrecer ciertas luces a las potenciales lagunas históricas, constructivas o de comportamiento ante la estabilidad de la sección de un rompeolas.

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

El análisis estadístico de los diques inventariados asciende a 294, los cuales se reparten aproximadamente en un cincuenta por ciento en las fachadas Atlántica y Mediterránea. La tipología en talud es la más abundante con un 83%, con un total de 125 km con relación a los 180 km estudiados. Con relación a las profundidades, la mayoría se sitúa en aguas someras, con láminas de agua inferiores a 10 metros (58%). Este porcentaje se eleva en el Mediterráneo donde dicho porcentaje asciende al 77%, reduciéndose al 39% en el Atlántico.

Sobre estas premisas (datos procedentes del Inventario de Diques de Abrigo, MOPU, 1988), se investigaron los tramos de dique y rompeolas cuyos mantos estaban formados por elementos artificiales masivos, tipo cubos y bloques paralelepipédicos de hormigón.

Figura 1. Ampliación del Dique de Puerto Vega, Asturias

Figura 2. Cubos de 150 t en flanera. Punta Langosteria. A Coruña. Octubre 2008

En esta revisión inicial se analizó el bloque independiente de sus tres dimensiones, sin matizar la potencial explicación constructiva que justificase la forma y tipología del mismo. Por esta circunstancia, se detectaron variaciones muy amplias en la dimensión del “largo”, desde 1.10 x a hasta 2.50 x a y del “alto”, desde 1.07 x a hasta 1.48 x a. Aunque la tipología predominante es la que tiene una cara cuadrada, y, una variación rectangular en su dimensión de ajuste del elemento para la obtención del peso unitario hasta desarrollo del paralelepípedo, la tipología es muy diversa, tal como se demuestra en las tablas 1 a 7. Las mismas han sido obtenidas del Inventario de Obras de Abrigo en España, MOPU, tres tomos, 1988, y se adjuntan a continuación.

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Ondárroa	40 t	1976 – 81	2.26 x 2.26 x 3.35	a x a x 1.48 a	3/2	H = 8.55 m	No se han detectado
Bermeo	50 t	1915 – 29	2.50 x 2.50 x 3.20	a x a x 1.28 a	2/1	H = 6.00 m	Sí. Dique mixto
Bermeo	54 t	1966 – 70	2.50 x 2.50 x 3.65	a x a x 1.46 a	1.62/1	H = 6.88 m	No se han detectado
Bermeo	8 t	1976 – 81	1.30 x 1.30 x 2.00	a x a x 1.53 a	3/2	H = 3.68 m	No se han detectado
Punta Lucero	150 t	1980 – 85	3.51 x 3.51 x 5.26	a x a x 1.50 a	2/1	H = 10.10 m	No se han detectado
Lastres	40 t	1948 – 68	2.30 x 2.30 x 3.40	a x a x 1.48 a	2/1	H = 8.20 m	No se han detectado
Príncipe de Asturias	90 t	1950 – 63	2.50 x 3.12 x 5.00	a x 1.25 a x 2 a	2.30/1	H = 8.60 m	No reviste peligro
Príncipe de Asturias	120 t	1969 – 76	2.75 x 3.43 x 5.50	a x 1.37 a x 2 a	3/2	H = 9.60 m	No reviste peligro
Príncipe de Asturias	120 t	1969 – 76	2.75 x 3.43 x 5.50	a x 1.37 a x 2 a	1.62/1	H = 9.60 m	Reparación
Dique de La Osa	45 t	1964 – 76	2.00 x 2.50 x 4.00	a x 1.25 a x 2 a	2/1	H = 5.20 m	No se han detectado
Contradique Gijón	10 t	1976 – 80	1.20 x 1.50 x 2.40	a x 1.25 a x 2 a	3/2	H = 4.25 m	No se han detectado
Contradique exterior	90 t	1976 – 80	2.50 x 3.12 x 5.00	a x 1.25 a x 2 a	3/2	H = 5.00 m	No se han detectado
Playa de Aboño	5 t	1983 - 83	1.00 x 1.24 x 1.75	a x 1.24 a x 1.75 a	5/2	H = 4.65 m	No se han detectado
Playa de Aboño	20 t	1983 - 83	1.45 x 2.00 x 3.00	a x 1.38 a x 2.06 a	5/2	H = 6.51 m	No se han detectado
Playa de Aboño	15 t	1983 - 83	1.35 x 1.75 x 2.75	a x 1.30 a x 2.03 a	5/2	H = 15 t	No se han detectado
Candás	27 t	1948 – 57	1.80 x 2.30 x 3.25	a x 1.27 a x 1.80 a	2/1	H = 4.95 m	Dique mixto
San Esteban de Pravia	60 t	1927 – 44	2.70 x 2.70 x 3.20	a x a x 1.18 a	2.75/1	H = 8.75 m	Dique mixto
San Esteban. Contradique	80 t	1927 – 44	3.00 x 3.00 x 3.70	a x a x 1.23 a	2.70/1	H = 9.74 m	Dique sumergido
Cudillero	60 t	1968 - 78	2.86 x 3.10 x 3.10	a x 1.10 a x 1.10 a	1.20/1	H = 6.00 m	Refuerzo

Tabla 1. Relación de Diques de Bloques en la Fachada Cantábrica

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Burela	56 t	1962 – 68	2.60 x 2.60 x 3.50	a x a x 1.34 a	2.16/1	H = 6.52 m	No se han detectado
Burela	72.18 t	1982 – 86	2.75 x 2.75 x 4.12	a x a x 1.50 a	3/2	H = 7.45 m	No se han detectado
San Ciprián	90 t	1976 – 79	3.20 x 3.20 x 3.80	a x a x 1.18 a	3/1	H = 10.50 m	Refuerzo
Cillero	42 t	1981 – 84	2.30 x 2.30 x 3.45	a x a a x 1.50 a	3/2	H = 6.25 m	No se han detectado
Malpica	20 t	Sin datos	1.80 x 1.80 x 2.50	a x a x 1.38 a	5/2	H = 6.23 m	Refuerzo
Malpica	120 t	1984 – 85	3.50 x 3.50 x 4.20	a x a x 1.20 a	3/2	H = 10.70 m	Mantenimiento
Lage	30 t	1983 – 86	2.00 x 2.00 x 3.20	a x a x 1.60 a	3/2	H = 5.00 m	No se han detectado
Aguiño	11.30 t	1970 – 74	1.60 x 1.60 x 1.85	a x a x 1.15 a	2/1	H = 6.37 m	No se han detectado
Portonovo	20 t	1979	1.90 x 2.00 x 2.30	a x 1.05 a x 1.21 a	2.25/1	H = 6.60 m	Refuerzo

Tabla 2. Relación de Diques de Bloques en la Fachada Gallega y Atlántica Norte

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Tenerife	50 t	1949	2.00 x 2.70 x 3.50	a x 1.35 a x 1.75 a	3/2	H = 6.00 m	No se han detectado
Reina Sofía	30 t	1975 – 76	2.00 x 2.35 x 2.65	a x 1.75a x 1.325 a	3/2	H = 6.38 m	No se han detectado
Contradique Las Palmas	15 t	1975 – 79	1.50 x 1.60 x 2.50	a x 1.07 a x 1.67 a	3/2	H = 5.12 m	No se han detectado
Chipiona	9 t	1968	1.00 x 1.50 x 2.50	a x 1.50 a x 2.50 a	3/2	H = ---	Refuerzo
Puerto Santa María	11 t	1981 – 83	1.55 x 1.55 x 2.00	a x a x 1.29 a	2/1	H = 5.00 m	No se han detectado
Cádiz	12 t	1979 – 83	1.60 x 1.60 x 2.00	a x a x 1.25 a	1.75/1	H = 5.25 m	No se han detectado
Conil	16 t	1982 – 84	1.70 x 1.70 x 2.45	a x a x 1.44 a	3/2	H = 6.00 m	No se han detectado
Barbate	15 t	1950 – 56	1.71 x 1.71 x 2.33	a x a x 1.36 a	2/1 a 3.25/1	H = 4.76 m	No se han detectado
Tarifa	13.50 t	1985	1.65 x 1.65 x 2.25	a x a x 1.36 a	2.5/1	H = 4.56 m	Refuerzo

Tabla 3. Relación de Diques de Bloques en la Fachada Canaria y Atlántica Sur

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Algeciras	10 t	1950	1.10 x 1.60 x 2.30	a x 1.45 a x 2.10 a	2.75/1	H = 5.00 m	Refuerzo
Marbella	13 t	1071 – 75	1.60 x 1.60 x 2.30	a x a x 1.44 a	3/2	H = 4.85 m	No se han detectado
Marbella	19.50 t	1971 – 75	1.85 x 1.85 x 2.50	a x a x 1.35 a	3/2	H = 4.85m	No se han detectado
Espigón Marbella	13 t	1977	1.60 x 1.60 x 2.20	a x a x 1.37 a	3/2	H = 4.85 m	No se han detectado
Fuengirola	25 t	1970 – 74	2.00 x 2.00 x 3.00	a x a x 1.50 a	3/2	H = 6.00 m	Refuerzo
Fuengirola	37 t	1970 – 74	2.20 x 2.20 x 3.10	a x a x 1.41 a	3/2	H = 6.00 m	Refuerzo
Málaga	50 t	1878 – 97	2.55 x 2.55 x 3.20	a x a x 1.26 a	1.75/1	H = 5.00 m	Recarga
Vélez Málaga	11.40 t	1072 – 75	1.54 x 1.54 x 2.10	a x a x 1.36 a	3/2	H = 4.65 m	No se han detectado
Carboneras Pucarsa	18.50 t	1982 – 84	1.75 x 1.75 x 2.62	a x a x 1.51 a	2/1	H = ---	Refuerzo
Carboneras Pucarsa	37 t	1982 – 84	2.20 x 2.20 x 3.30	a x a x 1.50 a	2/1	H = 6.70 m	Refuerzo
Carboneras Pucarsa	58 t	1982 – 84	2.56 x 2.56 x 3.84	a x a x 1.50 a	2/1	H = 7.10 m	No se han detectado
Carboneras Pucarsa	80 t	1982 – 84	2.85 x 2.85 x 4.28	a x a x 1.50 a	2/1	H = 7.10 m	No se han detectado
Garrucha	8 t	1976 – 78	1.33 x 1.33 x 2.00	a x a x 1.50 a	2.75/1	H = 5.75 m	Refuerzo
Garrucha	20 t	1982	1.90 x 1.90 x 2.55	a x a x 1.34 a	3/2	H = 6.00 m	No se han detectado
Garrucha	30 t	1982	2.20 x 2.20 x 2.85	a x a x 1.30 a	2.25/1	H = 6.00 m	No se han detectado
Ceuta	18 t	1985 – 86	1.85 x 2.00 x 2.15	a x 1.08 a x 1.16 a	2/1	H = 5.80 m	Refuerzo
Melilla	80 t	1957 - 63	2.50 x 3.00 x 4.50	a x 1.20 a x 2.25 a	3/1	H = 7.14 m	Refuerzo

Tabla 4. Relación de Diques de Bloques en el Mar de Alborán

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Mazarrón	9 t	1974 – 76	1.25 x 1.25 x 2.50	a x a x 2 a	3/2	H = 4.30 m	No se han detectado
Mazarrón	14 t	1981 – 83	1.45 x 1.45 x 2.90	a x a x 2 a	3/2	H = 4.30 m	No se han detectado
Curra, Cartagena	20 t	1933	1.50 x 1.50 x 4.00	a x a x 2.67 a	1.75/1	H = ---- m	Refuerzo y reparación
Torrevieja	39 t	1960 – 69	2.20 x 2.20 x 3.50	a x a x 1.60 a	3/1	H = 8.10 m	No se han detectado
Alicante	15 t	1958 – 60	1.50 x 1.50 x 3.00	a x a x 2.00 a	1.75/1	H = 3.34 m	No se han detectado
Altea	25 t	1975 – 77	2.00 x 2.00 x 3.00	a x a x 1.50 a	3/2	H = 6.00 m	No se han detectado
Altea	37 t	1975 – 77	2.30 x 2.30 x 3.30	a x a x 1.44 a	3/2	H = 6.00 m	No se han detectado
Calpe	15.64 t	1960 – 64	1.65 x 1.65 x 2.50	a x a x 1.51 a	3/1	H = 4.95 m	No se han detectado
Calpe	27.60 t	1984	2.00 x 2.00 x 3.00	a x a x 1.50 a	3/2	H = 7.00 m	No se han detectado
Calpe	37.50 t	1984	2.30 x 2.30 x 3.30	a x a x 1.50 a	3/2	H = 7.00 m	No se han detectado
Jávea	17 t	1952 – 62	1.70 x 1.90 x 2.40	a x 1.11 a x 1.41 a	3/1	H = 5.77 m	No se han detectado
Denia	25 y 37 t	1981 – 82	2.00 x 2.00 x 3.00	a x a x 1.50 a	3/2	H = ---- m	Refuerzo
Gandía	24 y 36 t	1962 – 72	2.40 x 2.40 x 2.80	a x a x 1.16 a	3/1	H = 7.70 m	No se han detectado
Valencia	14 t	1983 – 85	1.60 x 1.60 x 2.40	a x a x 1.50 a	7/4	H = 5.33 m	No se han detectado
Valencia	30 t	1983 - 85	2.10 x 2.10 x 3.00	a x a x 1.43 a	7/4	H = 6.56 m	No se han detectado
Burriana	20 t	1941 – 48	1.80 x 2.00 x 2.30	a x 1.11 a x 1.28 a	3/1	H = 5.00 m	Refuerzo
Tarragona	39 y 59 t	1982	2.70 x 2.70 x 3.50	a x a x 1.30 a	2/1	H = 8.85 m	No se han detectado
Barcelona	10 t	1976 – 80	1.45 x 1.45 x 2.00	a x a x 1.38 a	3/2	H = 4.55 m	No se han detectado
Barcelona	80 t	1958 – 67	2.80 x 3.00 x 4.00	a x 1.07 a x 1.43 a	2.1/1	H = 7.88 m	No se han detectado
San Feliu de Guixols	12 t	1940 – 50	1.40 x 1.50 x 2.50	a x 1.07 a x 1.78 a	2.25/1	H = 5.50 m	Recarga periódica
San Feliu de Guixols	18.60 t	1979 – 81	1.55 x 2.00 x 2.50	a x 1.29 a x 1.61 a	2/1	H = 7.50 m	Recarga periódica
Palamós	13 t	1961 – 65	1.42 x 1.50 x 2.55	a x 1.06 a x 1.79 a	2.35/1	H = 6.20 m	Recarga periódica
Soller	25 t	1983 – 84	2.05 x 2.05 x 2.60	a x a x 1.27 a	1/1	H = 5.12 m	No se han detectado
Palma de Mallorca	64 t	1959 – 71	2.75 x 2.75 x 4.00	a x a x 1.45 a	2.25/1	H = 6.94 m	Refuerzo
Cala Ratjada	33.60 t	1955	1.75 x 2.00 x 4.00	a x 1.14 a x 2.00 a	2/1	H = 5.00 m	No se han detectado

Tabla 5. Relación de Diques de Bloques en el Mediterráneo

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque existente	Bloque Tipo	Talud	Clima	Comportamiento
Cudillero	60 t	1986	3.00 x 3.00 x 3.00	a x a x a	3/2	H = 10.00 m	Refuerzo
Malpica	31 t	1954 – 63	2.35 x 2.35 x 2.35	a x a x a	1.75/1	H = 7.50 m	Refuerzo
Malpica	50 t	1970 – 73	2.75 x 2.75 x 2.75	a x a x a	1.75/1	H = 8.75 m	Refuerzo
Malpica	75 t	1970 – 73	3.15 x 3.15 x 3.15	a x a x a	1.75/1	H = 10.00 m	Refuerzo
Panjón	5 t	1979 – 80	1.27 x 1.27 x 1.27	a x a x a	1.75/1	H = 3.18 m	Refuerzo
Panjón	8 t	1979 – 80	1.50 x 1.50 x 1.50	a x a x a	1.75/1	H = 3.18 m	Refuerzo
Bayona	4.70 t	1979	1.27 x 1.27 x 1.27	a x a x a	3/2	H = 3.44 m	Reparación
Bayona	7 t	1969 - 72	1.45 x 1.45 x 1.45	a x a x a	3/2	H = 3.44 m	Refuerzo
La Guardia	8 t	1979	1.50 x 1.50 x 1.50	a x a x a	2/1	H = ---	Refuerzo
Rota	12 t	1979 – 81	1.70 x 1.70 x 1.70	a x a x a	3/2	H = 3.90 m	Continuas
San Felipe	11.50 t	1959	1.75 x 1.75 x 1.75	a x a x a	5/2	H = 4.42 m	No se han detectado
Barbate contradique	8 t	1965 – 68	1.55 x 1.55 x 1.55	a x a x a	2/1	H = 4.62 m	Refuerzo
Motril	18 t	1965 – 69	2.00 x 2.00 x 2.00	a x a x a	3/1	H = 5.90 m	Refuerzo
S. Pedro del Pinatar	28 t	1954 – 63	2.30 x 2.30 x 2.30	a x a x a	4/1	H = 8.14 m	No se han detectado

Tabla 6. Relación de Diques de cubos en el litoral español. Fuente MOPU 1988

DIQUE	Peso (t)	Años	Bloque Tipo según Tomo I Inventario	Talud	Clima	Comportamiento
Fuenterrabía	9 t	1975 – 77	Bloques de escollera natural	3/2	H = 5.00 m	No se han detectado
Fuenterrabía	14 t	1979 – 82	Bloques de escollera natural	1.75/1	H = 5.00 m	No se han detectado
Orio	13 t	1978 – 80	Bloques de escollera natural	3/2	H = 5.85 m	Refuerzo
Orio	21 t	1978 – 80	Bloques de escollera natural	3/2	H = 7.02 m	Recarga
Orio	26 t	1980 – 86	Bloques de escollera natural	2/1	H = 8.73 m	Recarga
Guetaria	14 t	1972 – 76	Bloques de escollera natural	3/2	H = 5.63 m	No se han detectado
Guetaria	20 t	1972 – 76	Bloques de escollera natural	3/2	H = 6.63 m	No se han detectado
Guetaria	5 t	1984 – 86	Bloques de escollera natural	3/2	H = 3.00 m	No se han detectado
Lemoniz	20 t	1972	Bloques de escollera natural	3/2	H = 6.86 m	No se han detectado

Tabla 7. Relación de Diques con mantos de Bloques de Escollera natural

Al observar las tablas históricas de las obras diseñadas y construidas en el litoral español, surge la pregunta en relación a las dimensiones tan dispares y relativamente extrañas de algunas de las magnitudes de los mismos.

Por esta circunstancia, la tipología del bloque paralelepipédico aparece con una forma de a x b x c, no siendo ésta de diseño, sino, más bien, solución constructiva al problema de un manto de bloques cuyos elementos tienen un peso concreto. Se debe, principalmente, a la opción de poder verter el hormigón directamente desde el camión hormigonera. Así la tipología de diseño pasa a un "a x a x λ a"; e incluso, se transforma en "a x λ a x μ a", manteniendo el peso del bloque con un "λ" y "μ" próximos entre sí, siendo su producto entre 1 y 3.75. La optimización de los encofrados es otro aspecto a tener presente en la variación de las dimensiones de cara. (figura 3). Este hecho permite ahorrar el coste de la elevación del hormigón en obras con IRE (índice de repercusión económica) bajo o medio, es decir, de entidad reducida.

Los parques de bloques de obras de gran entidad, también suelen buscar esta economía, bien elevando el hormigón con cintas transportadoras, o bien, disponiendo de calles elevadas que faciliten el hormigonado por vertido directo.

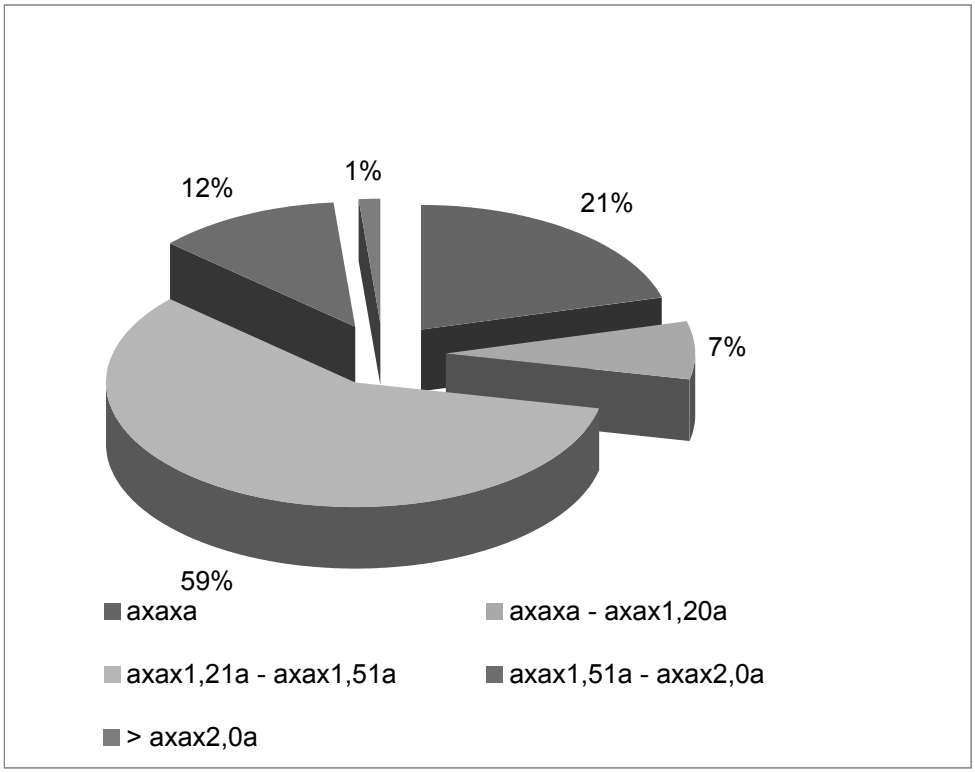


Figura 3. Distribución de cubos y bloques en el litoral español

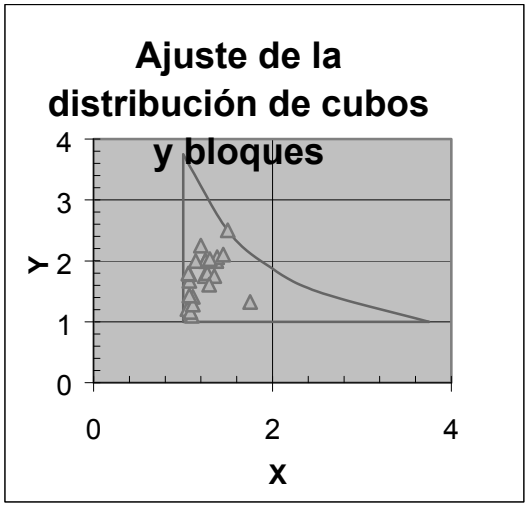


Figura 4. Ajuste de los valores de "λ" y "μ"

Partiendo de un bloque cualquiera "a x b x c" y un cubo "a x a x a", se puede justificar el siguiente ajuste:

$$\mathbf{a \cdot b \cdot c = a \cdot (\lambda \cdot a) \cdot (\mu \cdot a);\ b = \lambda \cdot a;\ c = \mu \cdot a}$$

$$\mathbf{\lambda \geq 1;\ \mu \geq 1;\ \lambda \cdot \mu \leq 3.75}$$

Esto representa en ejes "λ" y "μ" (figura 4), una hipérbola equilátera cortada por las rectas paralelas a los ejes, "λ = 1" y "μ = 1", donde el triángulo curvilíneo superior limitado por la bisectriz "λ = μ", con "μ" > "λ" sitúa las dimensiones de los bloques caracterizados en el Inventario (figura 4). La distribución de cubos y bloques según sus diferentes dimensiones conforme a lo especificado con anterioridad queda resumido en al figura 5.

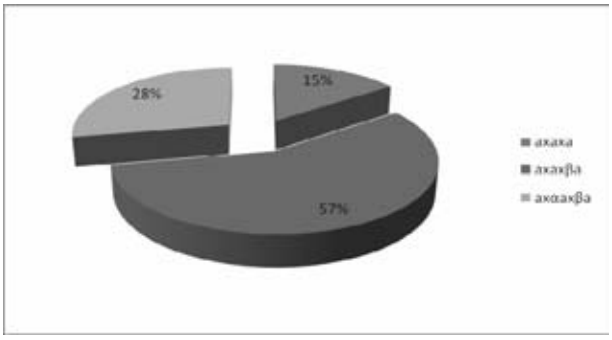


Figura 5. Distribución de cubos, bloques a x a x μ x a y a x λ x a x μ x a

Hecha la reflexión desde la posición geométrica y constructiva, conviene analizar el comportamiento energético y los modos de fallo. La energía incidente del oleaje es fundamentalmente cinética. Cuando actúa sobre el talud de un rompeolas, aparecen las siguientes componentes. Una parte es absorbida y transmitida por los huecos del

manto principal que la lamina y filtra. Otra parte es reflejada y devuelta al mar, pudiendo producirse un aumento de la altura de ola producido por la propia obra en diques profundos (Iribarren, 1964). Finalmente, existe una componente potencial que queda definida por el flujo de la masa de agua, con el remonte y rebase sobre la sección.

CONCLUSIÓN Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La evolución histórica de las piezas ha sido disminuir peso, garantizando su trabazón en el manto, y aumentando el índice de huecos. Por esta razón, el cubo rellena espacio, presenta una fase de estabilidad total muy prolongada pero plantea un riesgo de destrucción total en caso de la pérdida de alguna unidad del talud. El cubo puede considerarse, desde este punto de vista, como un elemento rígido. El bloque presenta un índice de huecos superior. Rellena mejor el espacio. Tiene una estabilidad total menos prolongada y una fase de estabilidad parcial donde se detecta el “aviso” de la avería, su riesgo de fallo y el planteamiento de mantenimiento, reparación o refuerzo. De la misma manera, el cubo suele presentar unas tasas de rebase superiores a las del bloque.

La historia de las obras marítimas demuestra que muchas veces las decisiones han sido constructivas y el proceso ha determinado las dimensiones de los elementos del manto y la elección de una o dos dimensiones de los mismos para un peso dado, bien por el uso de calles elevadas para el vertido directo, disminuyendo el coste de elevación del hormigón o la economía del dique elevando el mismo con cintas transportadoras. Como reflexión principal, y, con relación al modo de fallo, no existe investigación sistemática que permita obtener conclusiones científicamente fiables relativas a su comparación, salvo los ensayos realizados por Losada y Desiré en la década de los ochenta, debiendo plantearse ensayos simultáneos cubo - bloque.

REFERENCIAS

Grupo de Trabajo GT2 de Ingeniería Portuaria. Evaluación de las distintas fórmulas de cálculo de la estabilidad hidráulica de los elementos del manto de un dique rompeolas. II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas. “Puertos: Diques y Obras Singulares y Costas: Gestión de zonas costeras”. Algeciras, 18 al 20 Octubre 2.006. Puertos del Estado. Octubre 2.006

Diques de abrigo de España. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Puertos y Costas. Tres Tomos. 1988

ELEMENTO MODULAR "GMAR" Y BLOQUE "ARPA" PARA MUELLES ANTIRREFLEJANTES

J. A. González-Escrivá, G. Zarranz, E. Ripoll, C. Moreno, J. R. Medina
Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia. Cº de Vera s/n. 46071 Valencia. jgonzale@upv.es, guizarbu@upvnet.upv.es, enrido@cam.upv.es, cmoreno@upvnet.upv.es, jrmedina@tra.upv.es.

INTRODUCCIÓN

La tipología de estructura vertical es la más extendida en la costa española para la creación de muelles de atraque y amarre de embarcaciones. Las ventajas principales de las estructuras costeras verticales son: un mejor aprovechamiento del espacio portuario, la mínima alteración de la morfología del muelle para el atraque, una destacable facilidad constructiva y el no introducir materiales granulares en las áreas portuarias. Sin embargo, los muelles verticales convencionales de bloques pueden presentar serios problemas técnicos y ambientales, ya que reflejan gran parte del oleaje que incide sobre ellos, aumentando la agitación interior portuaria, dificultando la navegación y el atraque en las inmediaciones del muelle, aumentando los esfuerzos y rebases sobre la estructura y otros efectos no deseados.

La problemática de la reflexión en la construcción de canales de navegación, defensas costeras longitudinales, paseos marítimos y muelles portuarios se ha tratado de corregir a lo largo de los años mediante la creación de muelles de baja reflectividad, compuestos en su mayoría por cámaras huecas que permiten la entrada de agua en su interior o por piezas especiales prefabricadas con formas complejas. Estas piezas, ensamblados apropiadamente frente al muelle, forman un paramento antirreflejante con un espacio hueco entre el paramento frontal y el trasero.

El oleaje que es parcialmente reflejado en el primer paramento frontal perforado y parcialmente transmitido dentro de la cámara o cámaras del dique para reflejarse posteriormente con un defase que interfiere la primera reflexión en el paramento frontal. La disipación de energía es debida a la viscosidad del flujo a su paso por las perforaciones de la pared, a fenómenos turbulentos en la cámara y a la interferencia

entre ondas, que a su vez modificadas por la diferencia de profundidades entre el interior y el exterior de la cámara.

La principal limitación de estas soluciones antirreflejantes radica en que la eficacia sólo es relevante en estrechos rangos de frecuencia relacionados con el ancho de la cámara, siendo por lo tanto necesarios nuevos diseños para resolver situaciones en las que debe hacerse frente a los oleajes de diversos periodos que se observan en el mar en un emplazamiento determinado.

Con este fin, en el presente artículo se exponen dos soluciones antirreflejantes diseñadas y ensayadas en el Laboratorio de Puertos y Costas de la Unviersidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV), mostrándose los resultados obtenidos a partir de la modelización neuronal de los resultados experimentales.

EL ELEMENTO MODULAR “GMAR” Y EL BLOQUE “ARPA”

Como respuesta a la problemática anteriormente planteada, se han diseñado dos propuestas para conformar muelles antirreflejantes en el LPC-UPV: 1) el nuevo elemento modular GMAR (véase Figura 1) que permite construir muelles antirreflejantes con una tipología tradicional Jarlan (1961) de gran variedad de formas, y 2) el bloque “ARPA” (Pieza **A**nti**R**reflejante **P**rismática huec**A**) formado por bloques que crean dos tipos de cámaras con dos dinámicas de llenado/vaciado diferentes: en la parte frontal cámaras cilíndricas con aberturas donde se produce la rotación del agua y, en la parte posterior, cámaras complementarias formadas por el espacio que queda entre el paramento vertical trasero y las cámaras delanteras (Figura 3).

Figura 1. Módulo GMAR fabricado por Gadea Hermanos S. L.

Los elementos GMAR permiten construir muelles verticales antirreflejantes de tipo Jarlan con una, dos o más cámaras separadas con pantallas de permeabilidad variable. Los elementos diseñados son piezas modulares paralepipédicas huecas, de 2x2x1.5 m, que cuentan con un panel permeable situado en la cara frontal pudiendo presentar otro en la posterior; dichos elementos modulares se pueden colocar apilados, machihembrados, o yuxtapuestos. Su carácter modular y dimensiones permiten una prefabricación sencilla y la utilización en una gran variedad de situaciones constructivas. En la figura 3 se muestra un ejemplo de aplicación de elementos GMAR en dos filas de dos elementos GMAR para la conformación de un muelle antirreflejante.

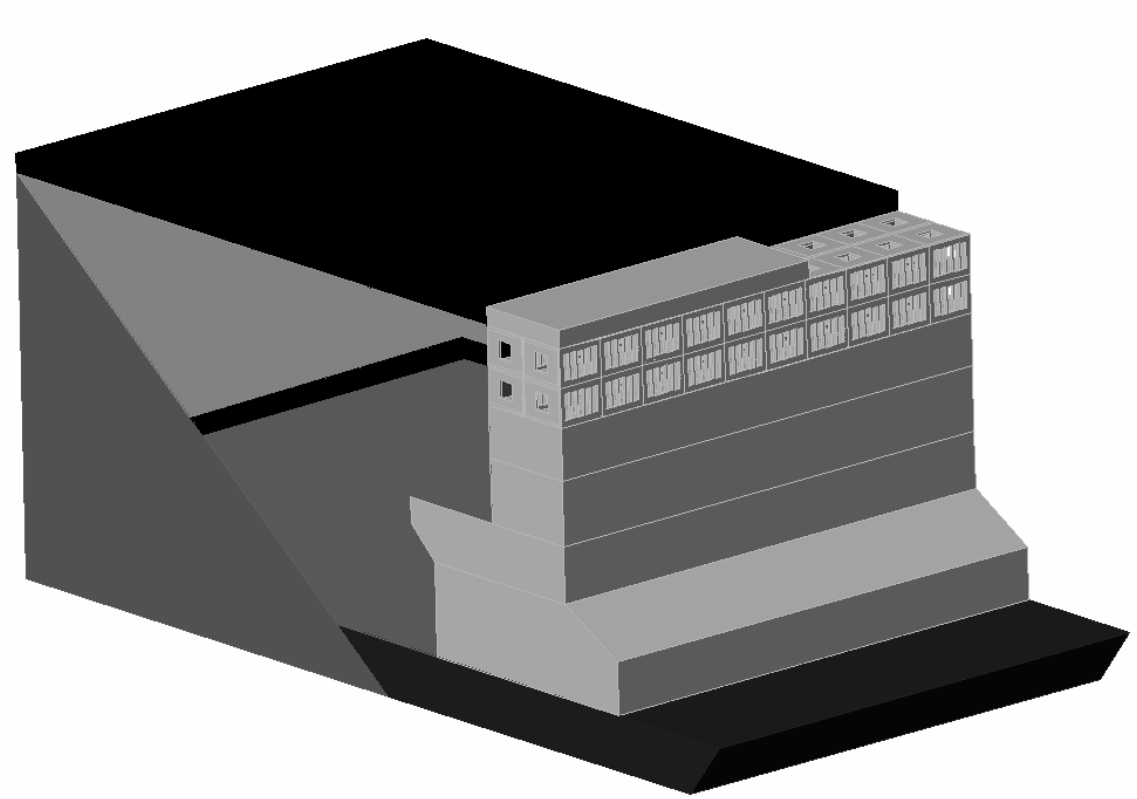


Figura 2. Esquema de muelle antirreflejante formado por dos filas de dos elementos GMAR

Por su parte, el nuevo diseño del bloque ARPA tal como puede observarse en la figura 3, está formado por bloques que crean dos tipos de cámaras con dos dinámicas de llenado/vaciado diferentes (ver Figura 4): delante cámaras cilíndricas con aberturas donde se produce la rotación del agua y, detrás, cámaras complementarias formadas por el espacio que queda entre el paramento vertical trasero y las cámaras delanteras. Al existir estas dos dinámicas diferentes, se incrementa la efectividad para disminuir las reflexiones en un mayor rango de frecuencias.

EXPERIMENTACIÓN FÍSICA EN EL LPC-UPV.

Aunque el comportamiento de comportamiento de las cámaras antirreflejantes Jarlan con una única pantalla frontal permeable a sección completa está relativamente bien estudiado (Garrido y Medina, 2006), la limitación de altura de los paneles frontales de los elementos GMAR, hace necesario su estudio particularizado mediante modelización física a escala para la determinación de sus características, e igualmente para las piezas ARPA por la doble dinámica de llenado/vaciado de sus cámaras.

La experimentación física 2-D a escala se ha llevado a cabo en el canal de oleaje del LPC-UPV de 30 m de longitud y una sección de 1.2 m x 1.2 m. La escala adoptada para la ejecución de los experimentos ha sido 1/10, para minimizar los posibles efectos de escala. Los modelos de muelles antirreflejantes ensayados se componían de elementos GMAR o bloques ARPA, dispuestos en dos filas. Se han realizado 60 y 122 ensayos con oleaje monocromático, para los modelos de muelles GMAR y ARPA, respectivamente y 60 con oleaje irregulares en ambos modelos (en las tablas 1 y 2 se recogen los rangos operativos de los oleajes ensayados para el muelle GMAR y ARPA, respectivamente). Se han considerado 3 y 4 niveles del agua en reposo. La estimación del valor del coeficiente de reflexión (C_R) ha empleado la metodología propuesto por Medina (2001) para la separación de oleaje incidente y reflejado de tipo no-lineal y no-estacionario.

Tabla1. Alturas de ola y periodos ensayados en el muelle GMAR

DATOS	H	T(seg)						
Prototipo	0.3 ~ 0.5 m	2	3	4	5	6	8	10
Modelo	3 ~ 5 cm	0.63	0.95	1.26	1.58	1.90	2.53	3.16

Tabla2. Alturas de ola y periodos ensayados en el muelle ARPA

DATOS	H	T (seg)						
Prototipo	0.5 - 1.5 m	3.16	3.95	4.74	6.32	7.91	9.49	11.07
Modelo	5 - 15 cm	1	1.25	1.5	2	2.5	3	3.5

El esquema instrumental para la medición de niveles dispuesto ha consistido en hasta 11 sensores de nivel de tipo capacitivo distribuidos de la siguiente forma: 5 en la zona próxima al modelo para la estimación del oleaje incidente y reflejado, 2 junto al paramento del muelle para medir el remonte de la estructura, y un conjunto de 2 a 4 sensores de nivel en el interior de las cámaras antirreflejantes.

La medición de presiones se ha efectuado mediante conjuntos de 3 a 5 sondas de presión embebidos en el paramento frontal del muelle. A modo ilustrativo, se muestra en la figura 5 un esquema de la disposición de instrumentación en las proximidades del modelo. La figura 6 muestra el proceso de montaje del modelo del muelle ARPA.

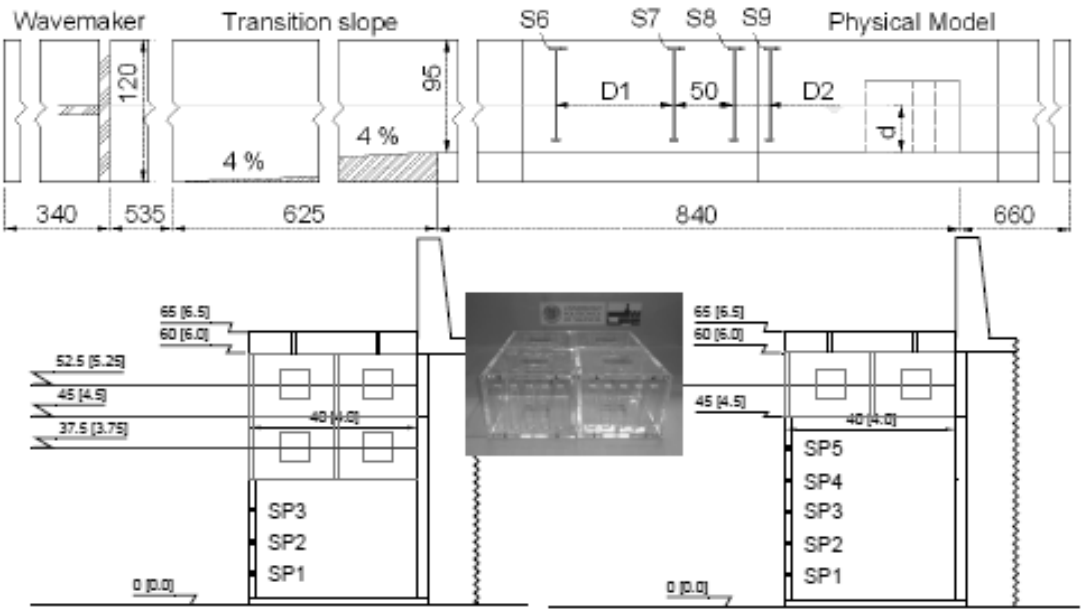


Figura 5. Disposición de la instrumentación en el muelle GMAR

Figura 6. Montaje de las dos filas de elementos GMAR en el modelo

ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

El análisis de los resultados experimentales se ha llevado a cabo mediante sendas modelizaciones neuronales con estrategia evolutiva (800+800)-ES (Medina et al, 2002) sobre una base de redes neuronales podadas con 5 entradas y 1 salida.

Las entradas a la red neuronal han sido: 1) B/L= anchura adimensional 1=relación B/L (referido a T_{01} y d), 2) B/Lc= anchura adimensional 2=relación B/Lc (referido a T_{01} y dc), 3) H/L= peralte= relación H/L (referido a T_{01} y d), 4) kd= número de onda (referido a T_{01} y d), y 5) dc/d= profundidad de cámara relativa= relación dc/d.. La salida al modelo neuronal la ha constituido la variable ER%= fracción de energía reflejada/energía incidente. El conjunto de datos experimental se ha divido en un 70% de los datos para entrenamiento de la red y un 30% para comprobación.

Muelle antirreflejante GMAR

Las variables de caracterización empleadas en el análisis de los resultados experimentales del muelle antirreflejante GMAR han sido: para el oleaje, H_{m0} y T_{01} (L y Lc= longitudes de onda fuera y dentro de cámara); para las variables estructurales, B(anchura de los dos módulos GMAR), d=profundidad y dc=profundidad de cámara.

El modelo resultante de la evolución neuronal se muestra en la figura 7, estando formado por dos neuronas sigmoidales y una lineal, prediciendo ER% con un error absoluto inferior al 10% (banda de confianza del 90%). Asimismo las conexiones neuronales no podadas indican la dependencia de las variables B/Lc, kd, y dc/d.

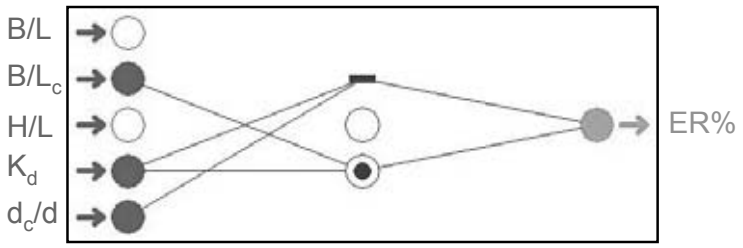


Figura 7. Red neuronal para el análisis del muelle GMAR

El buen ajuste encontrado para el modelo neuronal permite su empleo en la simulación de valores en el rango de validez de los ensayos, obteniéndose la gráfica de diseño que se muestra en la figura 8, en la que se muestra con triángulos azules los datos observados y la estima neuronal mediante la línea roja.

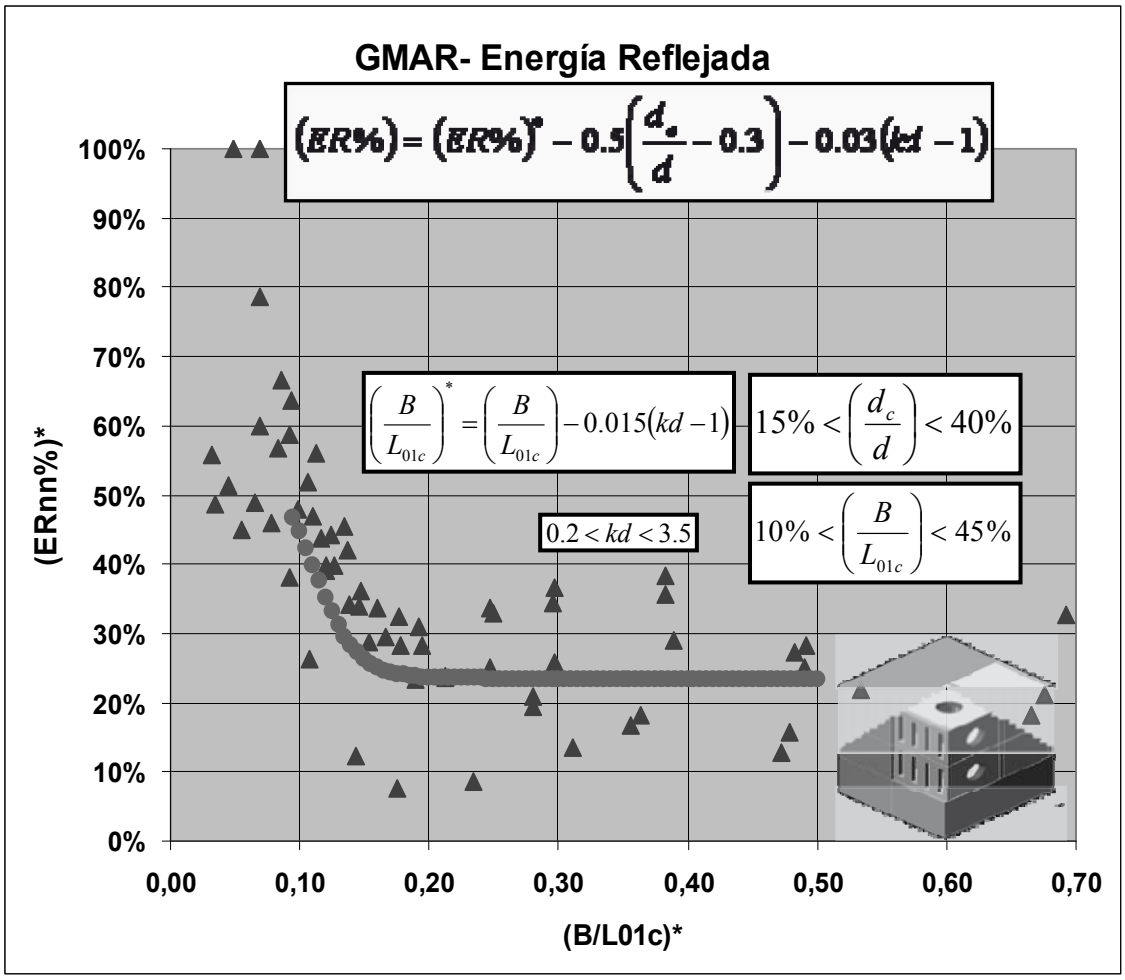


Figura 8. Gráfica de diseño para el muelle antirreflejante GMAR

Para usar la gráfica, fijados B, d, dc y T_{01}, se calculan {d/dc}, {B/Lc} y kd. Después se verifica que las tres variables adimensionales están en los rangos de validez de la fórmula y finalmente se calcula la anchura corregida (B/Lc)*. La gráfica proporciona la estima neuronal corregida (ERnn%)*, que posteriormente se utiliza para calcular la ER%.

Muelle antirreflejante ARPA

Las variables de caracterización empleadas en el análisis de los resultados experimentales del muelle antirreflejante GMAR han sido: para el oleaje, H_{m0} y T_{01} (L y Lc= longitudes de onda fuera y dentro de cámara); para las variables estructurales, B(anchura del bloque ARPA), d=profundidad y dc=profundidad de cámara.

El modelo resultante de la evolución neuronal se muestra en la figura 9, estando formado por tres neuronas sigmoidales y una lineal, prediciendo ER% con un error

absoluto inferior al 5% (banda de confianza del 95%). Asimismo las conexiones neuronales no podadas indican la dependencia exclusiva de las variables B/Lc, y dc/d.

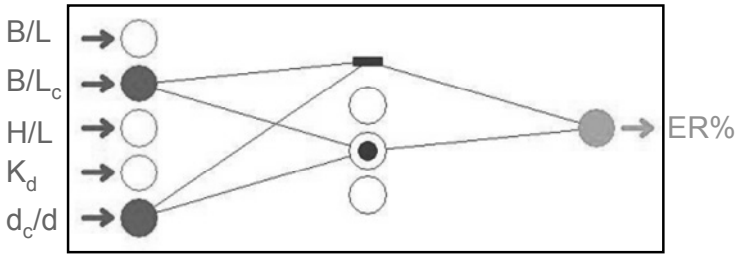


Figura 9. Red neuronal para el análisis del muelle ARPA

Análogamente al caso del muelle antirreflejante GMAR, el ajuste neuronal obtenido para la pieza ARPA es aún mejor, por lo que se genera una gráfica de diseño a partir de las estimaciones neuronales en el rango de datos ensayados (Figura 10). La secuencia de operaciones para su utilización práctica será idéntica a la ya expuesta.

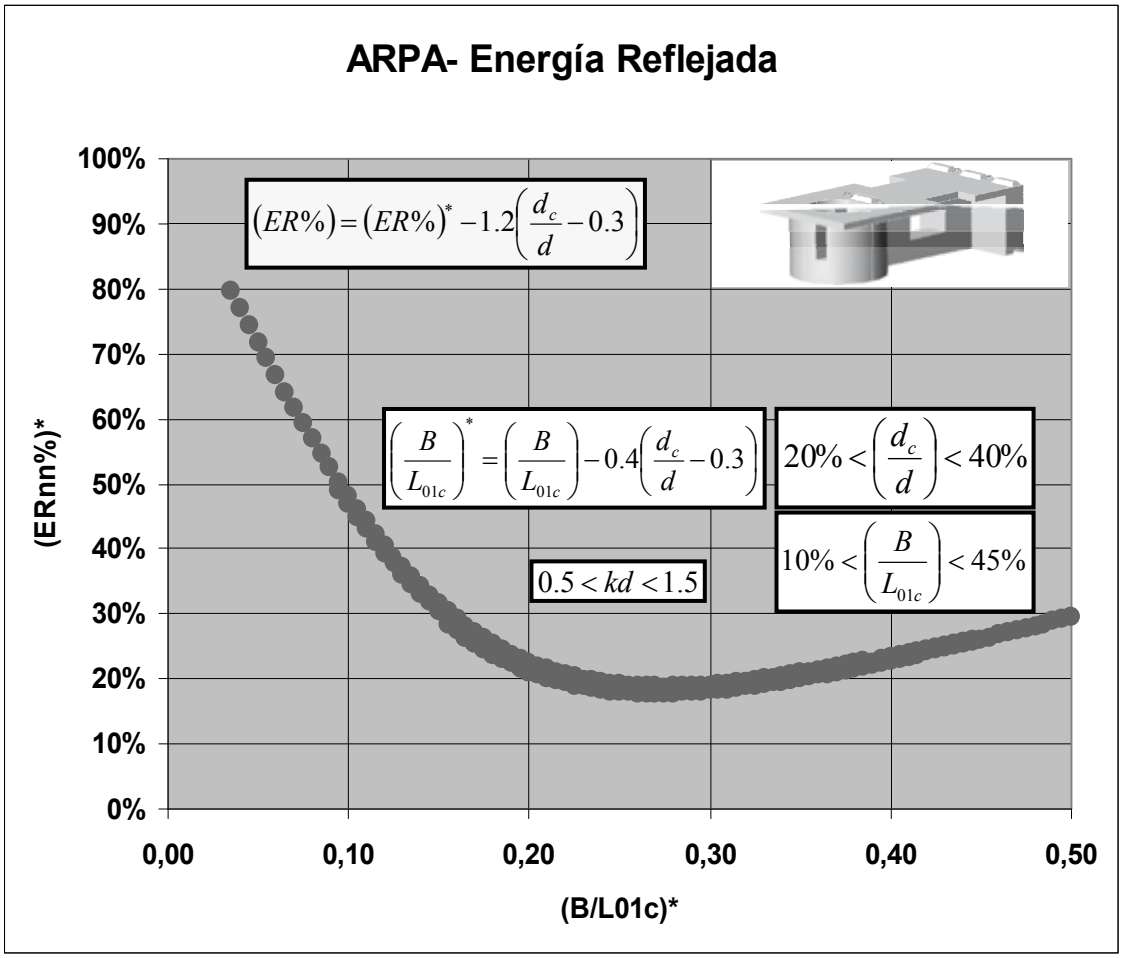


Figura 10. Gráfica de diseño para el muelle antirreflejante ARPA

CONCLUSIONES

En el presente artículo se han presentado dos piezas para la formación de muelles antirreflejantes, denominadas elemento modular GMAR y bloque ARPA, habiéndose ensayado ambos elementos en modelos físicos de muelles antirreflejantes 2-D, a escala 1:10, en el canal de oleaje del LPC-UPV.

El análisis de los resultados obtenidos se ha llevado a cabo por modelización neuronal dotada de estrategia evolutiva para la selección de las poblaciones de topologías de redes neuronales. Asimismo, el modelo neuronal empleado dispone de capacidad de poda mediante la cual se muestran los parámetros de entrada a la red con relación manifiesta con la salida de la red. El resultado de la modelización neuronal permite obtener estimaciones con un error del 10% y del 5% para los modelos GMAR y ARPA, respectivamente.

El buen resultado obtenido con la modelización neuronal, permite la obtención de sendas gráficas de diseño a partir de simulaciones neuronales en el rango en el que se disponen de datos experimentales. Asimismo se indica la metodología de utilización de dichos gráficos de diseño.

REFERENCIAS

Garrido, J.M. y Medina, J.R. (2006). Study of Reflection of Perforated Vertical Breakwaters, *Proc. 30th ICCE*, ASCE, (Vol. 5): 4325-4336.

Jarlan, G.E. (1961). “A perforated vertical breakwater”. The Dock and Harbour Authority, Vol. 41 n°486, pp. 394-398.

Medina, J.R., 2001. Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol. 127, pp. 213-221.

Medina, J. R., González-Escrivá, J. A., Garrido, J., and de Rouck, J. 2002. Overtopping analysisi using neural Networks. *Proc. 28th ICCE*, ASCE, (Vol. 2): 2165-2178

MUELLE ANTIRREFLEJANTE DE TABLESTACAS PARA LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE CULLERA

J.M. Garrido[1], D. Ponce de León[1], A. Berruguete[1], J.M. Calpe[2], O. Molines[3] y V. Ibarra[4].

1. Iberport Consulting, S.A. Avda. Cardenal Benlloch, 75-1º CP 46021. Valencia.
2. Arin Consultores, S.L. C/ Mariano Benlliure 69, 71 CP 46100. Burjassot, Valencia.
3. Planeamiento Vial 7, S.L. Valencia.
4. Dirección General de Puertos, Aeropuertos y Costas. Generalitat Valenciana.

INTRODUCCIÓN

El puerto de Cullera es un puerto fluvial que se sitúa en el cauce del río Júcar, en la provincia de Valencia. La reciente construcción del puente de la Vega impone unas condiciones de gálibo limitado (10 m) para la navegación fluvial del cauce (Fig. 1).

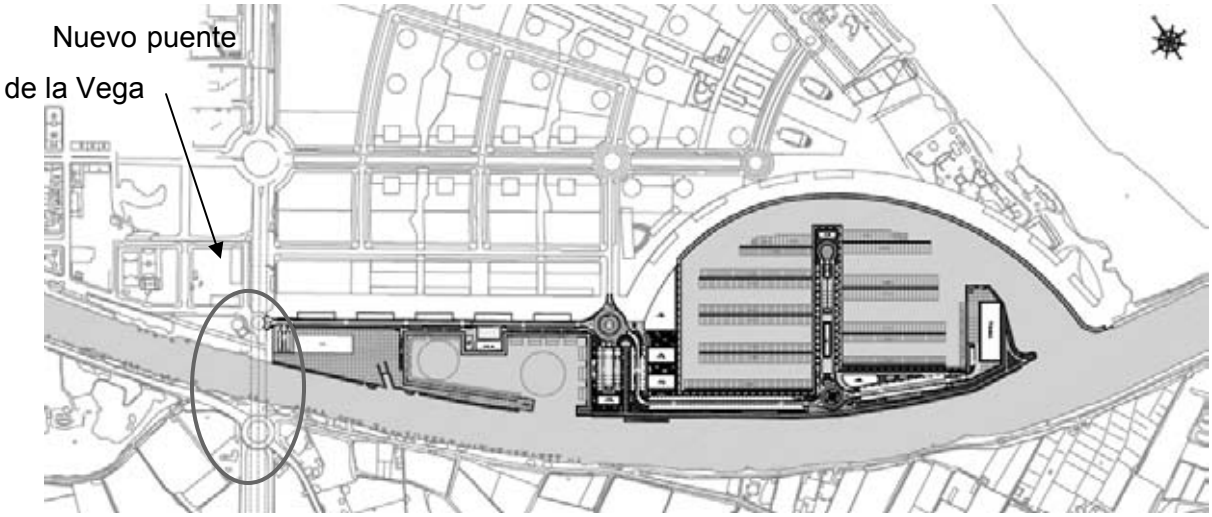


Figura 1.- Plano de planta del proyecto de ampliación del Puerto de Cullera.

Por otro lado, en la actualidad las actividades en el Puerto de Cullera del sector pesquero, que cuenta con 64 embarcaciones de trasmallo y arrastre, y el deportivo, que cuenta con 176 embarcaciones inferiores a los 12 m. de eslora, se desarrollan en las márgenes del río Júcar, con evidentes limitaciones de espacio y medios (Fig. 2).

Figura 2.- Situación actual de instalaciones del Puerto de Cullera en la margen del río Júcar.

Es necesario, por todo ello, una reordenación y ampliación de las instalaciones portuarias existentes aguas abajo de dicho puente.

Las instalaciones que se proyectan de la futura ampliación del puerto de Cullera se encuentran situadas a 2,5 kms. De la desembocadura del río Júcar, están delimitadas por el cauce del río Júcar por el sur, por la urbanización correspondiente al Plan parcial de Mejora del Sector NPR-5 “Vega - Puerto” por el norte y por el este, próximos a la playa de San Antonio, y, mínimamente, por la Avenida de Joan Fuster del casco urbano de Cullera por el oeste. Se trata por tanto de un puerto integrado en el casco urbano de la ciudad.

Se dividen en dos zonas, una pesquera y otra deportiva: En la zona pesquera se obtiene superficie total de 41.720 m², de los que 17.530 m² son de agua y 24.190 m² de tierra y una cota de calado de explotación de -4,50 m. respecto del NMMA, teniendo en cuenta que el máximo calado de los barcos es 3,0 m. (Fig.3)

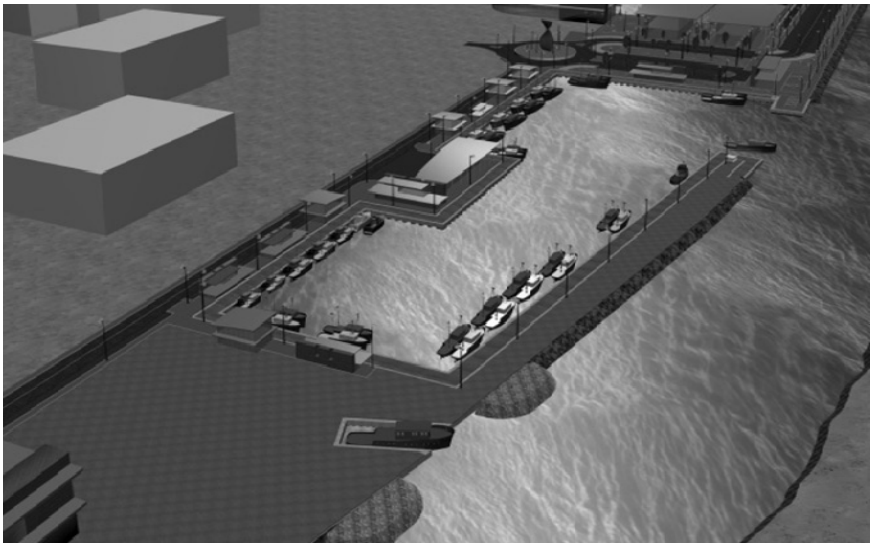


Figura 3.- Zona pesquera

En la zona deportiva (Fig. 4), de los de 137.339 m² de superficie total de la instalación portuaria deportiva, 91182 m² se destinan a la superficie de agua abrigada y unos 46157 m² a superficie de tierra, lo que supone un 50 % de la superficie de agua. En total se dispondrá de unos 550 amarres de esloras comprendidas entre 15 m. y 8 m. La cota de calado de explotación de -3,50 m., respecto del NMMA, teniendo en cuenta que el calado máximo del barco es de 2,3 m., correspondiente a la embarcación de eslora L =15 m. Al igual que en la zona pesquera, la cota de coronación de los muelles se fija en +1,5 m.

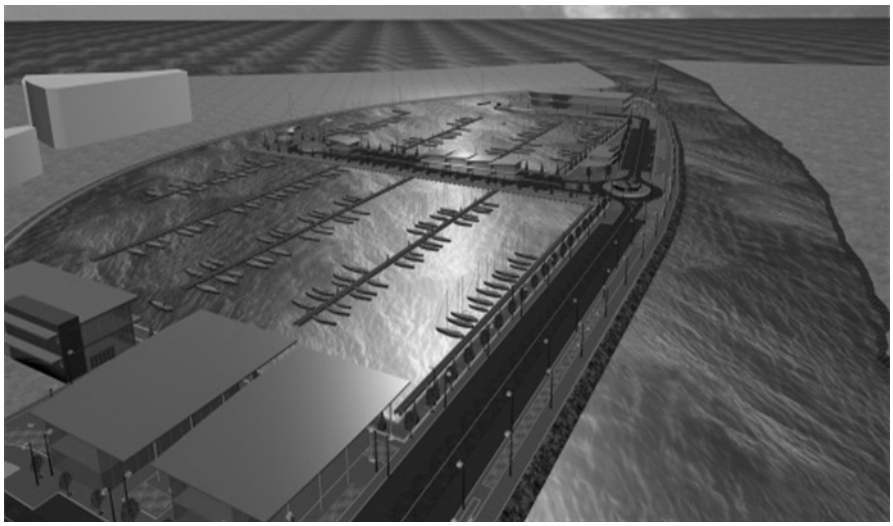


Figura 4.- Zona deportiva

CONDICIONANTES DEL PROYECTO

Los criterios básicos de diseño de la obra marítima se fundamentan en las diferente Recomendaciones de Obras Marítimas a las que afecta el proyecto, a los criterios o consideraciones de carácter técnico y ambiental surgidos con anterioridad a la redacción del Proyecto y a las indicaciones de la Dirección de Proyecto.

Los condicionantes considerados como más relevantes de cara al diseño de los muelles son tres:

(1) *Tipo de terreno*: De los resultados del estudio geotécnico se obtiene que los niveles A y C son de baja capacidad portante, por lo que es necesario cimentar los muelles alcanzando niveles resistentes (Nivel D)

Estrato	Tipo de suelo	Largo plazo		E'[kPa]
		C'[kPa]	φ' [º]	
Nivel A	Limos arenosos	0,0	27	900
Nivel B	Arenas limosas uniformes	0,0	31	1500
Nivel C	Arcillas grisáceas	0,0	25	400
Nivel D	Arcillas margosas firmes	1,0	30	2000-2500
Nivel E	Arenas limosas cementadas	0,0	33	3000

SECCIÓN TIPO	Cota Superior de Nivel respecto del NMMA (m)				
	Superficie	A	B	C	D
Pesquero y carena	+1,1	+0,5	-0,6	-8,5	-13,9
Deportivo	+1,2	+0,7	-1,8	-10,8	-11,8
Paseo	+1,1	+0,2	-1,6	-10,3	-12,3
Margen y marina	+1,5	-0,5	-1,4	-7,3	-9,8

(2) *Características antirreflejantes*: Según criterio de la Dirección del Proyecto, aplicada a todas las nuevas obras portuarias de competencia de la Generalitat Valenciana, las soluciones para la estructura marítima de los muelles tiene en cuenta la inclusión de características antirreflejantes que reduzcan posibles fenómenos de agitación y resonancia dentro de las dársenas derivados de los

procesos de oleaje de ondas medias y largas, así como de las ondas cortas derivadas de las ondas de acompañamiento de barcos.

(3) *Verificación de modos de fallo*: Además de las comprobaciones habituales de modos de fallo asociados a ELU, es un condicionante del proyecto preservar las estructuras de la corrosión y no permitir flechas en coronación superiores a 10 cm.

Atendiendo a los diferentes condicionantes técnicos planteados, junto con el objetivo de conseguir la alternativa de menor coste y mayor durabilidad, se opta por una solución de tablestacas en voladizo y cámara con talud interior de escollera.

DISEÑO DE MUELLE ANTIRREFLEJANTE DE TABLESTACAS

Para reducir la reflectividad, Jarlan (1961) introdujo el principio de las cámaras disipantes de energía mediante paredes frontales perforadas, desde entonces, son varias las tipologías, tanto de cajones como de piezas prefabricadas de hormigón, que suelen emplearse en los muelles de gravedad de instalaciones portuarias para conseguir absorber parte de la energía de las ondas.

La energía reflejada dependerá de las características del muelle cuyo diseño puede favorecer la reducción del coeficiente de reflexión. Desde un punto de vista práctico, cualquier estructura considerada eficaz para este propósito debe también considerar aspectos económicos, de construcción, de estabilidad y de mantenimiento que pueden hacer una estructura preferible a otra. De entre las diferentes alternativas consideradas para hacer de los muelles reflejantes, muelles con capacidad para absorber parte de la energía, se ha optado por una novedosa solución que incorpora la tipología de la cimentación profunda a base de tablestacas, que es requerida por las condiciones geotécnicas del terreno, con la sencillez constructiva y el abaratamiento de los costes, cumpliendo en todo caso con los condicionantes hidrodinámicos principales de antirreflexión.

Para el diseño hidrodinámico de la cámara antirreflejante que constituye la sección principal de los muelles, se han aplicando los criterios propuestos por Garrido y Medina (2006, 2007) que se resumen en las siguientes consideraciones (Fig. 5):

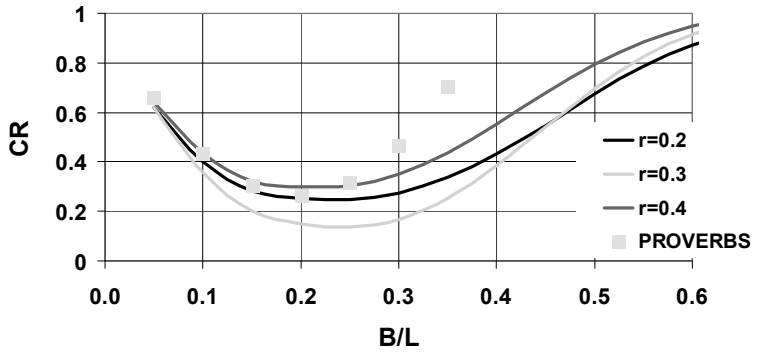


Figura 5.- Función de diseño hidrodinámico de cámara antirreflejante.

1) El ancho relativo de la cámara antirreflejante (B/L) ha de estar comprendido entre 0.1 y 0.4 para garantizar un valor del coeficiente de reflexión por debajo del 50% en muelles de una cámara con pared frontal ranurada.

2) La porosidad de la pared ranurada ha de estar comprendida entre 0,20 y 0,40, medida como la relación entre el área perforada y el total de área a considerar.

3) Para porosidades superiores al 0,40, es recomendable incluir escolleras en talud dentro de la cámara, siempre y cuando se garantice el ancho relativo óptimo medido este a nivel cero.

4) El espesor de la capa de escollera que forma el talud interior de la cámara ha de ser de al menos 2 capas para asegurar un coeficiente de reflexión inferior al 50%.

La ola de mayor entidad es la generada por el paso de los barcos y ésta no alcanza un periodo superior a 5 s., que a una profundidad de 3.5 a 4.5 m., según sea puerto deportivo o pesquero, la longitud de onda es aproximadamente 30 m., por lo que el valor del ancho de cámara podría estar comprendido, para asegurar una absorción del 50% de la energía, entre 3 y 12 m.

Teniendo en cuenta estos criterios se obtienen las siguientes características de diseño de la cámara:

- Cámara interior (d = 4,5 m)
- H<0,5 m d' = 1,5 m

- 0.1<B/L(T<5s)<0.3 9,0>B(L<30 m)>3,0 m →B=3,0 m.
- a=1,25 m; A=1,55 m r(porosidad)=45%
- Talud escollera 2 capas de W50 = 0.3 t

Siendo los parámetros que definen la cámara los representados en la Figura 6.

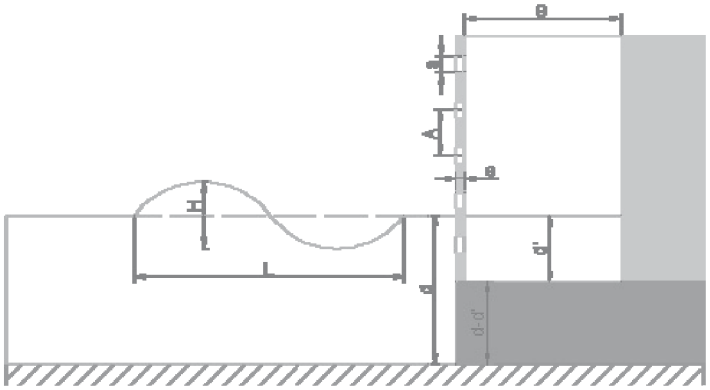


Figura 6.- Parámetros que definen la cámara antirreflejante

Finalmente, la solución de proyecto es una sección tipo de tablestacas AZ37-700 en voladizo, coronadas a diferente altura, una sí y otra no, para conformar la pantalla delantera ranurada, con zona no ranurada recubierta de columnas de hormigón. La sección se completa con una excavación parcial a la cota -2,40 m, donde se aloja un talud de escollera y una losa biapoyada en la viga cantil y en un murete en el borde del talud de escollera coronados con viga cantil a la cota +1,5 (Fig. 7).

La solución antirreflejante parte de un desbroce y excavación previa de la superficie que delimita la actuación hasta la cota +0,30 m., que es la cota hasta la que aproximadamente se encuentra la capa de terreno vegetal y de relleno.

Las tablestacas obtenidas del cálculo, principalmente condicionado por la flecha máxima admisible en cabeza (< 10 cm.), son del tipo AZ37-700 y se hincarán hasta la cota que en cada zona se ha obtenido del dimensionamiento estructural y geotécnico, teniendo en cuenta la combinación de acciones y características geotécnicas del terreno.

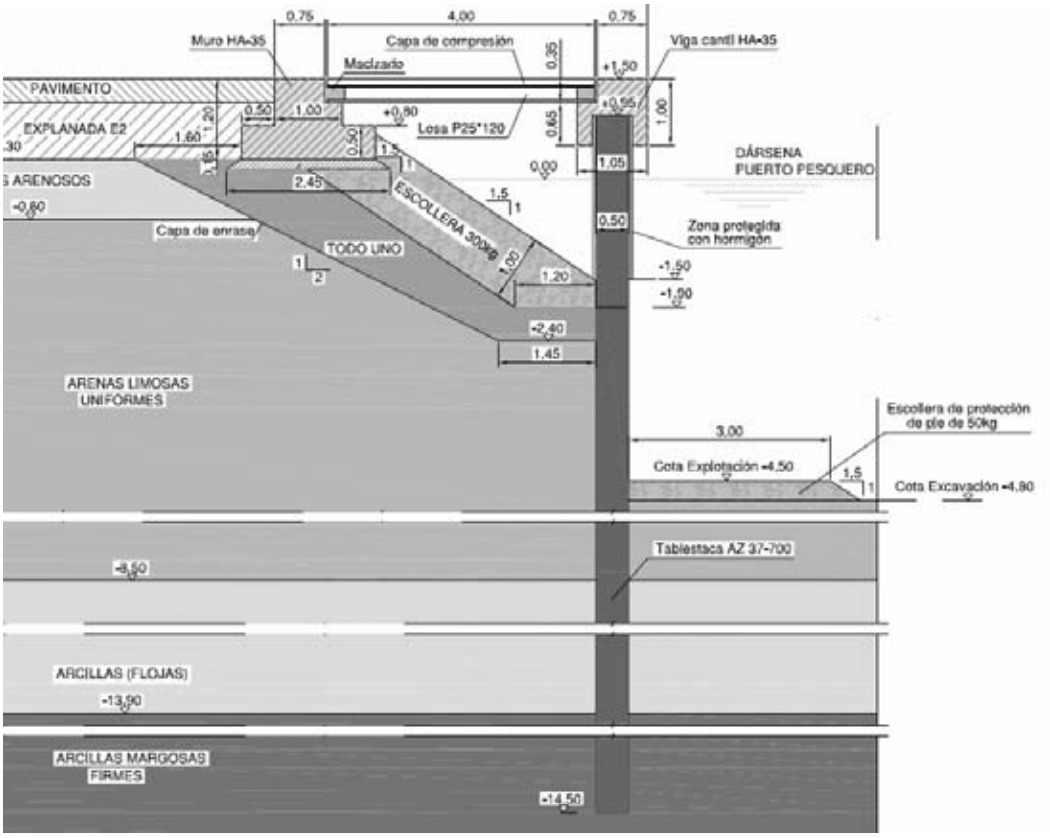


Figura 7.- Sección tipo de muelle para la zona pesquera con tablestacas en voladizo y cámara antirreflejante con talud de escollera

La cota de hinca es -13,5 m. para de muelle antirreflejante en la zona paseo del deportivo, -13,0 m. para muelle antirreflejante en la zona de muelle deportivo y -14,5 m. para muelle antirreflejante en la zona de muelle pesquero.

La escollera del talud interior de las cámaras es de 300 kg., al objeto de conseguir una mayor disipación del oleaje en periodos de onda mayores a 5 s., que sí son amortiguados por el ancho de 3,0 m. dado a la cámara en nivel medio.

La ranura de la parte superior de las tablestacas, obtenida tras el re-hincado de tablestacas intermedias hasta la cota -1,50 m. permite la creación de un frontal perforado superior desde la cota -1,5 m. a la cota +0,5 m. de porosidad 45% que, junto al ancho de cámara de unos 3 m., permite reducir el coeficiente de reflexión del muelle por debajo del 50% (Fig. 8).

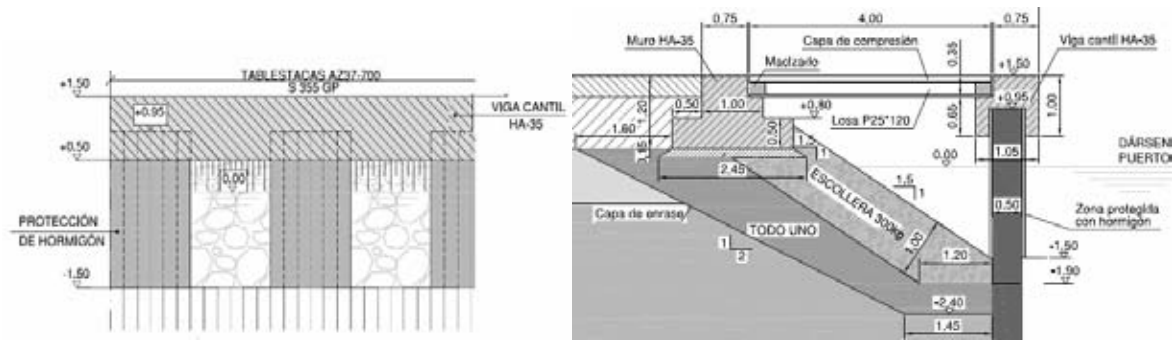


Figura 8.- Detalle de sección(d) y alzado(i) de la cámara antirreflejante.

Las tablestacas que quedan expuestas al aire se protegen con el recubrimiento de un semicilindro de hormigón (Fig. 9).

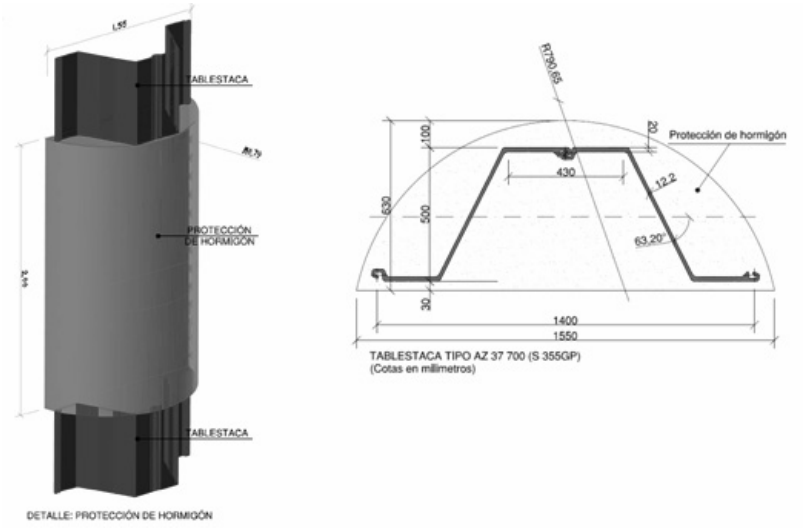


Figura 9.- Detalle de protección de hormigón de tablestacas

La viga cantil tiene 1 m. de ancho con espera de 0,25 m. y un canto de 1m. El armado, así como la geometría, se obtiene del cálculo. Sirve de "cosido" de las tablestacas y apoyo, junto con el muro posterior, a la losa prefabricada con capa de compresión que completa la superestructura.

La losa prefabricada para el muelle pesquero y deportivo es del tipo P25*120 o similar de 4,0 m. de ancho con capa de compresión de 0,08 m., según cálculo estructural.

El muro, de 1 m. de ancho superior y 1,20 de alto, es provisto de zapatas de 0,5m de alto y 2,0 m. de ancho inferior, asegurando así su estabilidad.

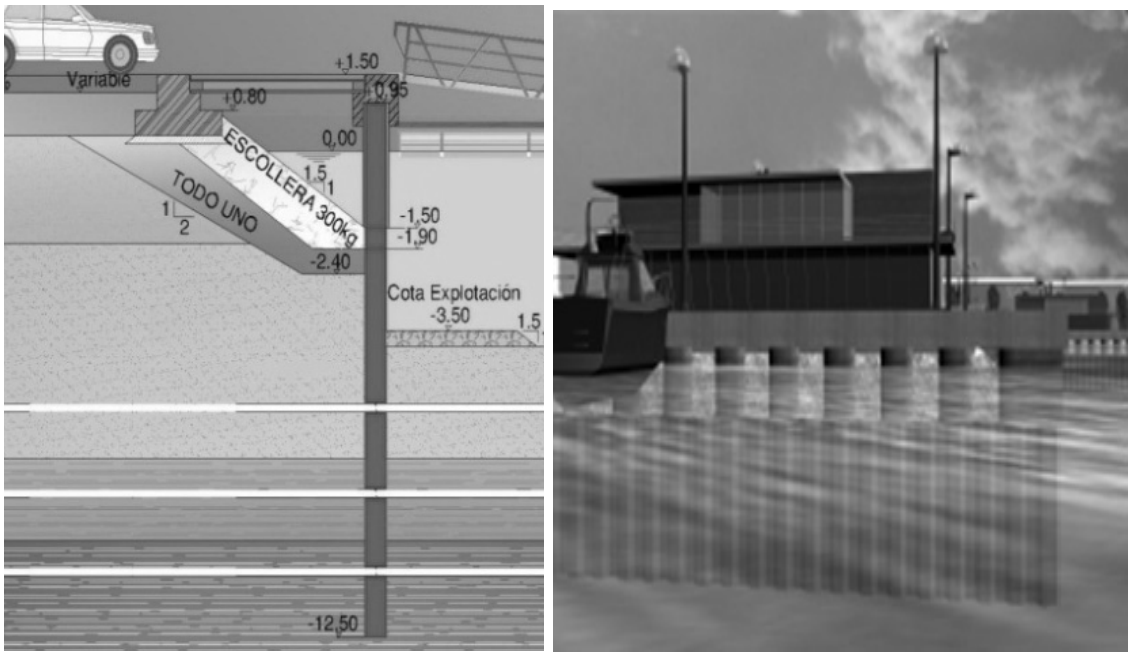


Figura 10.- Vista de la sección y alzado del muelle antirreflejante de tablestacas para el proyecto de Ampliación del Puerto de Cullera.

REFERENCIAS

Jarlan, G.E., (1961) "A perforated vertical breakwater". The Dock and Harbour Authority, Vol. 41, No. 486, pp. 394-396.

Garrido, J.M. and Medina, J.R. (2006) "Study of reflection of perforated vertical breakwaters". Proc. ICCE 2006 San Diego (USA), pp: 4325-4336 (V.5).

Garrido, J.M. y Medina, J.R. (2007). "Modelo Neuronal para Estimar la Reflexión del Oleaje en Diques Verticales Antirreflejantes". Libro de ponencias de las IX Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Tema: Obras y Estructuras Marítimas

PROYECTO MUCAR: NUEVO DISEÑO DE CAJONES ANTIRREFLEJANTES

S. Martínez[1], J. Manuel[1], D. Yagüe[1], J.M. Garrido[2], D. Ponce de León[2], A. Berruguete[2], J.A. González-Escrivá[3] y J.R. Medina[3]

1. cyes, S.A. Gerencia Marítima. C/J.J. Dominé nº 6 Pta.5 CP 46011 Valencia
2. Iberport Consulting, S.A. Avda. Cardenal Benlloch, 75-1º CP 46021 Valencia.
3. Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, s/n. 46022 Valencia.

ANTECEDENTES

Durante los años 2006-2007, cyes ejecutó en UTE con Ferrovial las obras de Distribución de Amarres en la Dársena Exterior del Puerto de Valencia con motivo de la celebración de la 32nd Edición de la Copa América para el organismo Consorcio Valencia 2007 ubicadas en la figura inferior. Las bases de los equipos estaban instaladas en la Dársena Interior y la salida de los participantes se producía a través de la Bocana Norte con un canal excavado en seco. La Fig. 1 muestra una planta del Puerto de Valencia en 2006 con la Bocana Norte situada a la izquierda y una vista del avance de la obras durante la ejecución del relleno de los 6 cajones que constituyen el muelle de acceso a la Zona Sur de la nueva bocana.

Figura 1. Ubicación de las obras de Distribución de Amarres en el Puerto de Valencia

En el lado del canal de acceso a la dársena interior, se tomó la decisión de construir una serie de cámaras para la atenuación de la reflexión como prolongación de la alternativa antirreflejante basada en bloques BARA dispuestos en el resto del canal para reducir la reflexión del oleaje y facilitar la navegabilidad en el canal.

Las principales fases de ejecución que se desarrollaron en dicho muelle antirrefleajnte de cajones fueron:

- Construcción de la banqueta
- Fabricación de los cajones
- Fondeo de los cajones
- Relleno de las celdas
- Ejecución de celdas traseras en seco: extracción del material, corte con disco, tapón de hormigón y colocación de escollera.
- Ejecución de celdas delanteras: similar a la anterior pero mediante corte con hilo de diamante y hormigón sumergido en tapón.
- Construcción de la superestructura: nivelación y creación de apoyos, vigas transversales, prelosas colaborantes longitudinales, impostas y losa “in situ”
- Instalación de los equipamientos.

Finalizadas las obras, se plantearon una serie de conclusiones:

- Las celdas se crearon “a destroza”, hecho no deseable en toda obra de nueva construcción. Ello induce efectos negativos en la calidad del acabado que, a su vez, puede afectar a la durabilidad de la estructura (tal es el caso de los recubrimientos de la armadura, por ejemplo)
- Los cortes constituyeron actividades críticas que ocasionaron retrasos en las tareas posteriores.
- La superestructura tuvo que ser específica y diseñada ex profeso, al necesitar un reparto tensional distinto a las vigas cantiles convencionales.
- La literatura existente y las experiencias previas al respecto eran escasas.
- En definitiva, la pregunta evidente era: ¿por qué no se previó la ejecución de las celdas ya durante la fabricación de los cajones?

La respuesta en la obra de Valencia era evidente debido a los plazos tan cortos de ejecución y al plantearse la rotura como una mejora “a posteriori” durante el propio transcurso de las obras. Pero la pregunta sigue siendo relevante en muchos casos en los que se desea un cajón antirreflejante robusto y fiable y ello ha llevado a plantear el **Proyecto MUCAR** de I+D+i en el seno de la empresa cyes para estudiar **MU**elles de **C**ajones **A**nti**R**reflejantes.

MOTIVACIÓN DEL PROYECTO MUCAR

La motivación del Proyecto MUCAR es fácil de explicar. Por un lado, los muelles verticales de cajones se encuentran en un auge continuo, con un importante desarrollo del comercio internacional y del transporte marítimo que se ha visto reflejado en las características de los puertos, a los que se les ha demandado cada vez mayor extensión y el aumento de su profundidad. Además, son conocidas las numerosas y evidentes ventajas de los diques verticales de cajones con respecto a otras tipologías (en talud, de bloques, de hormigón sumergido, etc.) en lo que se refiere al medioambiente, los materiales a emplear, los tiempos de construcción y la rápida puesta en obra, el amarre en el trasdós del dique, la industrialización de procesos, los calados mayores conseguidos, el coste económico, etc. Sin embargo, la pared impermeable de estas estructuras pueden causar múltiples problemas relacionados con su alta reflectividad, tales como el aumento del rebase, el aumento de las fuerzas sobre la estructura, la erosión local, los efectos sobre la dinámica litoral general, los problemas en la navegación en las proximidades de los diques y la multirreflexión y resonancia dentro de la dársena. En definitiva, es una realidad que tanto la administración portuaria española como la industria constructora española llevan años apostando claramente por la tipología de diques y muelles de cajones y, por consiguiente, es muy importante estudiar variantes estructurales que permitan mejorar el comportamiento de este tipo de estructuras respecto de su punto más débil: la reflectividad de la estructura.

Por otro lado, las experiencias españolas en el campo de los cajones antirreflejantes son escasas: A.P. Bilbao; A.P. Algeciras; A.P. Tenerife; A.P. Las Palmas; A.P.Motril; Ports Illes Balears (Puerto de Ciutadella); Privados (Parque Marítimo de Anaga, en Tenerife; Consorcio Valencia 2007 Copa América).

Además, desde el Departamento de Estudios de cyes se está observando un ligero cambio en las Licitaciones Públicas, al ser los Organismos los que empiezan a darle importancia al fenómeno de la antirreflexión promoviendo y valorando positivamente las Variantes que inducen mejoras antirreflejantes a las estructuras verticales. Que un muelle o dársena se tenga que cerrar a la explotación más días de los previstos por una excesiva agitación o por presentar dificultades de maniobra, atraque, amarre o descarga de buques es muy importante para un puerto comercial y al final se traduce en unas pérdidas económicas y una pérdida de capacidad de venta frente a otros puertos cercanos.

Esta problemática, planteada para los puertos comerciales, es extensible también a puertos pequeños y de recreo, así como a canales de navegación que pueden sufrir problemáticas similares a las descritas, añadiéndose el efecto que la reflexión puede ocasionar en las condiciones de navegación.

Las soluciones de cajones antirreflejantes existentes se pueden clasificar en dos grupos:

- ✓ Soluciones “teóricas” basadas en patentes o diseños específicos que resultan muy difíciles y/o costosas de aplicar en la práctica.

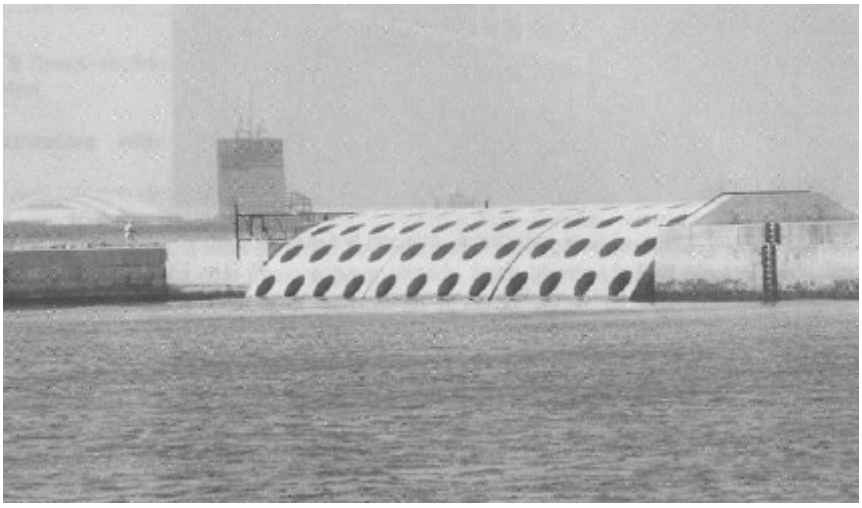


Figura *Figura 2: Dique con cajón semicircular, Puerto de Miyazaki, Japón*

- ✓ Soluciones “prácticas” por destroza basadas en cortar con hilo de diamante para formar ventanas en celdas de cajones convencionales ya fondeados.

Figura 3: Experiencia de cyes en el Puerto de Valencia

A pesar del coste, de los retrasos y de los graves inconvenientes derivados de la falta de control de la durabilidad, resistencia y corrosiones de armaduras que generan los cortes con hilo de diamante de cajones convencionales, la realidad de mercado es que los diseños específicos se aplican mucho menos en el mercado español por la dificultad constructiva y de coste que generan. Sin embargo, parece evidente que debiera ser posible adaptar los procesos de fabricación del cajón, y especialmente los encofrados deslizantes empleados, para conseguir, sin demasiado retraso ni coste adicional, un cajón y forma de fabricar el cajón que sea funcionalmente similar al que se obtiene con los cortes con hilo de diamante pero sin presentar incertidumbres de resistencia ni durabilidad al no cortarse ninguna armadura y tener todas el recubrimiento adecuado.

Para encontrar una buena solución que sea admitida por el mercado en cuanto a costes y plazos ajustados, se han unido en el Proyecto MUCAR expertos en los tres ámbitos señalados: *(1) ingenieros y técnicos de cyes* con una amplia experiencia en la fabricación de cajones de celdas circulares en las instalaciones del cajonero-cyes *(2) Ingenieros de Iberport* con amplia experiencia en el cálculo y proyecto de cajones prefabricados flotantes, y *(3) profesores de la UPV* con amplia experiencia en el desarrollo de sistemas antirreflejantes, incluida una patente de cajón antirreflejante.

OBJETIVOS DEL PROYECTO

La finalidad principal del Proyecto MUCAR es definir y calcular una nueva tipología de cajón antirreflejante que cumpla con los siguientes objetivos generales:

- *Objetivos hidrodinámicos:* reducir al máximo la reflexión, flexibilizar la solución frente a distintas configuraciones, ubicaciones y operatividades en función del muelle en particular.
- *Objetivos constructivos:* garantizar un buen acabado de la estructura y un buen funcionamiento estructural, no aumentar los plazos de ejecución de las actividades y las obras, no comprometer el avance de las tareas posteriores en coronación del cajón, no encarecer demasiado los costes.
- *Abrir el mercado* a una utilización cajones antirreflejantes igual de sistemática que la de los cajones impermeables convencionales que se usan habitualmente.

PLANIFICACIÓN DE TAREAS

Las tareas establecidas en el seno del Proyecto MUCAR quedan representadas en el siguiente diagrama:

Figura 4. Planificación de las Tareas del Proyecto MUCAR a realizar por el equipo multidisciplinar ibeport-UPV-cyes

Tras realizar el estudio de las BASES DE PARTIDA, es decir, la recopilación de la bibliografía existente, las patentes, artículos, experiencias y proyectos precedentes, se han establecido los CRITERIOS DE DISEÑO Y ADAPTABILIDAD para el nuevo cajón antirreflejante desde tres puntos de vista en función de las necesidades y los condicionantes a tener en cuenta:

- ✓ *Criterios hidrodinámicos:* Tienen en cuentan los criterios de operatividad en el puerto según la ROM 0.0, 0.2-90 y 3.1-99, las características del oleaje generado por barcos y viento en la propia dársena y el oleaje exterior que entra por la bocana del puerto. Con todo ello, se establecen tres categorías de frecuencias a disipar: muy altas ($f>0.2$), altas ($0.2<f<0.1$) y bajas ($f<0.1$), así como la altura de ola que en ningún caso superará el valor de H= 1.0 m. En cuanto a las características antirreflejantes, según los trabajos realizados por Garrido y Medina (2006, 2007) en cajones clásicos tipo Jarlan, se establecen anchos relativos de cámara entre 0.1 y 0.3 para una cámara y superior a 0.1 para doble cámara, con porosidades inferiores en cualquier caso al 50%.

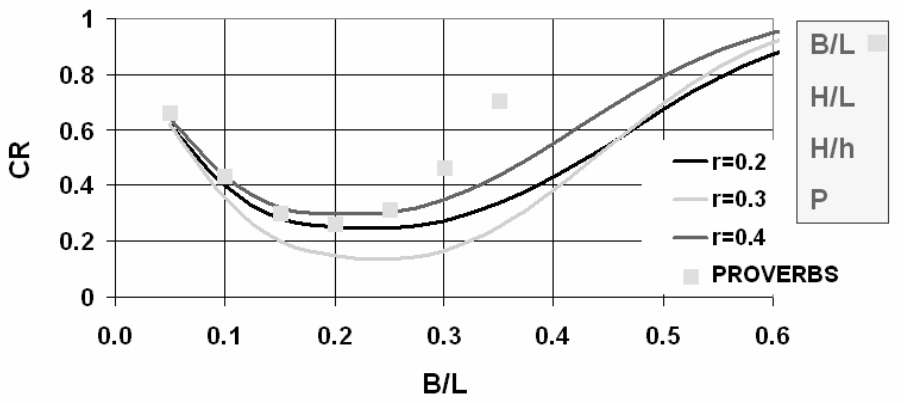


Figura 5- Resultados de la Red Neuronal para cajón con una sola cámara para diferentes valores de porosidad (r=0.2, 0.3, 0.4). (Garrido&Medina, 2006)

- ✓ *Criterios de dimensionamiento:* Tras realizar una comparativa de los muelles de cajones realizados durante las últimas décadas en las costas españolas, se establecen las dimensiones tipo de tres cajones estándar, incluyendo como criterios también la tipología de celdas, paredes, superestructura, armado, etc.:

Cotas respecto cero del Puerto	Cota de superestructura	Cota faldón	Cota del cajón	Calado del cajón	PMVE	BMVE
Mediterráneo	+2.0 a +3.5	0.0 a +0.5	+0.5 a +1.75	-15.0	+0.5	0.0
Cantábrico	+6.9		+3 a +4	-20.0	+4.5	0.0
Atlántico	+4.5 a +6.6	+0.5 a +2.0	+2 a +4	-10.5 a -20.0	+4.5	0.0

Figura 5.- Parámetros geométricos en muelles

- ✓ *Criterios constructivos:* De cara a la construcción se han tenido en cuenta criterios de adaptabilidad de los encofrados deslizantes, de sistema de deslizado y apoyo de la estructura de encofrados en el entorno de las celdas disipadoras, armado de refuerzo en celdas disipadoras y procedimiento de ferrallado, flotabilidad durante la fabricación y botadura del cajón, navegabilidad y fondeo del cajón y, por último, ejecución de la superestructura; todos ellos, valorados en términos temporales y económicos para no inducir aumentos excesivos y tratar, por contra, de reducir las duraciones y costes de experiencias existentes basadas en cortes de las cámaras con hilo de diamante.

A continuación, se procede a analizar con todo detalle la influencia de cada uno de los criterios señalados con el fin de acotar la casuística a casos que sean factibles desde el punto de vista constructivo. Como resultado de la puesta en común de los criterios hidrodinámicos, de diseño y constructivos, se han obtenido las alternativas susceptibles de ser ensayadas a escala en el laboratorio de la UPV previo análisis en profundidad de las mismas por parte del equipo de investigación del Laboratorio de Puertos y Costas de la propia Universidad para limitar el nº de ensayos al periodo disponible del proyecto.

En la actualidad, se están llevando a cabo los ensayos 2D a escala 1/35 con la siguiente previsión:

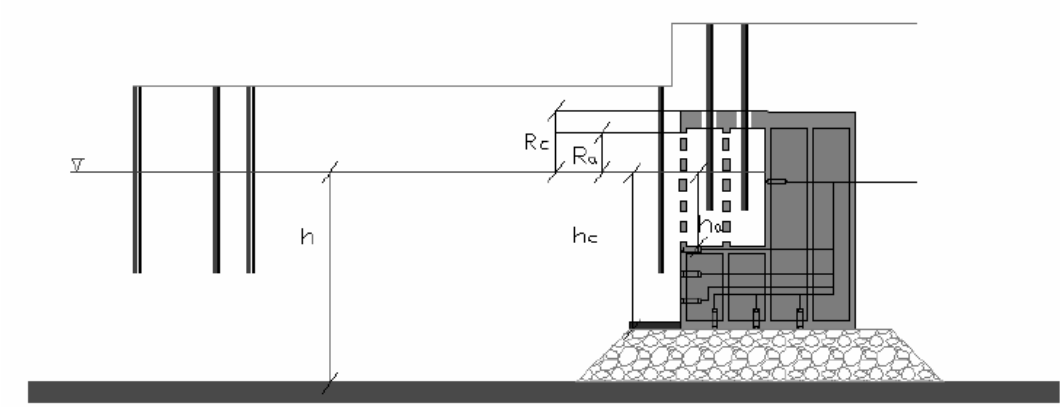


Figura 6. Croquis representación del canal y la situación de los sensores

ENSAYOS 2D LPC-UPV	Variables y Parámetros de estudio:
Caso Mediterráneo:	Hs: alturas de ola significante
Ensayos regulares = 384	T: periodo
Ensayos irregulares = 384	h: Marea (nivel del agua)
Caso Norte:	N: Nº celdas conectadas
Ensayos regulares = 240	ha: Cota base cámara
Ensayos irregulares = 240	Presiones
Total = 1.248	Rebases

A corto plazo, y tal y como se representa en el diagrama de tareas, se prevé extraer las conclusiones pertinentes respecto a los ensayos realizados afinando el dimensionamiento final que compatibiliza una mayor eficiencia hidrodinámica con una construcción factible y sencilla. A continuación, el paso siguiente consiste en realizar el ensayo a escala real 1:1 en las instalaciones del cajonero-cyes de celdas circulares.

El proyecto MUCAR está previsto que termine a finales de 2009, pero la línea de investigación continuará dentro del Proyecto CADIMA (2009-2009) en el que está previsto ampliar los ensayos 2D de pequeña escala (1/40) a diferentes tipos de cajones y finalmente contrastar los resultados (evaluación de los posibles efectos de escala) con un ensayos a escala mayor (1/10).

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al IMPIVA (Consellería de Empresa, Universidad y Ciencia de la Generalitat Valenciana) su financiación parcial a este proyecto de I+D+I dentro del Programa de Investigación y Desarrollo Tecnológico 2007-2011.

REFERENCIAS

Garrido, J.M. and Medina, J.R. 2006. “Study of Reflection of Perforated Vertical Breakwaters”. Proc. ICCE’06, ASCE, 2165-2177.

Garrido, J.M. y Medina, J.R. (2007). “Modelo Neuronal para Estimar la Reflexión del Oleaje en Diques Verticales Antirreflejantes”. Libro de ponencias de las IX Jornadas Españolas de Costas y Puertos (próxima publicación), p.203-204.

Tema 1

RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE DIQUES EXENTOS EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS

F.J. Sanchez[1], J.M. de la Peña[1]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid

INTRODUCCIÓN

Desde el año 2004, por encargo de la D.G de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, llevamos estudiando el comportamiento de los diques exentos en las costas españolas, y la adaptación que diversas teorías tienen al comportamiento real de estas defensas costeras. Estos estudios se han plasmado cronológicamente en diversos informes técnicos y ponencias, como la que presentamos en las VIII Jornadas Españolas de Costas y Puertos que se celebraron en 2006 en Sitges. Pero los trabajos han seguido su curso, hasta el pasado año que lo finalizamos con un informe técnico para la citada Dirección General y con una monografía de CEDEX, denominada “Directrices para el diseño de diques exentos en las costas españolas”.

Esta ponencia pretende dar a la luz todos estos trabajos para que sea motivo de conocimiento y discusión por el mundo costero español. Además se indican los elementos en que está basado el trabajo y la metodología que debe seguirse para el correcto diseño de estas obras de defensa costera

Se presenta una publicación que sintetiza diversos trabajos de colaboración entre el CEDEX y la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, relativa a facilitar:

- Diseño
- Cálculo

•Uso

•Seguimiento

De diques exentos para las costas españolas

Figura 1: Portada de la publicación del CEDEX del trabajo conjunto con la DGSCyM

ESTADO DEL ARTE

En la tabla adjunta se muestra un resumen de los diferentes autores que han ido trabajando sobre el comportamiento de diques exentos, teniendo en cuenta el tipo de estudio realizado: si utilizando modelo físico, modelo numérico o sobre prototipo.

(tipos de estudios según los datos usados)

Estudio sobre modelo físico	Estudio sobre modelo numérico	Estudio sobre prototipo
•Sawaragi (1957) •Shinohara y Tsubaki (1966) •Horikawa y Koizumi (1974) •Gourlay (1981) •Rosen y Vadja (1982) •Hallermeier (1983) •Mimura, Shimizu y Horikawa (1983) •Noda (1984) •Harris y Herbich (1986) •Suh y Dalrymple (1987) •Uda, Omata y Yokoyama (1988) •Mangor, Godage, Amarasinghe y Anderskouv (1991) •Ming y Chiew (2000)	•Dean (1978) •Perlin (1979) •Walker, Clark y Pope (1980) •Hanson y Kraus (1990) •Hsu y Silvester (1990) •Rosati, Gravens y Chasten (1992) •Nicholson, Broker, Roelvink, Price, Tanguy y Moreno (1997) •González y Medina (1999) •Zyserman y Johnson (2002)	•Inman y Frautschy (1966) •Toyoshima (1972, 1974) •Noble (1978) Nir (1982) •Shore Protection Manual-CERC (1984) •Dally y Pope (1986) •Pope y Dean (1986) •Ministerio Japonés de Construcción (1986) •Seiji, Uda y Tanaka (1987) •Sonu y Warwar (1987) •Berenguer y Enriquez (1987) •Sunamura y Mizuno (1987) •Ahrens y Cox (1990) •Hardaway y Gunn (1991, 1999) •Peña y Sánchez (2006) •Bricio, Negro y Diez (2007)

Tabla 1

DISEÑO EN PLANTA

Para el diseño en planta de diques exentos se ha dividido según sea un dique aislado o se trabaje con un grupo de diques exentos, resumiendo en los puntos siguientes los criterios válidos que se han usado:

Para diques exentos aislados:

1. El criterio de Hsu y Silvester (1990) tiene un buen comportamiento, con porcentajes de cumplimiento (en torno al 70 %)
2. El criterio de Mauricio González y Medina (1999) es el criterio que mejor aborda la transición entre formaciones en tómbolo y hemitómbolo y el tratamiento físico del problema
3. El criterio de Ming y Chiew (2000) se adapta en un gran porcentaje en torno a un 70 %

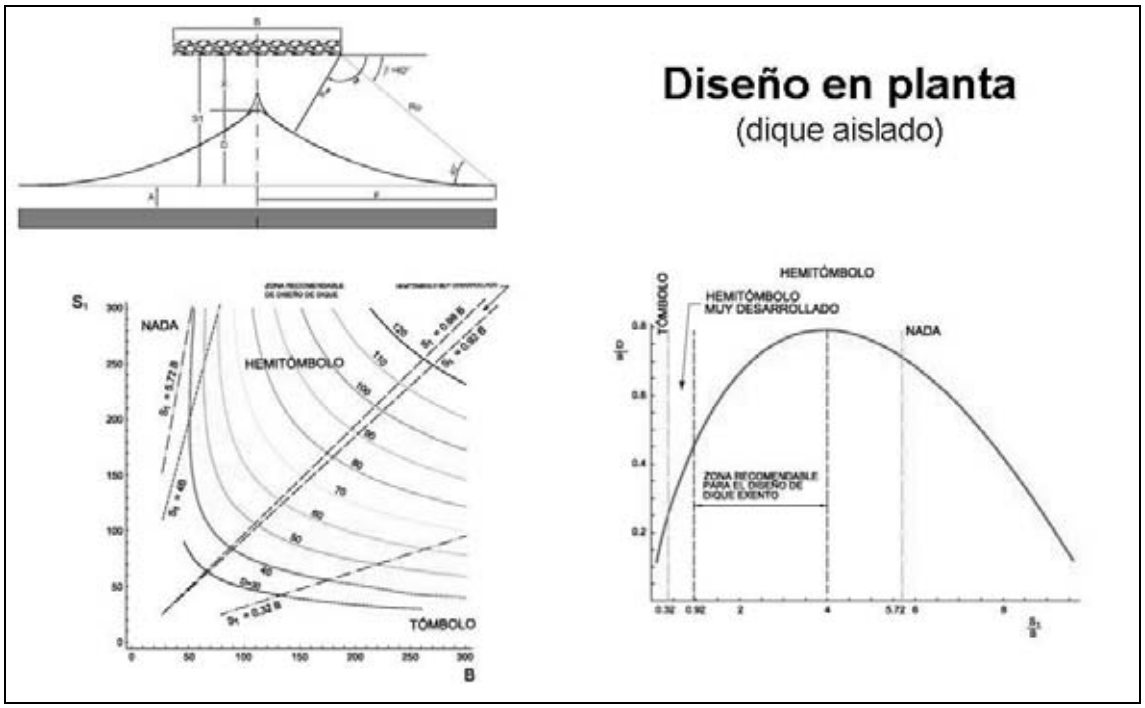


Figura 2: Graficas para el diseño óptimo de diques exentos

Si se quiere diseñar un dique exento para regenerar una zona del litoral, hay que, Figura 2:

1. Definir una anchura mínima de playa A.

2. Definir la longitud del hemitómbolo D con la que se quiere diseñar la playa.
3. Utilizar la Figura 2, y obtener la curva que define los valores posibles que pueden tener B y S_1 y que pueden depender de factores tales como la pendiente de la playa.
4. La zona recomendable de diseño es la comprendida entre 0'92 < (S1/B) < 4

Para grupos de diques exentos:

Solamente se adapta con un grado de fiabilidad muy alto el método propuesto por Berenguer y Enríquez (1987), por lo que se recomienda su uso para el diseño de este tipo de obras de defensa. Por lo que si se quieren diseñar un grupo de diques exentos, por ejemplo de dos diques, hay que utilizar este criterio. Por tanto; y partiendo de la Figura 3 se debería cumplir que:

$$a_0 = 2a_1 = 2S_1$$

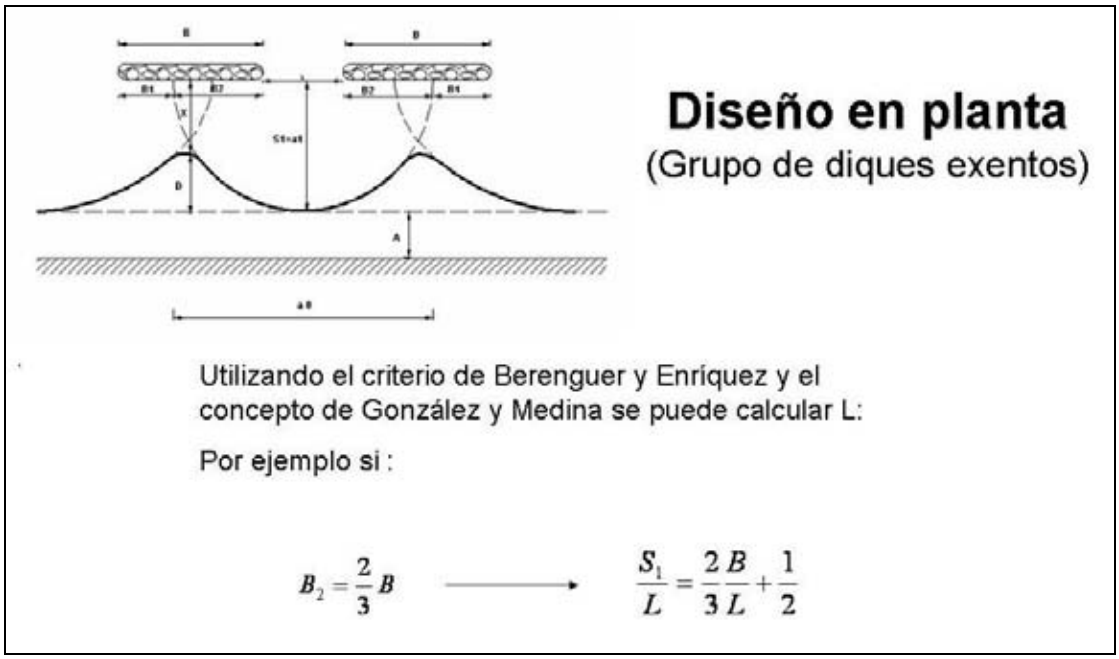


Figura 3: Dibujo para el diseño óptimo de grupo diques exentos

USOS Y RECOMENDACIONES DE USOS DE DIQUES EXENTOS

Dentro de las finalidades para lo que se han construido los diques exentos, éstas se pueden clasificar en tres usos básicos:

- Protección de la costa

- Almacenamiento de sedimento para trasvases
- Otros usos

No parece que todos los usos que hasta ahora se le han dado a los diques exentos, tanto aislados como en grupo sean los más acertados ni con un diseño más brillante. En este apartado se pretende dar unas directrices generales de los usos más convenientes para los que se debe destinar los diques exentos, no descartando que existan otros también adecuados.

Se debe tenerse en cuenta que cualquier actuación que se realice con ellos, como norma general, deben ir acompañados de la aportación de material necesario para producir las formas morfológicas que las obras producen, ya que si no se hiciera así, o la obra no funcionaría para el cometido encomendado, o el material se absorbería de las costas limítrofes, con la descompensación sedimentaria consiguiente, que pudiera producir erosiones locales importantes. En las Figura 4 y 5 se muestran los usos más recomendables de diques exentos aislados y en grupo.

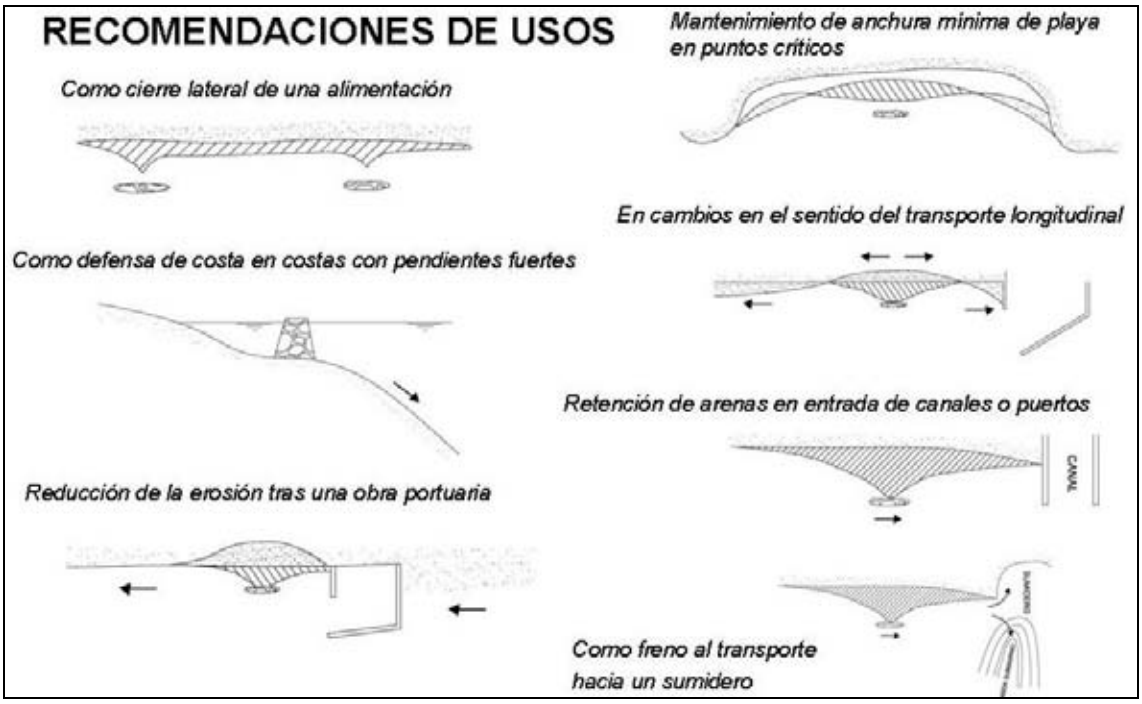


Figura 4: Recomendaciones de uso de diques exentos aislados

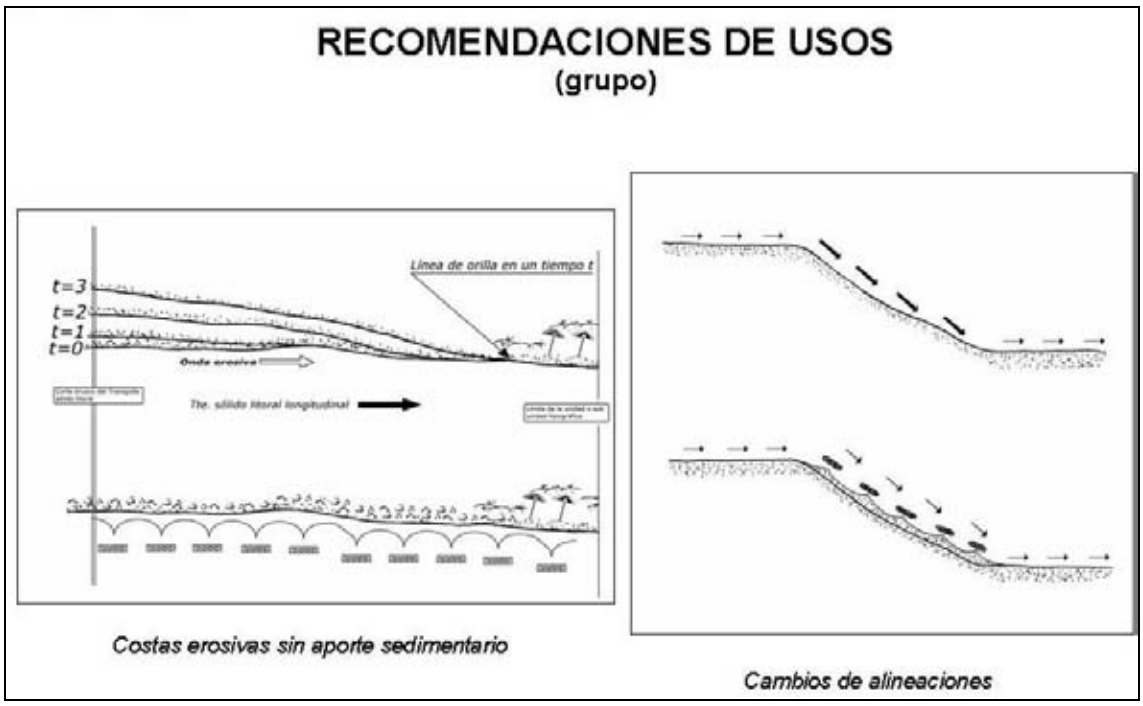


Figura 5: Recomendaciones de uso de diques exentos aislados

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN DIQUE EXENTO

Cuando se diseña en planta un dique exento, como se ha hecho en el capítulo anterior, solamente se tiene en cuenta la longitud de éste y su posición relativa respecto a la costa y a otros diques, en caso de grupo de diques exentos. El resto de las variables que definen el dique y que son necesarias para su cálculo, diseño y construcción, están condicionadas por otros parámetros diferentes y las funciones y aspecto final como quiere que se comporte. Desde este punto de vista, en el cálculo y diseño de la estructura del dique exento, se debe tener en cuenta:

- La efectividad en la transmisibilidad del oleaje
- La efectividad en el comportamiento medio a lo largo del tiempo
- El aspecto paisajístico
- El aspecto de uso
- La resistencia estructural de la obra

Resistencia estructural de la obra

Para analizar cuales son las formulaciones teóricas que deben usarse para diseñar los diques exentos, se debe distinguir en qué zona del perfil de playa o costa

se proyecta construir la o las estructuras. Así puede distinguirse, como hace el programa DELOS, en tres zonas, marcadas por el clima de oleaje en temporal:

1. Zonas exteriores
2. Profundidades reducidas
3. Aguas someras o zonas de oleaje limitado por la profundidad

En la Figura 6 se muestra un resumen de las formulaciones recomendables para el diseño estructural.

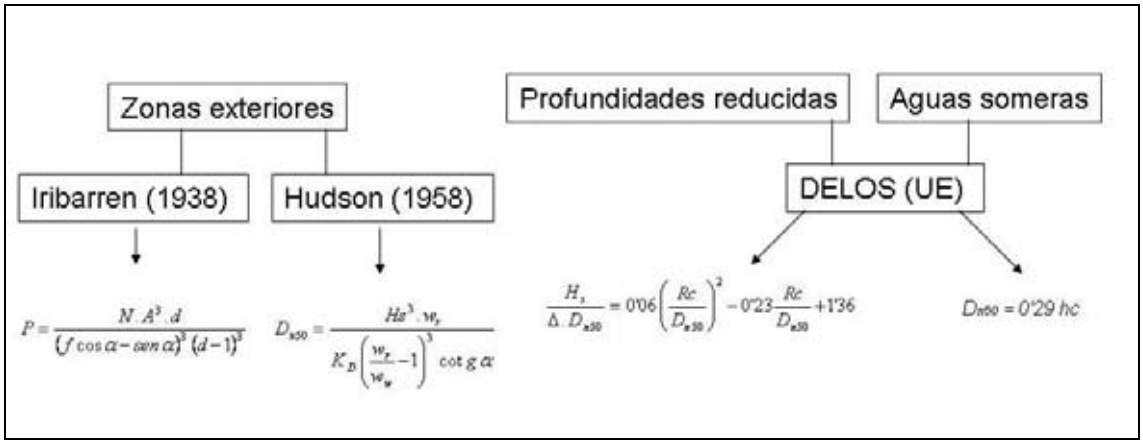


Figura 6: Formulaciones recomendables para el diseño estructural de un dique exento

ASPECTOS COSTEROS A CONSIDERAR EN LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES EXENTOS Y SEGUIMIENTO DE OBRA

Los diques exentos tienen dos formas básicas de construirse: mediante pontonas desde el mar, o construyendo un espigón que vaya desde la costa hasta el centro de la futura obra, usándose este espigón como camino de rodadura para camiones y excavadoras. Una vez construido el espigón la obra va avanzando hacia los dos lados y finalizada ésta a la vez que se retira excavadora y camión, se va desmontando el espigón. Finalmente se vierte la arena o sedimento que va a formar el tómbolo o, preferiblemente, hemitómbolo. Normalmente extendiéndolo mediante excavadoras. Pero esta planificación típica de un proyecto no suele obedecer a la realidad, siendo más normal que mientras se está construyendo el dique exento, sea el método que sea, la costa va reaccionando, dependiendo de la capacidad de transporte bruto del lugar, de tal forma que antes de finalizar la obra la forma morfológica haya comenzado a crearse: primero con un pequeño hemitómbolo y continuando paulatinamente su desarrollo. Esta situación crea una descompensación sedimentaria que provoca

erosiones inmediatas a ambos lados de la obra; en ocasiones de poca entidad, pero otras veces son de importancia. En la Figura 7 se muestran los aspectos costeros recomendables para construir un dique exento aislado o en grupo.

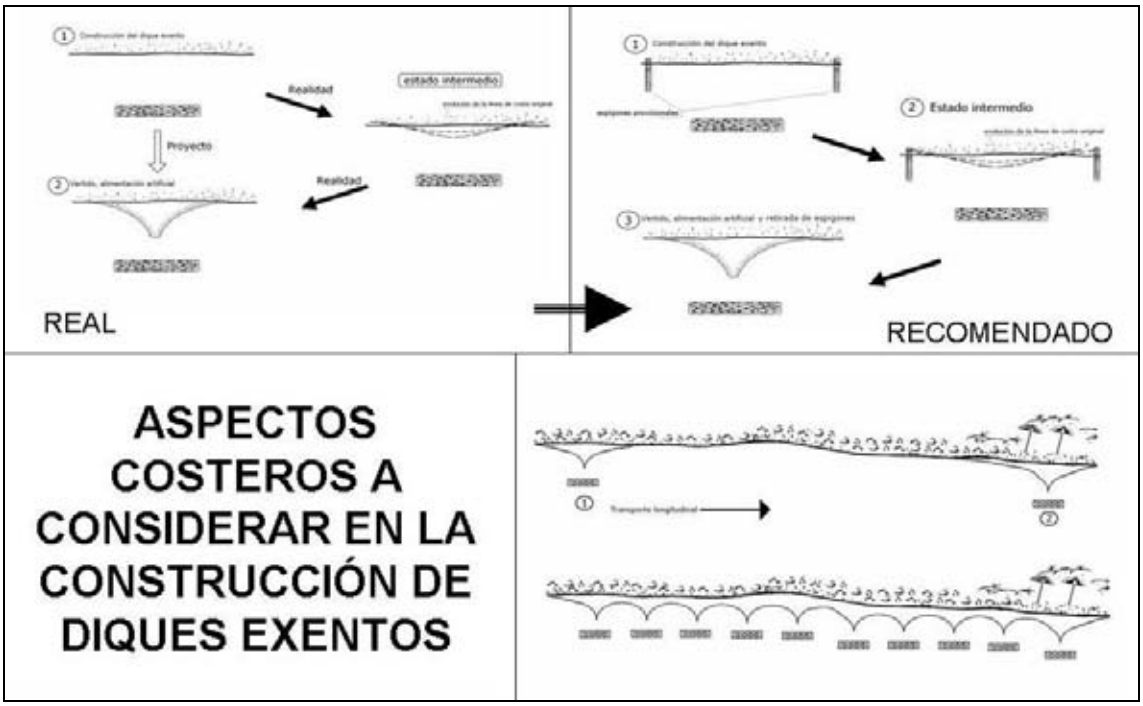


Figura 7

Un proyecto de seguimiento de una obra de regeneración de playa con construcción de diques exentos tiene que extenderse al menos 10 años. En este proyecto se pueden definir dos fases:

1ª fase. Durante la construcción de la obra y hasta que las formas morfológicas de las playas o la propia estructura han llegado a la estabilidad.

2ª fase. Comprobando el comportamiento dinámico en el tiempo.

CONCLUSIONES

Las conclusiones se pueden resumir en:

1.Se debe tratar y diseñar los diques exentos aislados de manera diferente que un grupo de diques exentos

2.No se debe construir un dique exento o un grupo de diques exentos sin el aporte de sedimento

3.Como línea general, se debe diseñar los diques exentos para obtener una formación en hemitómbolo, dado que la relación existente entre longitud de playa útil y volumen de arena es la optima

4.Los factores y variables de diseño de diques exentos se pueden dividir en tres tipos básicos:

I. Los que afectan estructuralmente al dique,

II. Los que se exige que tenga la playa final,

III. Los que definen la disposición de las obras respecto a la costa

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer especialmente a la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar la oportunidad que han brindado al Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX de realizar este trabajo, y de forma en especial a Galo Diez y Miguel Velasco.

REFERENCIAS

González, M. y R. Medina (1999). *Equilibrium shoreline response behind on single offshore breakwater*; Proceedings Coastal Sediments'99 (vol. 2, pp. 844 a 859).

Hsu, John R. y Richard Silvester (1990). *Accretion behind single offshore breakwater*; Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE (vol 116, nº 3, pp. 362 a 380).

Ming, D. y Y. M. Chiew (2000).*Shoreline changes behind detached breakwater*; Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE (vol. 126, nº2, pp.63 a 70).

Peña, José M. de la y Francisco J. Sánchez Palomar (2006). *Inventario y efectos morfológicos de los diques exentos en las costas españolas*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (nº 22-404-5-116, informe técnico, final, para la Dirección General de Puertos y Costas)

Peña, J. M. y F. J. Sánchez (2006). *Estudio de directrices para el diseño de diques exentos en las costas españolas*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (inf. téc., final, para D. G. de S. de la Costa y del Mar)

Peña, José M. de la y Francisco J. Sánchez Palomar (2008). *Directrices para el diseño de diques exentos en las costas españolas*; CEDEX (Monografías, M 97)

DISEÑO FUNCIONAL Y AMBIENTAL DE DIQUES EXENTOS

L. Bricio[1], V. Negro[2], J.J. Diez[3], J.S. López[4]

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
c/ Profesor Aranguren, s/n, 28040 Madrid.
[1]lbricio@fomento.es, [2]vnegro@caminos.upm.es, [3]jdiez@caminos.upm.es,
[4]jslopez@caminos.upm.es

INTRODUCCIÓN. ANTECEDENTES Y ASPECTOS GENERALES

Los diques exentos son obras de defensa costera inspiradas en el funcionamiento de formaciones naturales, que se han venido utilizando desde medidos del siglo XX y con los que se han obtenido desde notables éxitos hasta reconocidos fracasos.

Su estudio ha sido abordado en múltiples ocasiones, y la propuesta de un método de diseño para este tipo de obras ha sido, y es, un objetivo general perseguido por muchos investigadores. Sin embargo, pese a lo prolijo de los estudios realizados en este campo, existe una notable dispersión de esquemas analíticos de dimensionamiento, lo cual pone de manifiesto la dificultad real al abordar el diseño de un dique exento por la carencia de unas pautas claras, fiables y sencillas.

Como consecuencia, la adopción de esta tipología estructural como solución para la protección o estabilización de una playa resulta menos atractiva que la de otro tipo de actuaciones. Esta realidad contrasta con la teórica conveniencia de utilizar los diques exentos por sus ventajas desde la perspectiva de una menor afección a la dinámica litoral, por lo que desde la Escuela de Caminos de Madrid se ha llevado a cabo una investigación orientada al desarrollo de un método que permita definir las características fundamentales de un dique exento en función del efecto que se quiera inducir en la costa, satisfaciendo las demandas sociales y preservando o mejorando la calidad del medio ambiente litoral.

OBJETIVOS

Se trata de plantear el problema desde el punto de vista del proyectista, que conoce las características climáticas, geomorfológicas y de la dinámica litoral del lugar donde estudia ubicar el dique exento, y sabe cuál es el resultado que quiere inducir en la costa tras su

construcción, por lo que tiene que poder fijar a priori el estado final de equilibrio. Por tanto, el objetivo perseguido en la investigación llevada a cabo y que en estas Jornadas se ha presentado, es el de plantear un modelo analítico predictivo para el diseño funcional (no estructural) de diques exentos, de aplicabilidad general, que permita:

1. Tener en cuenta las características climáticas y geomorfológicas del lugar donde se va a proyectar la obra.
2. Determinar la correcta ubicación del dique en la franja litoral considerando la interacción entre la obra y el transporte longitudinal de sedimentos y teniendo en cuenta los conceptos de profundidad litoral y de cierre.
3. Relacionar las características geométricas y estructurales del dique con los efectos producidos en la costa (la potencial posibilidad de generar lenguas de arena sumergidas o de dar lugar a formaciones tipo tómbolo o hemitómbolo).

METODOLOGÍA

Se inició la investigación llevando a cabo una profunda revisión del estado del arte en materia de diques exentos y se encontró que existen muchos modelos de diseño que relacionan el tipo de respuesta inducida en la costa con los dos parámetros geométricos básicos de este tipo de obras, que son: la longitud del dique exento y la distancia de éste a la línea inicial de orilla.

Sin embargo, prácticamente ninguno de ellos relaciona la respuesta de la costa tras la construcción del dique con variables de otra naturaleza, como las que caracterizan el clima marítimo local o la geomorfología del lugar. Esto implica que dichos modelos no pueden aplicarse generalizadamente porque como los efectos producidos en la costa por un dique exento son notablemente sensibles al oleaje incidente y por tanto, a los estados del mar y a la batimetría local, los métodos de diseño que no consideran como variables del problema las condiciones de contorno sólo pueden aplicarse en aquéllos casos en los que dichas condiciones de contorno climáticas y geomorfológicas se asemejen a las de los casos de origen que fueron considerados para la formulación del modelo.

Tras este análisis se concluyó que para dotar al método de diseño de ese carácter general, era necesario estudiar las posibles relaciones entre variables de distinta naturaleza que tuviesen influencia en los cambios hidrodinámicos y morfológicos de la costa tras la construcción de un dique exento. Para ello se estableció una metodología de trabajo basada en tres cuestiones clave:

1. En primer lugar, la selección de diques exentos a considerar como fuentes de origen de los datos de estudio.

   Se consideraron inicialmente todos los diques existentes en el litoral español y se establecieron unos criterios de selección que permitiesen acotar la muestra y considerar sólo aquéllos de características homogéneas para los que los parámetros que tienen influencia en la respuesta de la costa pero que no iban a ser considerados como variables del problema fueran prácticamente iguales. (Posteriormente, las hipótesis adoptadas como criterios de selección habrían de ser entendidas como prescripciones a tener en cuenta al aplicar el método de diseño obtenido como resultado de la investigación).

   Los criterios de selección fueron los siguientes: considerar diques exentos aislados en playas de arena abiertas, de baja cota de coronación (francobordo entre -0,5 y 2 m) y estructura permeable con sección granular homogénea, ubicados en zonas donde la carrera de marea fuera menor o igual a 1m. Al aplicar estos filtros el conjunto definitivo de diques exentos considerados como fuentes de datos quedó reducido a un conjunto de 19 obras, que son las que se recogen en la Tabla 1.

Tabla 1. Conjunto de diques exentos del litoral mediterráneo empleados en la investigación.

CÓDIGO	Provincia	Término Municipal	Playa	Respuesta de la costa
T1	Tarragona	Tarragona (Altafulla)	Tamarit	Saliente
T2	Tarragona	Cambrils	Cap de Sant Pere	Saliente
C1	Castellón	Benicásim	Terrers	Saliente
C2	Castellón	Burriana	El Serradal	Tómbolo
C3	Castellón	Chilches	Chilches	Tómbolo
C4	Castellón	Chilches	Chilches	Tómbolo
A1	Alicante	Denia	Les Basetes	Limitada/Nula
A2	Alicante	Altea	La Roda	Saliente
A3	Alicante	Alicante	Postiguet	Tómbolo
MU1	Murcia	Águilas	Poniente	Saliente
AL1	Almería	Almería	Las Conchas	Saliente
AL2	Almería	Roquetas de Mar	Aguadulce	Saliente
AL3	Almería	Adra	San Nicolás	Tómbolo
G1	Granada	Almuñécar	Puerta del Mar	Saliente
MA1	Málaga	Rincón de la Victoria	Cala del Moral	Saliente
MA2	Málaga	Málaga	Malagueta	Saliente
MA3	Málaga	Estepona	La Rada	Limitada/Nula
CA1	Cádiz	La Línea	Levante	Saliente
ME1	Melilla	Melilla	Cárabos	Limitada/Nula

2. En segundo lugar, la elección de variables a estudiar (teniendo en cuenta sólo aquéllas que son determinantes con el fin de simplificar el problema), y el planteamiento de monomios adimensionales entre los que buscar relaciones de dependencia.

   El conjunto de variables consideradas en la investigación que necesitaron ser medidas o calculadas para cada uno 19 diques exentos anteriores, son las que se recogen en la Tabla 2. Asimismo, el conjunto de monomios adimensionales empleados para estudiar las relaciones entre las distintas variables son los que figuran en la Tabla 3.

Tabla 2. Variables con influencia en la respuesta de la costa tras un dique exento.

Parámetros relacionados con el clima marítimo local			
H_{12}	Altura de ola significante en aguas profundas excedida 12h al año en régimen medio.		
T_s	Periodo significante del oleaje correlado con la altura de ola H_{12}.		
L_0	Longitud de onda del oleaje en aguas profundas calculada con el periodo significante.		
L_d	Longitud de onda del oleaje a pie de dique calculada con el periodo significante.		
Parámetros relacionados con el dique exento			
X	Distancia del dique exento a la línea inicial de orilla.		
B	Longitud del dique exento.	*A*	Anchura de coronación.
CC	Cota de coronación.	*d*	Profundidad del dique exento.
Parámetros relacionados con la playa y el material sedimentario			
m_t	Pendiente media teórica de la playa sumergida.		
S	Relación entre el peso específico del sedimento y el del fluido.		
Y	Longitud del saliente formado a resguardo del dique exento.		
Respuesta	Tipo de respuesta inducida en la costa (tómbolo, saliente, respuesta limitada/nula)		
Parámetros relacionados con la dinámica litoral			
d_{sa}	Profundidad litoral calculada a partir de la fórmula de Hallermeier (1983). $$d_{sa} = \frac{2{,}9 \cdot H_{12}}{\sqrt{(S-1)}} - \frac{110 \cdot H_{12}^2}{(S-1) \cdot g \cdot T_s^2}$$		
d_c	Profundidad de cierre calculada a partir de la fórmula del CUR. ($d_c = 2 \cdot d_{sa}$)		
X_{sa}	Ancho de la franja litoral o zona *surf*. ($X_{sa} = d_{sa} / m_t$)		
NI_0	Número de Iribarren en aguas profundas, que relaciona la pendiente media de la playa con el peralte del oleaje en profundidades indefinidas. $$NI_0 = \frac{m_t}{\sqrt{\frac{H_{12}}{L_0}}}$$		
NI_d	Número de Iribarren a pie de dique, que relaciona la pendiente media de la playa con el peralte del oleaje a la profundidad en la que se encuentra el dique exento. $$NI_d = \frac{m_t}{\sqrt{\frac{H_{12}}{L_d}}}$$		

Tabla 3. Monomios adimensionales considerados en la investigación.

Monomios adimensionales relacionados con las características del dique	
B/X	**Factor geométrico del dique** o ratio entre la longitud del dique exento (B) y su distancia inicial a la línea de orilla (X).
Monomios adimensionales relacionados con las características del entorno	
H_{12}/L_0	**Peralte del oleaje en aguas profundas**, donde H_{12} es la altura de ola significante excedida doce horas al año en régimen medio y L_0 es la longitud de onda del oleaje en aguas profundas calculada con el periodo significante del oleaje (T_s).
H_{12}/L_d	**Peralte del oleaje a la profundidad a la que se encuentra el dique**, donde H_{12} es la altura de ola significante excedida doce horas al año en régimen medio y L_d es la longitud de onda del oleaje a pie de dique calculada con el periodo significante del oleaje (T_s).
NI_0	**Número de Iribarren en profundidades indefinidas**, que relaciona la pendiente media teórica de la playa (m_t) con la raíz cuadrada del peralte del oleaje en aguas profundas (H_{12}/L_0)
NI_d	**Número de Iribarren a pie de dique**, que relaciona la pendiente media teórica de la playa (m_t) con la raíz cuadrada del peralte del oleaje a la profundidad en la que se encuentra el dique exento (H_{12}/L_d).
X/X_{sa}	**Factor de posición del dique** o ratio entre la distancia inicial a la línea de orilla del dique exento (X) y el ancho de la franja litoral o zona *surf* (X_{sa}), en la que tiene lugar la mayor parte del transporte longitudinal de los sedimentos.
d/d_{sa}	**Factor de profundidad del dique** o ratio entre la profundidad a la que se encuentra ubicado el dique exento (d) y la profundidad límite litoral (d_{sa}). Con ellos se buscaba relacionar la posición de la obra con la dinámica litoral.
Y/B	**Factor geométrico del saliente** o ratio entre la longitud del saliente formado a resguardo del dique exento (Y) y la longitud de la estructura (B).
Y/X	**Factor de posición del saliente** o ratio entre la longitud del saliente formado a resguardo del exento (Y) y la distancia inicial del dique a la línea de orilla (X).

3. El tercer y último paso de la metodología de trabajo consistió en la búsqueda de relaciones entre el factor geométrico del dique (B/X) y el resto de monomios adimensionales, y el ajuste de funciones entre los monomios para los que se encontrase algún tipo de relación utilizando el método de los mínimos cuadrados.

RESULTADOS

De entre los casos estudiados sólo se obtuvieron resultados claros en las relaciones entre: B/X y NI (tanto NI_0 como NI_d); B/X y Y/X; B/X y X/X_{sa}. El análisis de dichos resultados condujo a la propuesta de un método de diseño con el que se consigue el objetivo principal de la investigación, y que hace uso de las relaciones encontradas entre los monomios anteriores. Se trata de un método que consta de cinco pasos, y que se puede aplicar una vez conocidos los datos de partida del problema y fijada la respuesta de la costa que se desea obtener.

El método de diseño propuesto exige, previamente:

1. Asumir que es aplicable al diseño de un dique exento aislado, rectilíneo y sensiblemente paralelo a la costa, de baja cota de coronación (francobordo entre -0,5 y 2 m) y de estructura permeable con sección granular homogénea o tipo Ahrens.
2. Seleccionar para la ubicación del dique exento un tramo de costa abierto, no afectado por la presencia de ninguna otra obra o elemento natural que influya en las características del oleaje incidente distorsionándolo.
3. Conocer, como datos de partida relativos al lugar de emplazamiento de la obra, previamente estudiados y calculados, los relacionados con el clima marítimo local, la playa, el material sedimentario y la dinámica litoral, expuestos en la Tabla 2.
4. Fijar la respuesta de la costa que se desea obtener (tómbolo, saliente o respuesta limitada).
5. Considerar una aportación artificial de sedimentos, estable conforme a las características de la dinámica litoral local, en caso de que el transporte neto real existente en el tramo de estudio sea menor que el transporte potencial de sedimentos, con el fin de garantizar la formación de la respuesta esperada en la costa y reducir los efectos de la erosión en las playas limítrofes con el tramo en el que se va a actuar.

Una vez verificadas todas las premisas y condiciones anteriores, los pasos a seguir serían los siguientes:

PASO 1

Comprobar, a modo de recomendación previa, si se está en un caso en el que el peralte del oleaje en profundidades indefinidas no supera el valor de 0,034. En caso de superarse ese valor no se recomienda el uso de las gráficas propuestas en la metodología porque se estaría fuera del rango de valores obtenidos con los datos de origen para los que se garantiza la aplicabilidad del método.

PASO 2

A partir de la gráfica de la Figura 1 y del dato del Número de Iribarren en aguas profundas, obtener un primer intervalo de valores posibles del factor geométrico (*B*/*X*) del dique exento que se quiere diseñar, para los cuales es esperable una respuesta significativa de la costa. Con este paso se están vinculando las características geométricas básicas del dique exento a las características climáticas y morfológicas del emplazamiento.

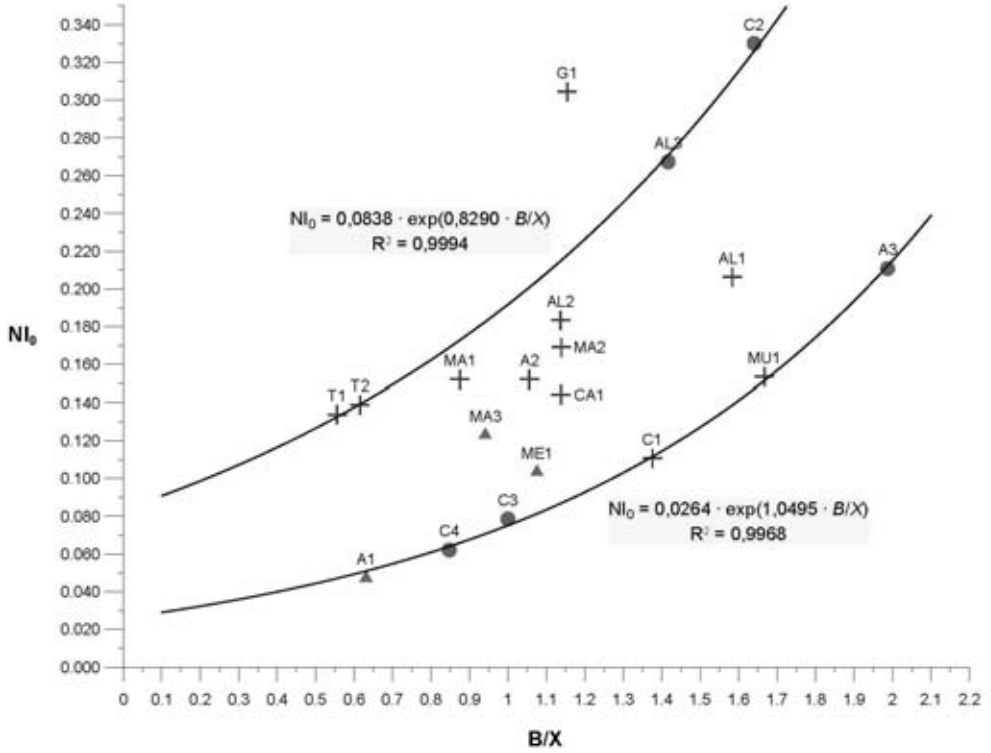


Figura 1. Relación entre el Número de Iribarren en profundidades indefinidas y el factor geométrico del dique.

PASO 3

En función de la magnitud de la respuesta que se quiere inducir en la costa, afinar el rango de valores posibles para el factor geométrico a partir de los resultados obtenidos en la gráfica de la Figura 2, que relaciona el factor geométrico del dique exento (*B*/*X*) con el factor de posición del saliente generado (*Y*/*X*), siendo *Y* la magnitud del saliente emergido formado a resguardo del dique exento y medido desde la línea inicial de orilla. Esto es:

- Tómbolo — *B*/*X* > 1,67 (en todo caso *B*/*X* > 0,85)
- Hemitómbolo
  - Saliente bien desarrollado (*Y*/*X* > 0,5) — *B*/*X* ϵ [1’14 , 1’67]
  - Saliente poco desarrollado (*Y*/*X* < 0,5) — *B*/*X* ϵ [0’56 , 1’14]

De este modo se están vinculando las características geométricas básicas del dique exento a la respuesta que se quiere inducir en la costa tras su construcción.

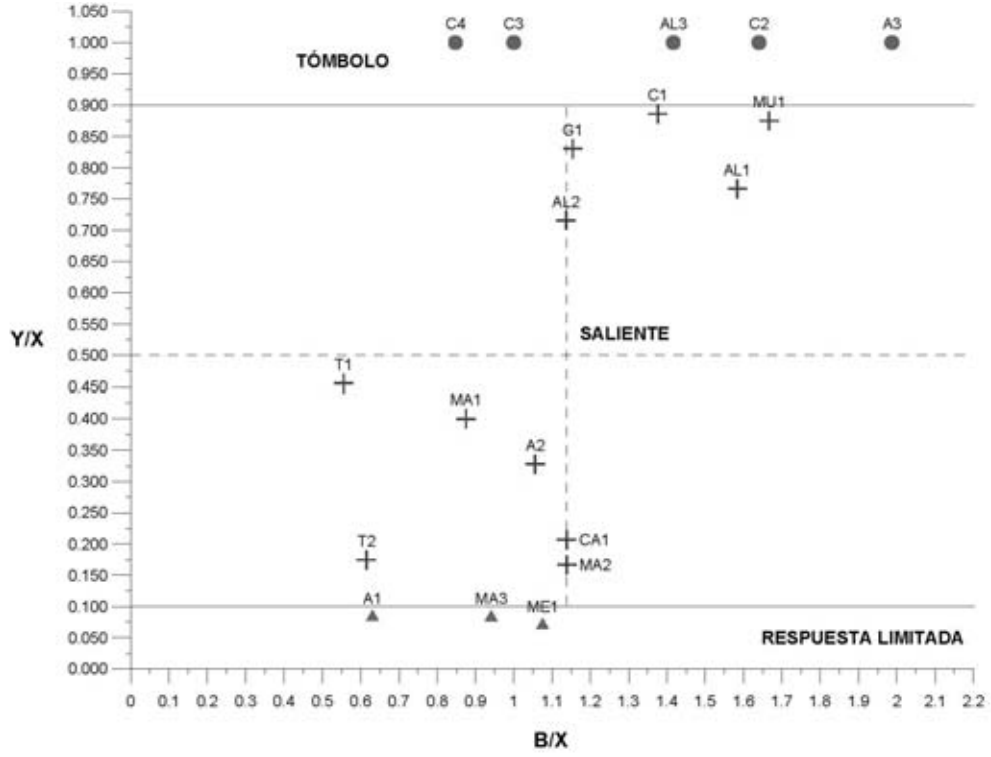


Figura 2. Relación entre el factor de posición del saliente formado y el factor geométrico del dique exento.

PASO 4

A partir de la gráfica de la Figura 3 y teniendo en cuenta el intervalo estimado de posibles valores para el factor geométrico B/X obtenido en los pasos anteriores, se fijaría la posición relativa del dique exento con respecto a la línea de rompientes (X/X_{sa}). De esta forma se estaría tomando la decisión de situar el dique en la zona litoral o activa del perfil de playa (si la profundidad a pie de dique, es menor que la profundidad litoral: $X<X_{sa}$ y $d<d_{sa}$), en la zona de transición o asomeramiento (si la obra exenta se encuentra entre la profundidad activa y la de cierre: $d_{sa}<d<d_c$), o en profundidades mayores (profundidades *offshore* si se supera el punto neutro o la profundidad de cierre: $d>d_c$).

Asimismo, fijado el valor de X/X_{sa}, se estaría en disposición de determinar el valor del factor geométrico del dique exento (B/X) y el de la distancia de la estructura a la línea inicial de orilla (X). Con este último se calcularía el valor de la longitud del dique exento (B).

En este paso se estarían relacionando las características geométricas básicas del dique exento con las de la dinámica litoral local.

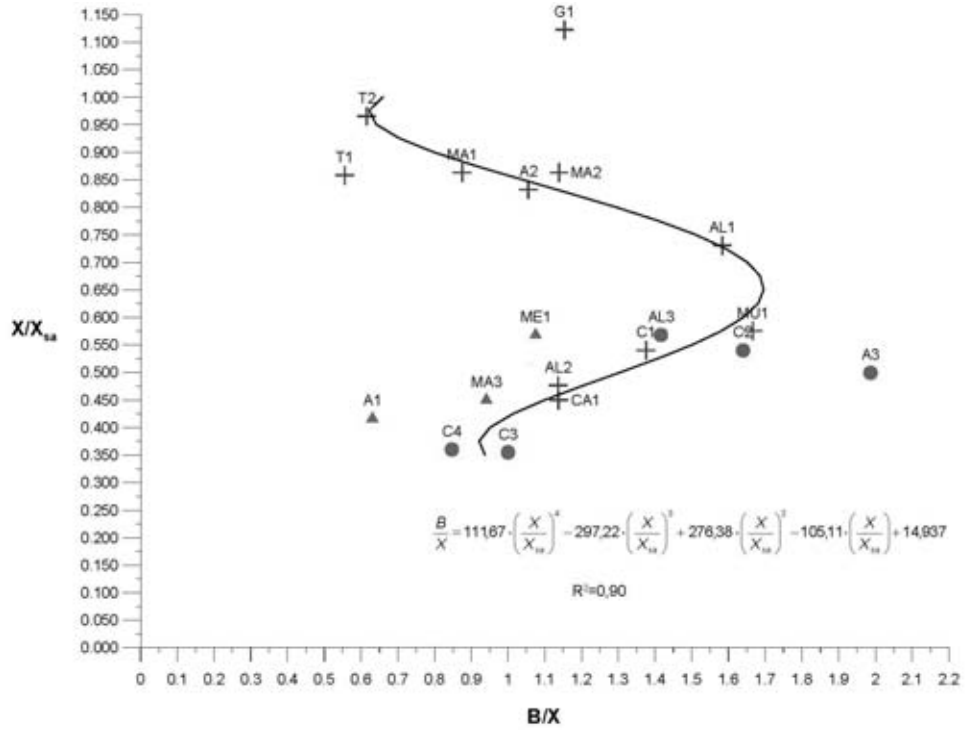


Figura 3. Relación entre el factor de posición y el factor geométrico del dique exento.

PASO 5

Con la gráfica de la Figura 4, y a partir del dato del Número de Iribarren a pie de dique, se comprobaría si el valor del factor geométrico del exento se encuentra dentro del rango de valores obtenidos con los datos de origen.

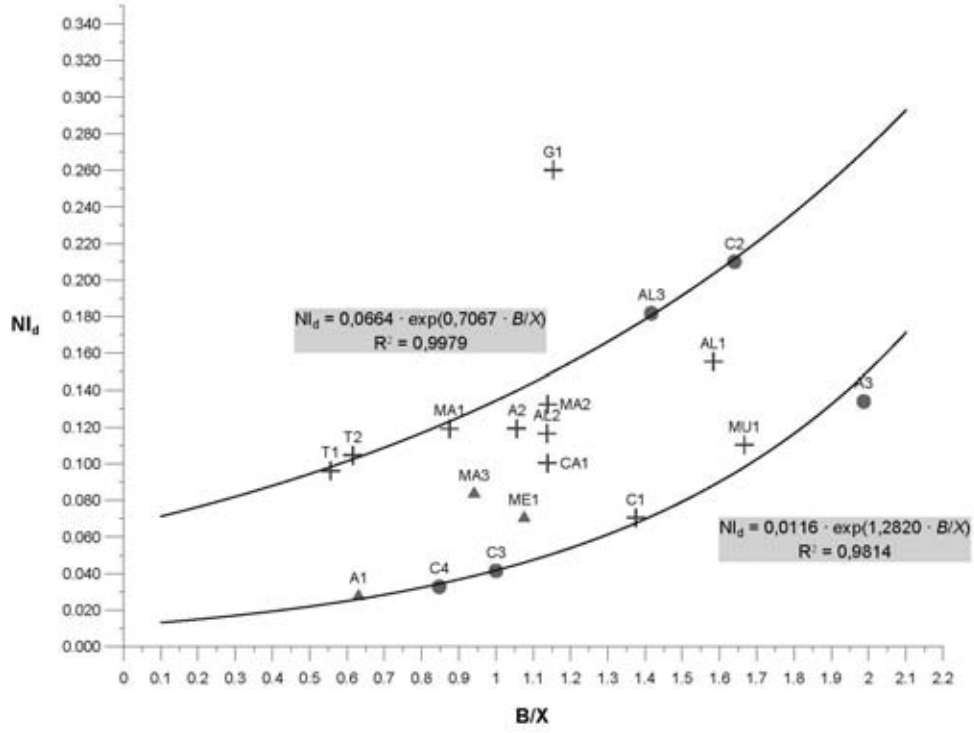


Figura 4. Relación entre el Número de Iribarren a pie de dique y el factor geométrico del exento

CONCLUSIONES

La investigación llevada a cabo concluye con la propuesta de un método de diseño de diques exentos que responde a los objetivos planteados inicialmente, si bien es fundamental llamar la atención sobre su aplicabilidad limitada, la cual se debe al origen de los datos empleados. Dado que el método se basa en unas gráficas de diseño ajustadas a datos reales de diques existentes en un determinado lugar (litoral mediterráneo español), éste sólo será válido desde un punto de vista cuantitativo para casos en los que las condiciones de contorno (climáticas y geomorfológicas) puedan asemejarse a las de los casos de origen. Es por ello que se recomienda seguir investigando y ampliar la muestra con datos procedentes de ensayos con modelo físico y modelo numérico, o con diques de otros lugares del mundo, con el fin de mejorar el ajuste de las funciones obtenidas y generalizar la aplicabilidad del método.

BIBLIOGRAFÍA

Bricio, L., Negro, V. y Diez, J.J. 2008. Geometric detached breakwater indicators on the Spanish Northeast Coastline. Journal of Coastal Research, Vol. 24, No. 5, (pp. 1289-1303). ISSN 0749-0208.

Chasten, M.A., Rosati, J.D., Mccormick, J.W. y Randall, R.E. 1993. Engineering Desing Guidance for Detached Breakwaters as Shoreline Stabilization Structures. Technical Report CERC-93-19. Vicksburg (Mississippi): U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center.

Herbich, J.B. (ed.) 2000. Handbook of Coastal Engineering. Nueva York: McGraw-Hill, Chapter 5.

Silvester, R. y Hsu, J.R.C. 1997. Coastal Stabilization. World Scientific; Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 14, Capítulo 4.2.

Peña, J.M. de la y Sánchez, F.J. 2008. Estudio de directrices para el diseño de diques exentos en las costas españolas. Informe Final. Madrid: 22-407-5-135, junio 2008. 114 p. Informe técnico del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), para el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Secretaría General del Mar, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.

NUEVO PANTALÁN DECAL ESPAÑA PARA BUQUES TANQUE EN EL PUERTO DE HUELVA

A. Capote; E. Bellido; C. Enamorado; F. Fernandez; V. Rodriguez; E. Aragoneses.

INTRODUCCIÓN

En la presente comunicación se presentan los trabajos de ejecución la construcción del frente de atraque y puente de acceso del Nuevo Pantalán DECAL, recientemente terminado, en el Puerto de Huelva.

Las obras consisten en la construcción de un nuevo frente de atraque, en el Puerto Exterior de Huelva, para satisfacer la demanda futura en el Pantalán de DECAL. Dicho pantalán se diseña para el atraque de buques de capacidad comprendida entre 6.000 y 50.000 TPM.

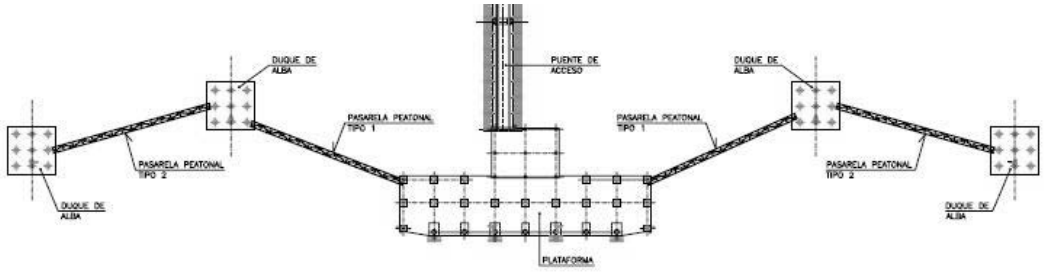


Figura 1. Planta nuevo pantalán DECAL España.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS

El frente de atraque se mantiene en línea con el antiguo pantalán que tiene DECAL en el puerto de Huelva. Esto implica que la plataforma esté unos 100 m por delante de la línea de costa. La distancia entre las alineaciones exteriores de ambos pantalanes es de 280 m, aproximadamente, teniendo el pantalán a construir un calado en la fosa de atraque de 13 m.

Plataforma de atraque.

La plataforma de carga consta de dos niveles, el primero de ellos a cota +6.50 m de dimensiones 63.10 x 15.00 m en su parte más alargada y de 17.20 x 12.60 m en su parte posterior. Sobre esta, se ubica una plataforma superior de 17.20 x 11.65 m a cota +9.40 m.

Figura 2. Vista aérea de la Plataforma de atraque

La plataforma inferior apoya sobre 34 pilotes de hormigón armado con camisa metálica perdida de 1.20 m de diámetro. Sobre dichos pilotes se colocan unos capiteles o encepados prefabricados de hormigón armado de 1.70 x 1.70 x 1.10 m. Dichos capiteles dispondrán de armaduras pasantes, de forma que, una vez hormigonada la unión pilote–capitel, estos trabajen como si fueran un mismo elemento.

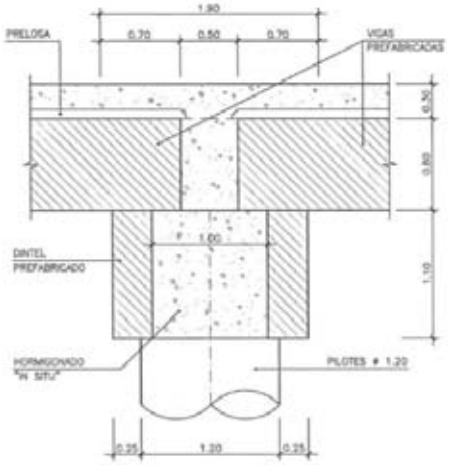


Figura 3. Plataforma de atraque. Detalle del capitel.

Sobre los capiteles, apoyan vigas prefabricadas de hormigón armado de sección 0.50x 0.80 m y longitud variable que sirven de apoyo a las losas alveolares que trabajarán como encofrado perdido de la losa definitiva, de 25 cm de espesor. Una vez colocadas las vigas prefabricadas y las losas alveolares, se hormigona toda la superficie de la plataforma hasta formar una losa continua de 0.25 metros de canto. Las zonas de unión de los pilotes con las vigas se hormigonan de forma que estos trabajen como si estuvieran empotrados en cabeza.

De los nueve pilotes traseros, parten otros tantos pilares que se encargan de soportar la plataforma superior. Dicha plataforma se construirá de la misma forma que la

inferior, mediante vigas y losas alveolares funcionando como encofrado perdido de la losa hormigonada “in situ”.

Duques de alba de amarre.

Para el amarre de los buques se disponen, además de los ganchos ubicados en la plataforma, cuatro duques de alba de 12.00 x 12.00 m apoyados sobre 9 pilotes de hormigón armado con camisa metálica perdida de 1.20 m de diámetro y 22.50 m de longitud.

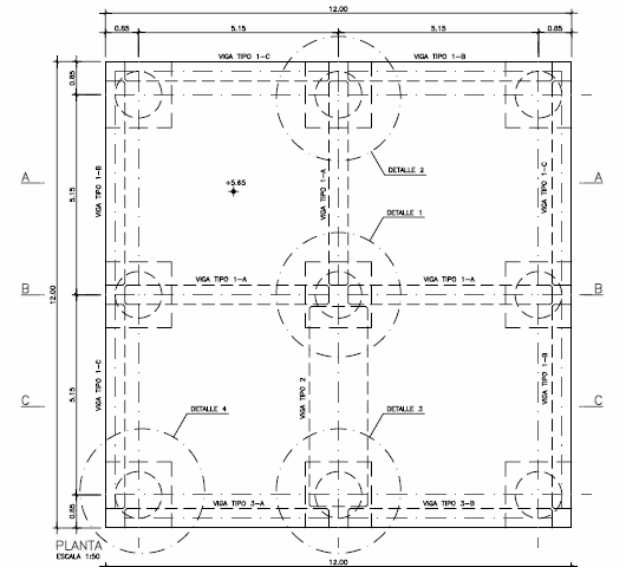


Figura 4. Duques de alba. Geometría.

Al igual que en la plataforma de atraque, también sobre las cabezas de los pilotes de los Duques de Alba se apoyan unos capiteles prefabricados de hormigón armado de 1.70x1.70x1.10 m hormigonándose, posteriormente, la unión capitel–pilote.

Por encima de los capiteles se colocan unas vigas prefabricadas de hormigón armado de 5.35 x 0.50 x 0.80 m, excepto la viga en la que se ancla el gancho de escape rápido que tiene unas dimensiones de 5.35 x 1.50 x 0.80 m. El tablero de los duques de alba es de hormigón armado de 0.25 m de canto sobre un encofrado perdido de losas alveolares.

Pasarela de acceso a la plataforma de atraque.

La unión entre la plataforma de atraque de los barcos y las instalaciones en tierra se realiza por medio de una pasarela de hormigón de 108 m de longitud total distribuidos en cuatro vanos de 27 metros cada uno. Cada uno de lo vanos está formado por dos vigas prefabricadas de sección doble T de 1.40 m de canto, sobre las que se construye la losa de la pasarela de 20 cm de canto total mediante una prelosa colaborante de 7 cm de espesor. En dicha losa se anclan los perfiles HEA-300 que

sirven de apoyo al rack de tuberías que va hasta la plataforma de atraque. Dichos perfiles se colocan cada cinco metros a lo largo de todo la pasarela.

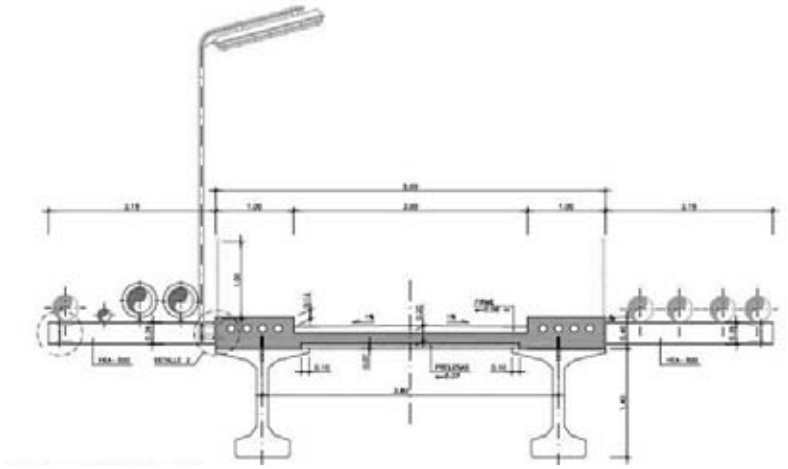


Figura 5. Pasarela de acceso. Sección tipo.

Las vigas que conforman el tablero se apoyan sobre unos pilotes de 1.00 m de diámetro y longitud variable unidos en cabeza mediante un encepado de 5.15 x 1.475 x 0.80 m.

Pasarelas peatonales.

Para el tránsito de la plataforma de atraque a los Duques de Alba se construyen cuatro pasarelas metálicas de unos 41 m de longitud.

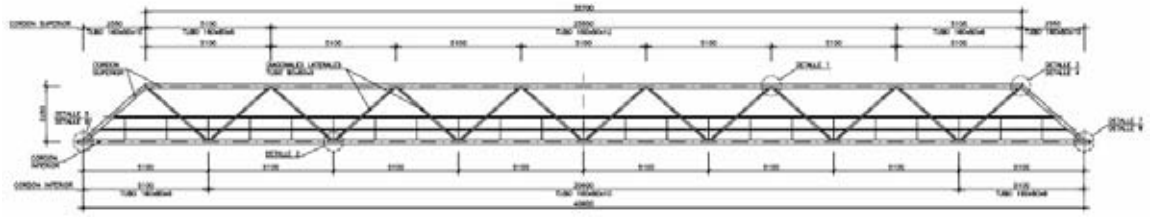


Figura 6. Pasarela longitudinal. Alzado

La estructura es una cercha triangulada metálica isostática de un vano de casi 41 m de longitud, un ancho de plataforma de 1.40 m, y una altura de 2.55 m. La estructura está formada por perfiles rectangulares y cuadrados huecos. Los cordones superior e inferior están constituidos por tubos de 80 mm de ancho y 160 mm de canto, mientras que en las diagonales son tubos cuadrados de 80 mm de lado. La estructura está dividida en 8 triangulaciones de 5.10 m de longitud. Las cerchas inferior y superior están igualmente trianguladas. Como plataforma de la estructura de paso se dispone una superficie metálica del tipo trámex.

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DEL EMPLAZAMIENTO

La documentación de índole geológico-geotécnica disponible en el emplazamiento de las obras, corresponde a la contenida en los diversos estudios geotécnicos realizados por varias empresas: INTECSA, CAPESA, GOC, en fechas comprendidas entre los años 1994 y 2007. Así, en lo que a datos geotécnicos se refiere, se cuenta con un total de:

- INTECSA: 3 sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo de longitudes variables entre 15 m y 20,0 m. Y de 7 ensayos de penetración dinámica tipo Borros hasta Rechazo, que se alcanzó a profundidades variables entre 4,5 m y 8,8 m.
- CAPESA: 8 sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo de 3,0 m de longitud cada uno.
- GOC: 2 sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo de 30,0 m de longitud cada uno. También se cuenta con 5 sondeos mediante vibrocorer de longitudes variables entre 1,5 m y 2,4 m.

En resumen, a partir de la información geológico-geotécnica disponible que se incluye en los estudios geotécnicos de INTECSA, CAPESA y G.O.C., se propuso la adopción del siguiente perfil estratigráfico y parámetros geotécnicos medios en la implantación del nuevo pantalán de prevista construcción:

RESUMEN DE GRUPOS GEOTÉCNICOS (espesores y parámetros medios)				
Nivel geotécnico	**Espesor medio (m)**	**Golpeo SPT**	**Ángulo Rozamiento ø' (º)**	**Cohesión C' (kg/cm^2)**
A	1,5	< 5	0	0,0
B	3,0	10	30-33	0,0
C	Variable	30	33-35	0,0
D	a partir de -18,0	50	35-38	0,0

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.

Pilotes.

La tipología adoptada consiste en pilotes de hormigón armado de 1.0-1.2 m de diámetro excavados al abrigo de una entubación de camisa de chapa metálica perdida de 8 mm de espesor.

La inca de los mismos se realiza mediante vibrohincado, llevándose el pilote hasta la cota de proyecto o, en su defecto, hasta rechazo.

Figura 7. Colocación de entubación mediante vibrohincador

Dada la variabilidad en el puerto de Huelva en la mayoría de los pilotes no se llegó hasta la cota de cimentación prevista en el proyecto base, dando siempre rechazo (con rotura de la camisa en la zona de contacto con las mordazas del vibrohincador) por encima de la cota prevista de cimentación.

Esto requiere una comprobación de los pilotes con la cota de píe real obtenida durante la ejecución. Para ello se dispone de un geotécnico en obra que testifica el material obtenido durante el vaciado de los pilotes.

Con esos datos se procede al recálculo tanto a hundimiento como a rotura horizontal de los pilotes pésimos en cada estructura con el terreno real que están atravesando. En el caso de que no se cumpla con algunos de los requisitos marcados por la ROM 0.5-05, se procede al rehincado del pilote en cuestión mediante excavación del terreno existente por debajo de la punta.
El vaciado de los pilotes se realiza en primer lugar mediante cuchara bivalva, pero dadas las dificultades para atravesar las capas arenosas se decide cambiar de método, pasando a realizarse mediante hélice.

Terminada la perforación del pilote y la limpieza de su punta, se procede a la puesta en obra de la armadura. Estas se preparan, en el área destinada a tal efecto en la plataforma de trabajo del tajo, junto al cantil de escollera, formando un conjunto solidario, llamado “jaula”, con las longitudes definidas en los planos, en función de la longitud del pilote.

La colocación de la armadura de los pilotes se realizó mediante la propia grúa utilizada por el equipo de perforación montada sobre pontona.

Figura 8. Colocación de la armadura del pilote desde la pontona

Una vez colocadas las armaduras se procede al hormigonado del pilote, dejando transcurrir el menor tiempo posible entre ambas operaciones.

Como es habitual, el hormigonado del pilote se ha realizado de forma ascendente desde la punta del pilote hasta su coronación, con la ayuda de la tubería de hormigonar (tubo “tremie”) que se compone de varios tramos roscados. Este tubo tremie se coloca centrado en el pilote y hasta el fondo de la excavación, antes del comienzo del hormigonado, y después se iza ligeramente, sin exceder un valor equivalente al diámetro del tubo. La tubería lleva en cabeza una tolva para la recepción del hormigón. El conjunto se suspende con ayuda de una grúa auxiliar. El tubo tremie utilizado fue de Ø250 mm de diámetro.

Para el hormigonado se ha empleado una bomba estática en tierra con tubería flotante de Ø125 de acero hasta una distancia máxima de 125 m. No obstante, cuando se ha necesitado más longitud, se ha realizado el bombeo con autobomba de hormigón puesta en serie con la bomba estática o con otra autobomba.

Figura 9. Hormigonado del pilote mediante bomba estática desde cantil en tierra y autobomba en pontona

El hormigonado se ha realizado de forma continua. Durante el llenado, se fue levantando la tubería, y a medida que era necesario se fueron desenroscando tramos de la misma, manteniéndola constantemente dentro de la masa de hormigón en la longitud mínima antes indicada. La colocación del hormigón se realizó en el menor tiempo posible, y asegurando un suministro continuo de camiones, lo que permitió evitar problemas de obturaciones en la tubería de hormigonado y de falta de continuidad en la masa del hormigón.

Por último, citar que, se comprobó que al acabar el hormigonado el extremo superior del pilote se mantenía en el nivel de la camisa perdida (sin pérdidas) y, dentro de ella, el hormigón sano, sin contaminación de restos de suelo.

Vigas y capiteles.

Tanto las vigas como los capiteles que conforman la plataforma y los duques de alba se realizan los prefabricados en obra, colocándose en la estructura una vez hormigonados y comprobados los pilotes.

Los capiteles que sirven como anclaje para las defensas de la plataforma, también debido a su elevado peso, se fabrican en dos partes, dándole continuidad gracias a la armadura del pilote que queda embebida en el capitel.

No obstante, y para dar continuidad a los dos anillos que conforman el capitel, se dejan 18 esperas Φ32 de conexión entre ellos,

Una vez colocados los capiteles sobre las cabezas de los pilotes, se procede a la colocación de las vigas prefabricadas, a las que se les habrán dejado barras de espera que enlazarán con las que se han embebido en los capiteles durante el hormigonado de los mismos. De esta forma se consigue un nudo perfectamente rígido en la unión pilotes-vigas.

Figura 10. Plataforma de atraque. Vigas prefabricadas de hormigón armado sobre los capiteles

Así mismo, y para conseguir una continuidad vigas-losa, se dejan esperas en la cara superior de las vigas.

Losa.

Una vez colocado el entramado de vigas tanto en la plataforma de atraque como en los duques de alba, se procede a la ejecución de la losa definitiva. Para ello nos servimos de unas prelosas alveolares que servirán de encofrado perdido.

Figura 11. Colocación de losas alveolares funcionando como encofrado perdido de la losa hormigonada "in situ".

Las losas alveolares no están conectadas de ninguna forma con la losa definitiva. Por otra parte, la colocación de las prelosas presenta discontinuidades en sentido perpendicular a la línea de atraque (juntas entre prelosas), no trabajando de igual

forma en las dos direcciones principales de la estructura. Debido a esto, y a que la estructura va a estar sometida a esfuerzos horizontales muy importantes, en muchos casos provocando torsiones en la estructura, se decide no contar con la posible colaboración de las losas alveolares a la hora de dimensionar tanto la plataforma como los duques de alba.
Si bien en edificación es muy normal tomar las losas alveolares como elementos estructurales, también es cierto que en ese tipo de estructuras las fuerzas predominantes son las verticales, por lo que la construcción trabaja de forma totalmente distinta de cómo lo va a hacer la plataforma en cuestión.

Una vez colocadas las prelosas, se procede a la colocación del armado de la losa definitiva de 25 cm de espesor y al hormigonado le la misma.

Esta losa se une a las vigas del pantalán mediante las esperas colocadas en la cara superior de las mismas, quedando una estructura totalmente continua.

Pasarelas metálicas.

Las pasarelas metálicas se construyen en el parque de prefabricados de la obra, colocándose, una vez ejecutados los duques de alba y la plataforma de atraque, en su posición definitiva mediante grúa de celosía sobre pontona.

Figura 12. Colocación de la pasarela metálica

AGRADECIMIENTOS

Los autores de esta ponencia quieren expresar su agradecimiento a los responsables de las obras de DECAL que, en todo momento, nos impulsaron a llevarlas a buen término. Igualmente, quisieran expresar su reconocimiento al personal técnico y a los equipos humanos de las empresas que han intervenido en toda la obra.

Tema: Obras y Estructuras Marítimas

OBRAS DE ABRIGO Y ATRAQUE DEL REAL CLUB NÁUTICO DE VALENCIA

D. Yagüe[1]

[1]. Construcciones y Estudios, S.A. Gerencia Marítima. C/J.J. Dominé nº 6 Pta.5 CP 46011 Valencia (dyague@cyes.es)

INTRODUCCIÓN. ANTECEDENTES

En 2002, la Autoridad Portuaria de Valencia, a través de su Consejo de Administración, prorroga la concesión concedida al Real Club Náutico de Valencia por el Consejo de Ministros en el año 82, por un plazo de 23 años a partir de la fecha de finalización de la primitiva concesión, con lo que el plazo concesional finalizará en el año 2030.

Las Obras de Ampliación del Real Club Náutico de Valencia ejecutadas por cyes comenzaron en el mes de abril del año 2006 finalizando las mismas en marzo de 2.007. Su objetivo era ganar 312.272 m^2 de aguas abrigadas y 25.521 m^2 de tierra.

Figura 1. Fotografía aérea de la ubicación del Real Club Náutico de Valencia adosado al Dique Príncipe Felipe de la Ampliación Sur del Puerto de Valencia y frente a la desembocadura del río Túria

Existían diferentes condicionantes tales como la estabilidad de la playa adyacente (playa de Pinedo), presencia de un emisario submarino y desembocadura del río Turia, que influyeron como condiciones de contorno en la solución adoptada en aspectos como alineación de los diques y limitación de la superficie abrigada. Estos condicionantes técnicos y ambientales unidos a los económicos, al tratarse de inversión privada y a la celebración de la 32nd Copa América desembocaron en un reestudio de la planificación de las obras así como la búsqueda de alternativas que mejoraran el plazo.

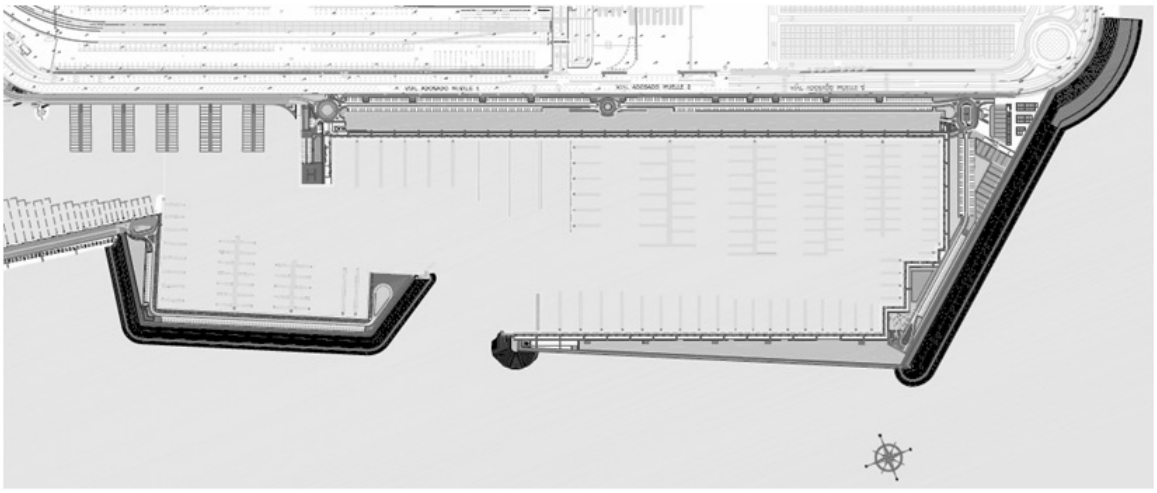


Figura 2. Vista en planta de las obras

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Obras de abrigo: se ejecutaron tres diques de abrigo, uno de tipología vertical y dos en talud, procediéndose también al desmontaje del manto principal de bloques de hormigón de 30 y 50 Tn del dique sur del Puerto de Valencia, así como el desmontaje total del contradique de la antigua bocana del Real Club Náutico de Valencia.

Figura 3. Ejecución del Dique de Abrigo en Talud

Figura 4. Ejecución del Dique de Abrigo Vertical

Figura 5. Desmontaje del contradique RCNV

Las principales modificaciones realizadas en el reestudio de la alineación en talud se orientaron en el reaprovechamiento de los bloques de hormigón, recuperados del dique sur del Puerto de Valencia, en el manto principal del nuevo dique en talud. Se garantizó la estabilidad del dique parcialmente desmontado al empezar dicho desmontaje al abrigo del nuevo dique reestudiando la sección éste, en su fase de construcción (vida útil=3meses), modificando así los filtros primario y secundario acordes a las nuevas solicitaciones.

Figura 6. Recuperación de bloques del Dique Sur del Puerto de Valencia

Obras de amarre y atraque: se ejecutaron 2.200 m de muelle cuya sección tipo está formada por un cajón monocelda prefabricado de hormigón armado, cimentado a la cota -6,00 sobre una banqueta de escollera, sobre un estrato de arenas densas con tramos cementados, previo dragado del estrato de arenas limosas sueltas con arcillas fangosas.

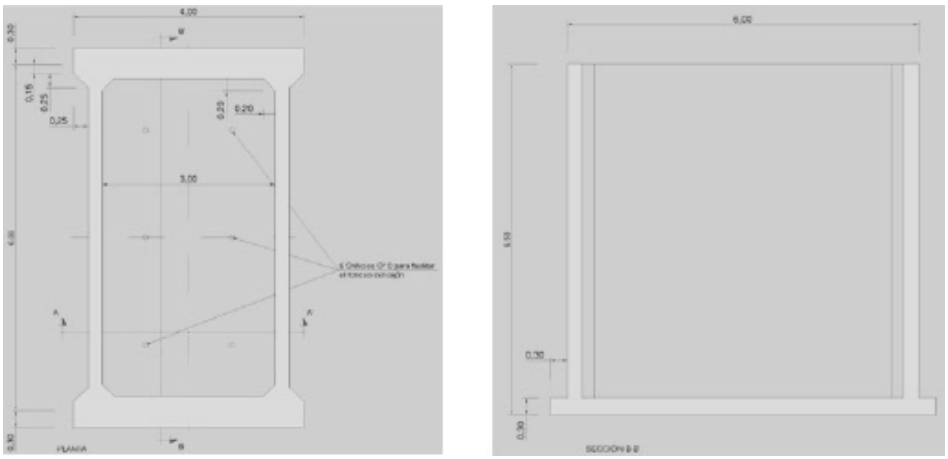


Figura 7. Sección Tipo muelle cajón monocelda

De entre las ventajas que supuso esta tipología de muelles propuesta desde la obra cabe enumerar tanto un ahorro económico, como un aumento en los rendimientos mejorando así los plazos iníciales, al combinar una parte muy importante de la ejecución por vía marítima, independizándola totalmente de la parte terrestre para ejecución de superestructuras, instalaciones y urbanización.

Ante la no existencia de superficie de tierra disponible inicialmente para las instalaciones de obra, se ejecutaron obras auxiliares para dotar a la obra principal de explanada de fabricación de cajones y cargaderos para vertido de escolleras sobre gánguiles y carga y descarga de bloques de hormigón sobre pontona.

Figura 8. Explanada para la fabricación de cajones

Al tratarse de una instalación náutico-deportiva se ejecutaron un total de 400 m de pantalanes fijos sobre pilotes para los barcos de esloras superiores a 60 m, 2.296 m^2 de pantalanes flotantes de hormigón armado junto a 3.465 m de fingers para barcos deportivos de esloras comprendidas entre 25 y 60 m.

Figura 9. Pantalanes fijos

Figura 10. Pantalanes fijos finalizados

Obras de urbanización e instalaciones: se ejecutaron a su vez las obras para dotar al puerto tanto del equipamiento portuario, como de las instalaciones de agua, energía eléctrica, telefonía y línea de datos, así como la urbanización de la zona de tierra ganada al mar, junto con la ejecución simultánea de un parking 20.000 m^2, cimentado en los rellenos sobre una losa de hormigón armado, con pilares de hormigón y forjado bidireccional.

Figura 11. Parking

NUEVO ACCESO AL MUELLE DE MALIAÑO

R. Suárez

División de Oficina Técnica. Departamento de Infraestructura e Ingeniería Portuaria. Autoridad Portuaria de Santander. Muelles de Maliaño s/n, 39009 Santander. rsuarez@puertosantander.com

INTRODUCCIÓN

El Puerto de Santander ha experimentado un progresivo crecimiento a lo largo del tiempo desde los Muelles de Maliaño, próximos a la ciudad, hacia los Muelles de Raos, más alejados de la misma.

En la actualidad los muelles de la Margen Norte y los Muelles de Maliaño están destinados a la carga y descarga de graneles sólidos y mercancías Ro-Ro. Para su transporte terrestre se emplea tanto la carretera como el ferrocarril. En ambos casos se pasa por el barrio de Castilla-Hermida, uno de los más densamente poblados de la ciudad, con el consiguiente aumento de la congestión del tráfico y de las molestias ambientales para los vecinos, al sumarse al tráfico local y de entrada a la ciudad, y riesgo para la seguridad de los peatones y conductores.

Figura 1. Vista aérea de la dársena de Maliaño, en la que se indica el antiguo trazado de las vías, rodeando la dársena (rojo) y el nuevo trazado (verde)

La Autoridad Portuaria de Santander decidió realizar una conexión directa entre los muelles de Maliaño y los de Raos que permitiera desviar el tráfico pesado del barrio de Castilla-Hermida y que por otro lado proporcionase un incremento del rendimiento en el tráfico interior del propio Puerto.

La obra ha sido financiada a partes iguales por el Gobierno de Cantabria, el Ayuntamiento de Santander y Puertos del Estado, además de por la propia Autoridad Portuaria de Santander.

DEFINICIÓN DE LA OBRA

Los autores del proyecto han sido los ingenieros D. Julio Martínez Calzón y D. Ginés Ladrón de Guevara Méndez del Estudio de Ingeniería MC2. La obra ha sido ejecutada por la empresa constructora FCC.

El diseño de la obra persigue lograr una economía ajustada, una ejecución sencilla dentro de su complejidad y una estética sobria que no altere el entorno donde se ubica.

Figura 2. Vista aérea del puente en posición abierta

El nuevo acceso consiste en un puente que salva la dársena de Maliaño, para carretera y ferrocarril, con 2 vanos fijos laterales con luces aparentes de 84 m cada uno y un tramo practicable central de 72 m de luz, que facilita el paso del tráfico marítimo-pesquero que se realiza en su interior.

La plataforma del tablero presenta una anchura total de 15 m de los cuales los 1,88 m centrales corresponden a la zona destinada para la vía férrea; 3,81 m a cada lado de dicha vía constituyen las calzadas del tráfico automóvil completadas a uno y otro lado con una anchura de 0,50 m para la disposición de las defensas laterales de tráfico. Al exterior de las mismas se sitúan sendas aceras peatonales de 2,25 m de anchura rematadas por las correspondientes barandillas de protección exterior.

La tipología general del puente es de tablero superior, constituido por una sección transversal en cajón trapecial, de canto ligeramente variable entre el máximo de 4,30 y 4,23 m en las zonas de los apoyos y entregas de ambos sistemas en los recintos de maquinaria y el mínimo de 2,50 y 2,43 m, considerados en la clave del vano móvil y los extremos de los vanos de acceso.

Figura 3. Vano basculante en posición cerrada

La pieza cajón trapecial tiene una anchura de la base inferior de 7,00 m y superior de 10 m, que se extiende a ambos lados con voladizos de 2,50 m para completar la anchura total de 15 m antedicha.

La pieza cajón presenta cuatro almas; dos exteriores, de inclinación variable para acoplarse a la variación del canto de la pieza cajón, manteniendo la posición en planta de las esquinas superiores e inferiores del trapecio; y dos interiores, verticales, separadas 1,75 m entre sí, de canto también variable y ligeramente inferior a las exteriores, ya que reciben directamente bajo la misma los grupos de carriles correspondientes a cada lado de vía férrea. La posición al mismo nivel del borde superior de la plataforma de rodadura viaria y del borde superior del carril, es lo que determina la diferencia de las alturas de alma señaladas.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Cimentación

La cimentación del puente se resuelve en todos los casos mediante pilotes in situ de hormigón armado y gran diámetro.

Cada uno de los dos estribos se solventa mediante 3 pilotes de 1,50 m de diámetro y una profundidad de 28,0 m.

En el caso de los recintos la cimentación se resuelve mediante un total de 8 pilotes de 2,00 m de diámetro, dispuestos en tres filas. Las distancias entre filas son de 5 m entre las 2 dorsales y 14,2 m entre las filas dorsal y frontal. La longitud de los pilotes bajo el fondo del recinto, es variable según los diferentes esfuerzos, oscilando su longitud total entre 35 y 45 m.

Tramo móvil basculante. Estructura metálica

Totalmente centrado en la línea de bocana, consiste en una solución metálica en viga cajón con tablero superior ortótropo y canto suavemente variable entre las zonas extremas y clave.

Figura 4. Maniobra de montaje del segundo tramo basculante

Se compone de dos hojas apoyadas en sendas parejas de rótulas con unas dimensiones de 36 m para las zonas voladas y de 10,5 m para las zonas dorsales o de

culata, donde se ubican los contrapesos de equilibrio que garantizan que el centro de gravedad se sitúe exactamente en el eje de las rótulas correspondientes.

Tramos fijos de acceso. Estructura mixta.

Conectan cada muelle con los recintos de maquinaria ubicados en los extremos del tramo móvil, consisten en sendas vigas mixtas en cajón empotradas elásticamente en los extremos correspondientes a dichos recintos y simplemente apoyadas en los extremos situados en los muelles. La plataforma de estos tableros consiste en una losa de hormigón conectada a las almas de la pieza metálica en cajón semiabierto.

Figura 5. Estructura metálica de vano basculante y colocación de prelosas

Estos tramos presentan un tablero superior de hormigón constituido por una losa de 25 cm de espesor en las zonas centrales bajo las calzadas de automóviles y levemente variable entre 25 y 18 cm en las zonas voladas de aceras. Las zonas laterales y de voladizo se realizan mediante placas prefabricadas nervadas de 2 m de anchura y 80 mm de espesor. El resto, para completar el espesor, se efectúa mediante hormigón “in situ” perfectamente unido al anterior para formar un sistema resistente compuesto.

Recintos

Estos grandes elementos estructurales se diseñan totalmente en hormigón armado, formando una especie de gran cajón prácticamente paralelepipédico, aunque la cara dorsal presenta una leve inclinación hacia dentro que da lugar a caras laterales de carácter trapecial recto.

Figura 6. Vista aérea de la ejecución de la primera fase del recinto en rampa varadero

Las misiones de los recintos son las siguientes:

- Albergar todo el conjunto de la maquinaria y equipos, tanto hidráulicos como eléctricos y mecánicos encargados del accionamiento.
- Recibir el apoyo de las grandes rótulas de giro que sustentan cada una de las hojas del puente basculante.
- Albergar en su interior el tramo dorsal o de culata, junto con el contrapeso requerido para el mismo, y permitir la fijación de los enclavamientos dorsales, tanto horizontalmente en la fase cerrada, como casi verticales en la fase abierta.
- Transmitir a la cimentación la totalidad de las cargas actuantes sobre cada hoja del puente móvil, en cualquiera de sus posiciones y sometido a todo tipo de solicitaciones: viento; cargas propias; sobrecargas de uso; etc.
- Servir de apoyo, elásticamente empotrado, del vano de acceso correspondiente a cada recinto, incluyendo la célula tabicada necesaria para ello.

Figura 7. Maniobra de fondeo del segundo recinto

DESCRIPCIÓN DE LOS MECANISMOS

Se denominan mecanismos a aquellas partes que son móviles, ya sea de forma pasiva o de forma activa. Entre las primeras se encuentran las rótulas de apoyo y entre las segundas están los émbolos de movilidad y los enclavamientos delanteros y dorsales.

El apoyo de cada una de las hojas se logra mediante dos rótulas de tipo esférico, permitiendo posibles rotaciones secundarias en planos ligeramente inclinados con el principal, debido a la antedicha esfericidad.

Los émbolos de movilidad, en número de dos por vano, tienen por misión desplazar el puente desde su posición de cerrado o en servicio a su posición abierto o estacionado.

El último grupo de dispositivos primordiales es el de los enclavamientos fijos destinados a conseguir que el puente en sus posiciones fundamentales: cerrado o abierto, no presente ningún tipo de inestabilidad y haga frente en la mejor forma posible a los diferentes tipos de solicitaciones producidas por las sobrecargas.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece tanto a la empresa constructora FCC CONSTRUCCIÓN como al estudio de ingeniería DÝNAMIS la documentación fotográfica facilitada a la Autoridad Portuaria de Santander para hacer posible la edición de este artículo.

ÚLTIMAS TENDENCIAS EN EL FONDEO DE MEGATUBERÍAS SUBMARINAS DE PE

Eloy Pita[1], Pablo Pita[2]

1. I.C.C.P. Director general de INCREA (INGENIERÍA CREATIVA PITA S.L.) epita@increa.eu, www.increa.eu.
2. I.C.C.P. INCREA (INGENIERÍA CREATIVA PITA S.L.) C/ Buganvilla 6, Portal 1, 1ºA 28036 Madrid, pitapablo@increa.eu.

INTRODUCCIÓN

El incremento en la producción y capacidad de las nuevas plantas desaladoras y centrales eléctricas hace necesario el empleo de enormes conducciones que permitan su abastecimiento y refrigeración. Debido a estos nuevos requerimientos se hace necesario el empleo de tuberías de gran diámetro, y por consiguiente el empleo de métodos constructivos novedosos que se adapten a estas exigencias. En esta ponencia se explicará un moderno sistema de fondeo, diseñado por INCREA, que se fundamenta en realizar el fondeo controlado mediante el uso de flotadores en dos etapas, con control exhaustivo de las deformaciones de la tubería.

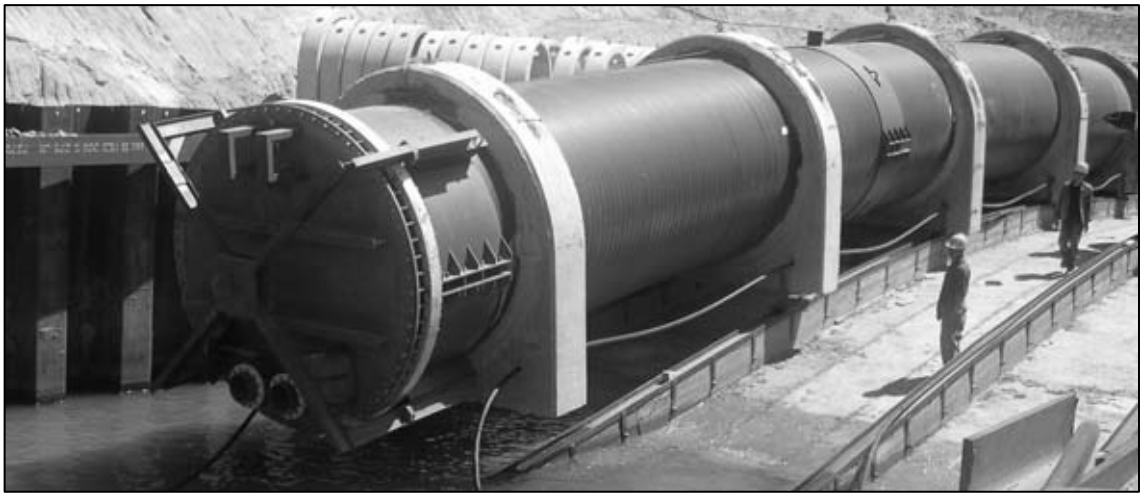


Figura 1. Lanzamiento de tubería de diámetro interior de 2,4 m al mar. Desaladora de Beni-Saf. Argelia.

En cualquier caso, el fondeo es una etapa crítica de cualquier obra de conducciones submarinas. Es siempre fundamental recurrir a técnicos expertos y que hayan trabajado en obras marinas y que conozcan, en sus propias carnes, la singularidad de estas operaciones.

En esta ponencia no podemos abordar (por su extensión) otra situación crítica que es la de lanzamiento de la tubería por rampa, al mar, ya que la gran rigidez de estas tuberías (debido a su gran diámetro) también puede dar lugar a grandes tensiones en los cambios de pendiente de las rampas, las cuales podrían dañar a la propia tubería.

FONDEO DE TUBERÍAS CON EL MÉTODO TRADICIONAL

Tradicionalmente, la instalación en el fondo del mar de tuberías de PE de diámetros medios y pequeños (<1500 mm) se ha venido realizando por el método de "fondeo controlado por inundación progresiva" de la propia tubería. Este método se podía ejecutar sin gran dificultad con estos diámetros, siempre que se calculara adecuadamente y que se aplicaran algunas medidas reductoras de las deformaciones (como tiro horizontal, uso de algún flotador en cabeza, etc). Quizás la mayor dificultad radica en que, realizar las uniones en el fondo o en la superficie, mientras se está ejecutando un tiro, es harto complicado.

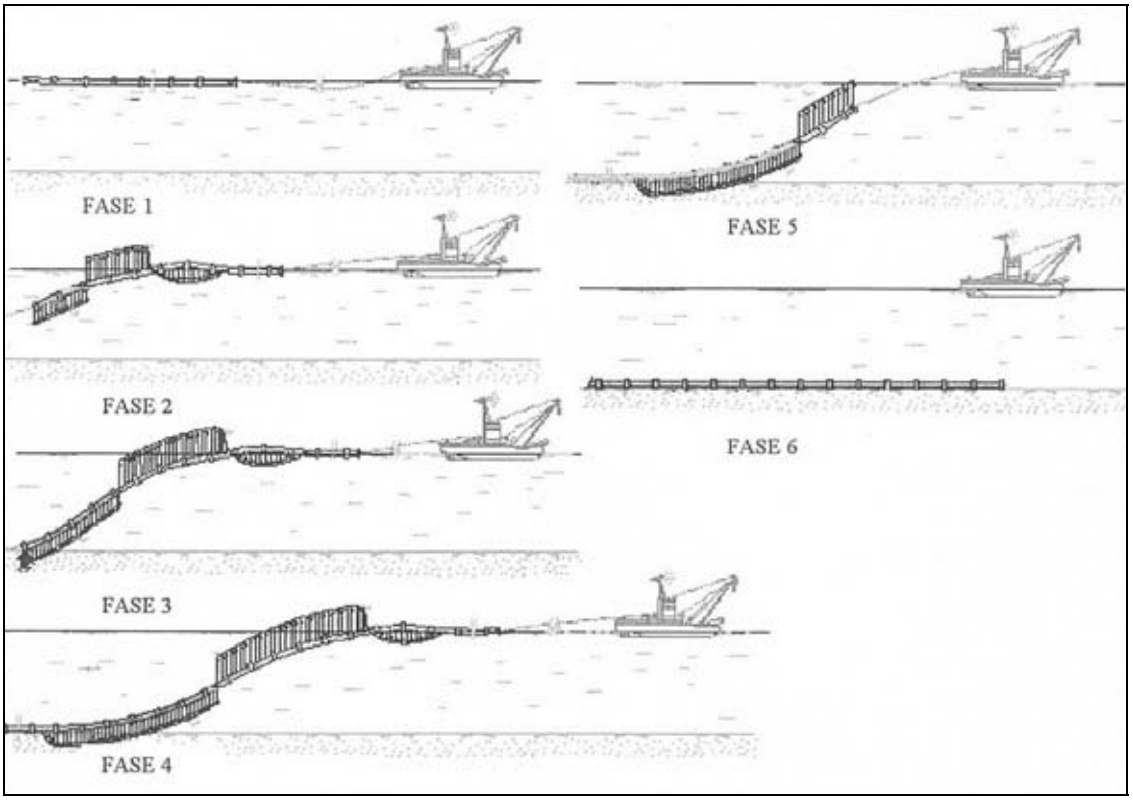


Figura 2. Fondeo tradicional mediante inundación progresiva de la conducción

Los autores de esta ponencia cuentan con gran experiencia en el empleo de este método de fondeo, habiendo estado involucrados desde 1996 en gran cantidad de proyectos de emisarios donde se ha ejecutado el fondeo siguiendo sus directrices, con gran éxito, como son el de Peñarrubia (Gijón), Santander, Rambla Morales (Almería), Bens (La Coruña), Marina de Insuamar en Xove (Lugo), Prioriño (Ferrol), Arinaga (Gran Canaria), Cádiz, Berria (Santoña-Cantabria), siendo este último galardonado con el premio José de Azas 2009.

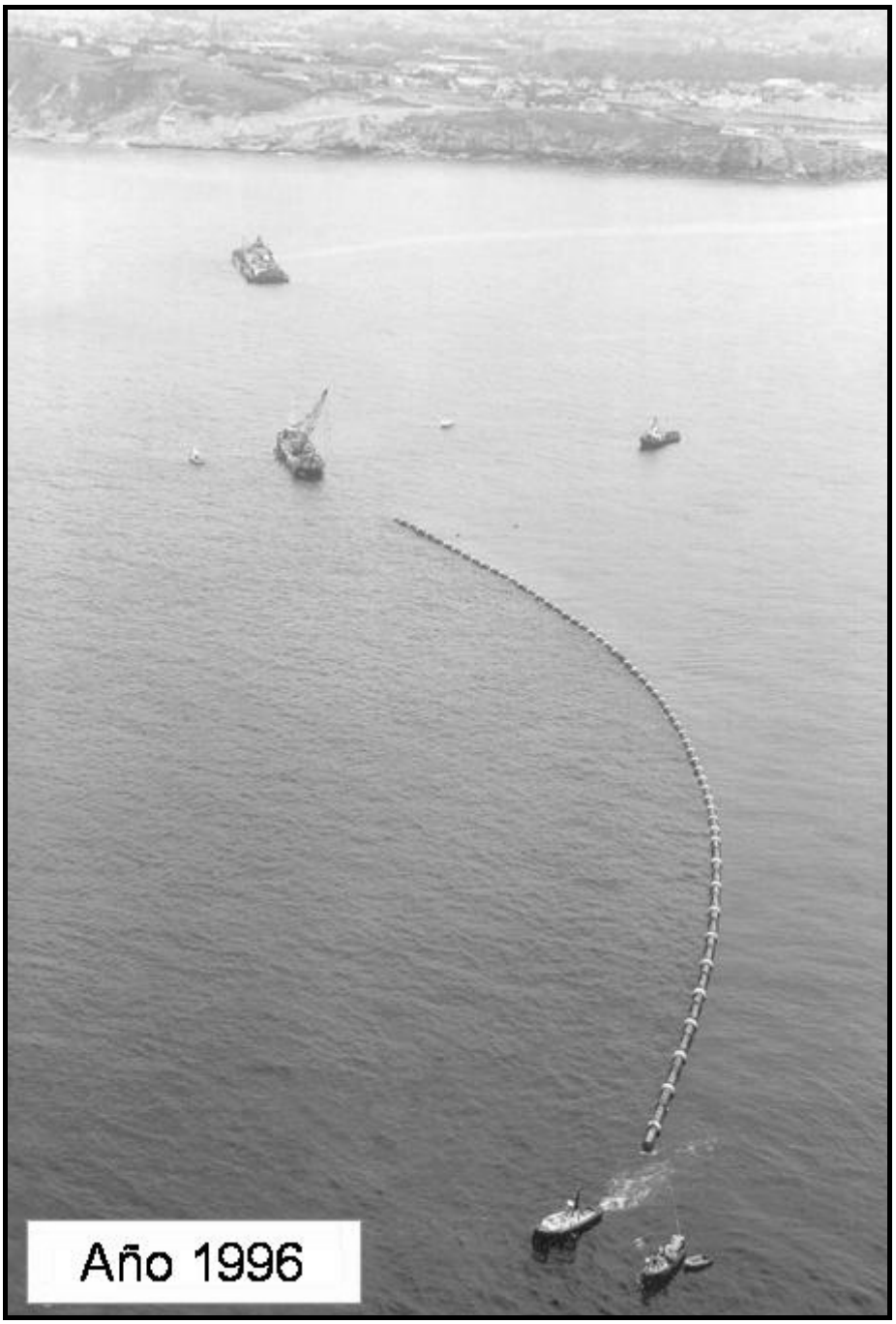


Figura 3. Fondeo del emisario de Peñarrubia, Gijón

FONDEO DE MEGATUBERÍAS MEDIANTE EL EMPLEO DE FLOTADORES

Con el desarrollo de tuberías de mayor diámetro para su uso en conducciones submarinas (gracias, principalmente, a la aparición de tuberías helicosoldadas), ha sido necesario desarrollar nuevos sistemas que permitan optimizar las características de la tubería y, así, ahorrar costes de la obra. Hemos de tener en cuenta que, en la mayor parte de los casos, es la fase de instalación la que condiciona las propiedades mecánicas de la tubería (principalmente, su espesor), ya que, en servicio, los esfuerzos son mucho menores.

El método de fondeo en dos etapas (que describimos más abajo) con ayuda de flotadores es un procedimiento constructivo que presenta importantes ventajas, entre la que destaca la reducción importante de las tensiones en el tubo. Esto hace que se logre un gran incremento en seguridad. Además, se evita la realización del tiro longitudinal durante el proceso, facilitando las operaciones marinas, sobre todo la realización de uniones.

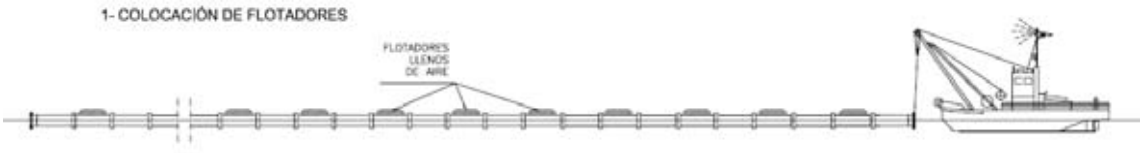
Figura 4. Fondeo mediante empleo de flotadores. Desaladora de Valdelentisco. Murcia

Primera etapa de fondeo

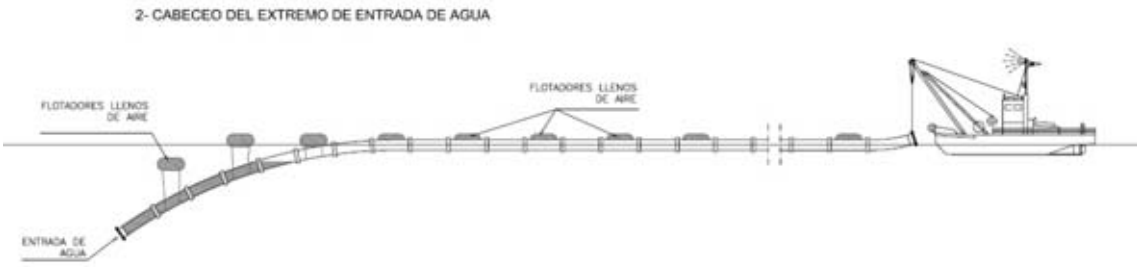
La primera etapa consiste en la inundación completa y progresiva de la tubería mientras ésta se mantiene colgada de los flotadores (que permanecen en la superficie) mediante cables. De esta forma, una vez que la tubería se llena de agua, queda en posición horizontal, completamente suspendida de estos flotadores, a pocos metros de la superficie.

Esta primera etapa puede dividirse en las siguientes fases:

- Fase 1. La tubería se encuentra flotando, llena de aire. Se realiza la unión a los flotadores mediante eslingas.

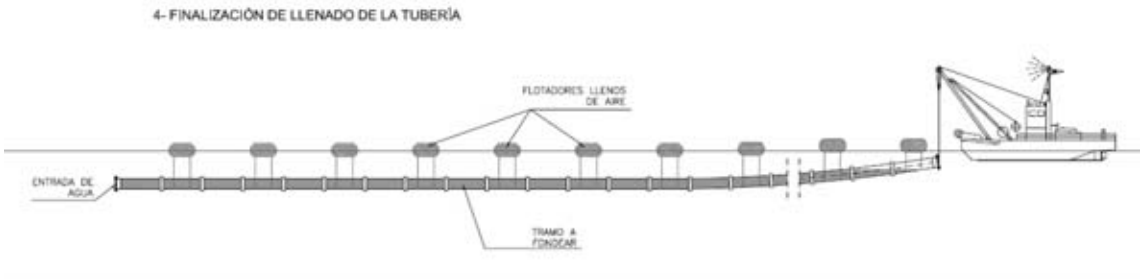


- Fase 2. La tubería es inundada, abriendo las válvulas de agua del extremo del flotador de mayor capacidad y las de aire del contrario. El tubo se comporta como una ménsula en la que su extremo está cargado hacia abajo y el resto de la tubería empuja hacia arriba.



- Fase 3. Cuando la cantidad de agua en el interior del tubo es suficiente, los primeros flotadores comienzan a hundirse generando una reacción vertical que reduce los momentos flectores de signo negativo. Llega un momento en que el tubo adquiere horizontalidad en la zona inicial, formándose la clásica la “S” y avanzando a medida en que aumenta la longitud inundada. La forma de esta “S” y la altura se mantienen constantes, sufriendo solamente un desplazamiento horizontal. Lo mismo sucede con las cargas y la ley de momentos flectores.

- Fase 4. Según va entrando agua en el tubo, la longitud vista en la superficie disminuye hasta que el tubo abandona la misma. El tubo se comporta como una ménsula con su parte extrema empujando hacia arriba y la parte cercana al fondo cargada hacia abajo.



- Fase 5. Tras la inundación, la tubería permanece colgando de los flotadores, descansando a pocos metros de la superficie, sin apenas esfuerzos. Es el momento de verificar que la flotabilidad remanente es la prevista y que todos los flotadores trabajan perfectamente.

Con este método, es muy importante controlar la flotabilidad remanente del conjunto y tener en cuenta la pérdida de volumen de los flotadores (si éstos son flexibles) por su hundimiento, así como aquilatar el peso de los elementos singulares.

Segunda etapa de fondeo

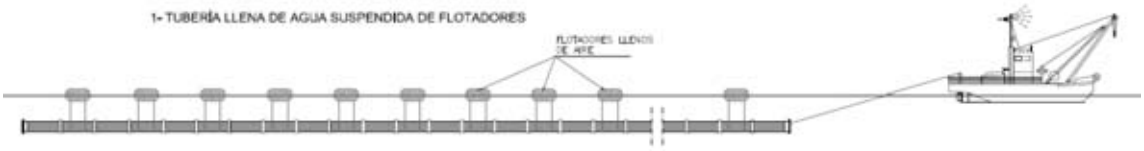
Una vez que la tubería está en posición horizontal y recta, colgando de los flotadores, se pasa a la segunda etapa, que consiste en la inundación progresiva de éstos, empezando por uno de los extremos y avanzando hasta que la tubería descansa en el fondo.

En esta descripción hablaremos de inundación de flotadores o exhaustación de los mismos, refiriéndonos al mismo fenómeno, por el cual dichos flotadores pierden su empuje o flotabilidad. Si los flotadores fueran rígidos, realmente se trataría de una inundación de los mismos. Si los flotadores son flexibles, éstos se vacían de aire, es decir, se procede a su exhaustación.

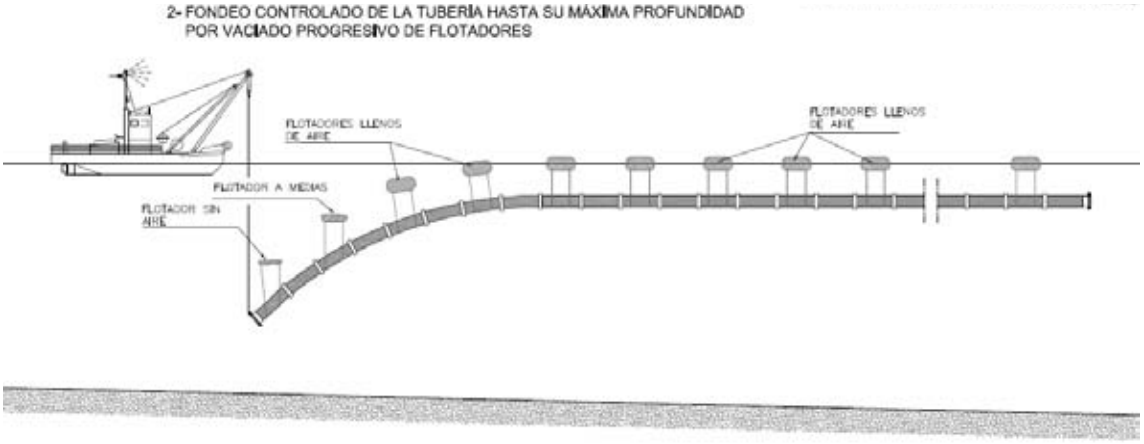
Las principales fases en las que puede dividirse esta segunda etapa son las siguientes:

- Fase 1. Corresponde a la última fase de la primera etapa. La tubería permanece recta, colgando de los flotadores, a cierta distancia de la superficie y, por tanto, sin esfuerzos, salvo los propios de la discontinuidad de pesos (lastres) y empujes (flotadores). Esta

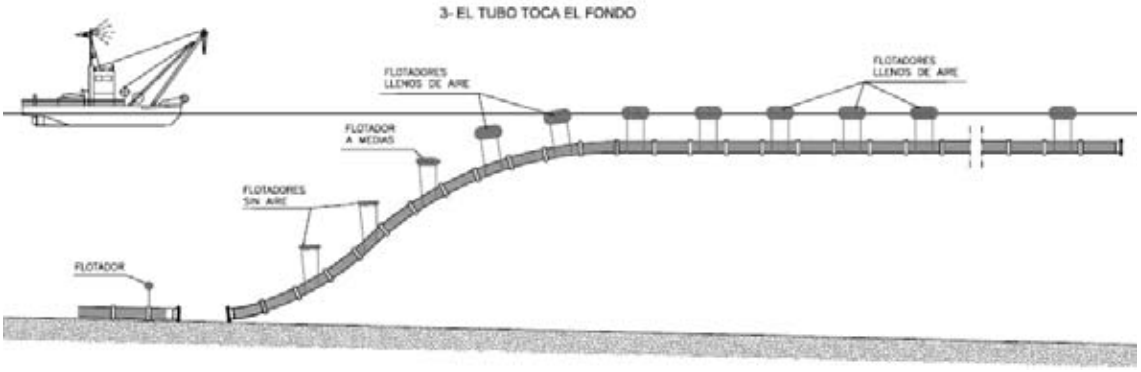
disposición de “viga continua” da lugar a unos esfuerzos despreciables.



- Fase 2. Comienza la segunda fase del proceso: el descenso de la tubería al fondo del mar. Cuando se inunda el primer flotador, la tubería empieza a bajar hacia el fondo por dicho extremo, permaneciendo el otro extremo a la profundidad marcada por la longitud de las eslingas.

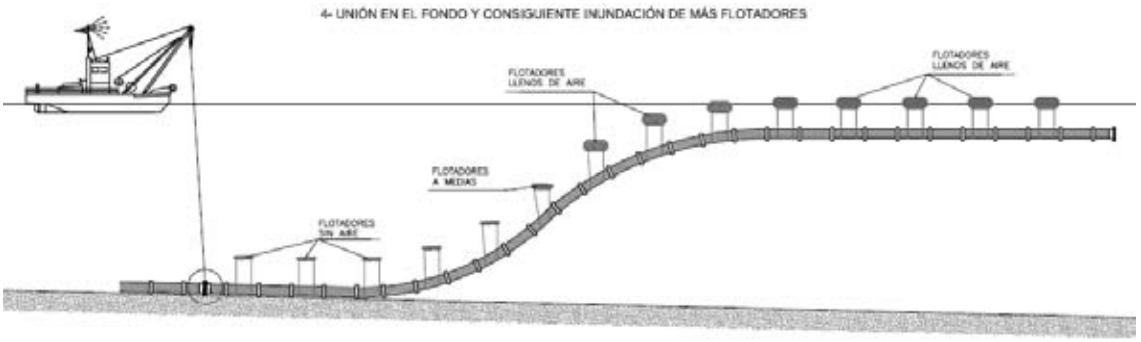


- Fase 3. Cuando se han inundado suficientes flotadores, el extremo de la tubería toca el fondo del mar. Se exige la inundación individual y progresiva de cada flotador a inundar, para que el fondeo se controle con facilidad y no se acelere innecesariamente.

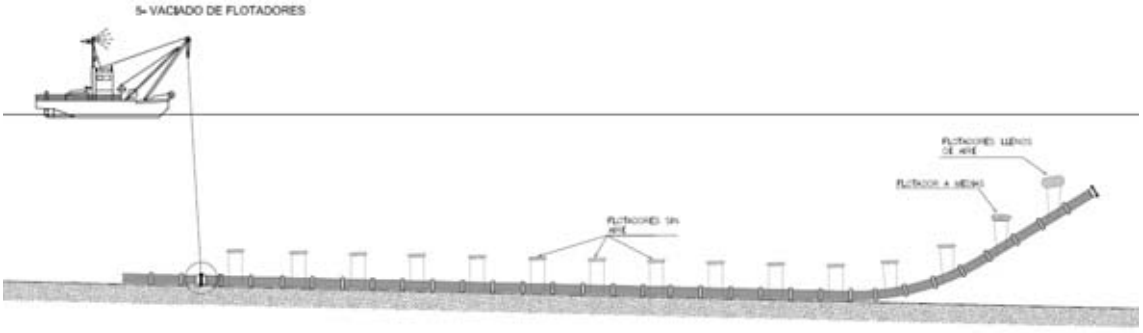


- Fase 4. A medida que se van inundando los flotadores, van desapareciendo los de la superficie, llenos de aire. Por lo tanto el buzo siempre realizará la operación de vaciado a dos aguas, a cierta profundidad. En este proceso se genera la clásica S, que va

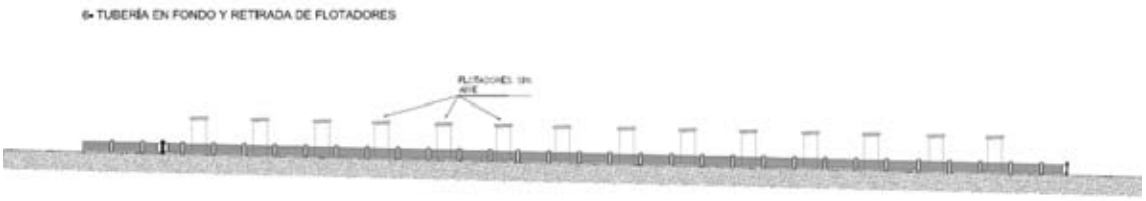
avanzando hasta el hundimiento definitivo de la tubería. Es en esta fase cuando debe ejecutarse la unión con el tramo anterior, que permanecía en el fondo. Gracias a que parte de los flotadores permanecen hinchados, el extremo del tubo que apoya en el fondo tendrá muy poco peso aparente sumergido, con lo que la operación de unión se facilita.



- Fase 5. Llega un momento en que se han inundado tantos flotadores que no queda ninguno en la superficie y sólo falta por inundar los últimos, que todavía tiran de la parte final de la tubería.



- Fase 6. La tubería queda apoyada en el fondo del mar, una vez inundados todos los flotadores, que ya pueden ser retirados.



Todo este proceso se podría realizar inundando flotadores alternos (uno de cada dos o cada tres) para reducir aún más los esfuerzos en ciertos casos. INCREA también es capaz de modelizar este planteamiento, asegurando el correcto comportamiento estructural de la tubería.

CONCLUSIONES

El fondeo de tuberías en el mar es una operación delicada, que se complica según se incrementa su diámetro. El tradicional sistema de fondeo controlado por inundación progresiva, que nosotros hemos aplicado con éxito en numerosos proyectos, debe ser reemplazado por otros, en el caso de grandes tuberías, si queremos que los esfuerzos se reduzcan y que las tuberías se optimicen.

Figura 5. Fondeo mediante empleo de flotadores. Desaladora de Skikda. Argelia

Consideramos que el método que planteamos en este artículo (fondeo en dos etapas, con ayuda de flotadores) cumple con todos los requisitos que deben exigírsele a cualquier proceso constructivo en el mar: sencillez, seguridad, fiabilidad, economía y rapidez.

En cualquier caso, debemos remarcar que son imprescindibles cálculos afinados de todas las fases, realizados por expertos, para lograr márgenes de seguridad adecuados. Más vale realizar un esfuerzo adicional en la fase de ingeniería que malgastar el dinero en diseños sobredimensionados o roturas y reparaciones de las tuberías en obra.

INNOVACIONES EN LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA SUBMARINA. NUEVO PANTALÁN DE ALPETROL TERMINAL S.A. PARA ATRAQUE DE SUPERPETROLEROS EN EL PUERTO DE ALGECIRAS

R. Gómez Escoubès, D. Zamora Serrano

IBERINSA, Ibérica de Estudios e Ingeniería, S. A. Centro de Negocios Albatros, módulo D. C/ Anabel Segura, 11. 28108. Alcobendas, Madrid. <ramiro.gomez.escoubes@acciona.es> y <daniel.zamora.serrano@acciona.es>

INTRODUCCIÓN

Iberinsa programó y supervisó una campaña de ensayos de penetración estática con medición de presiones intersticiales (CPTUs, coloquialmente llamados piezoconos) submarinos en el exterior del dique de abrigo del puerto de Algeciras para Alpetrol Terminal S.A., compañía de distribución de hidrocarburos que tiene una concesión de la Autoridad portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA).

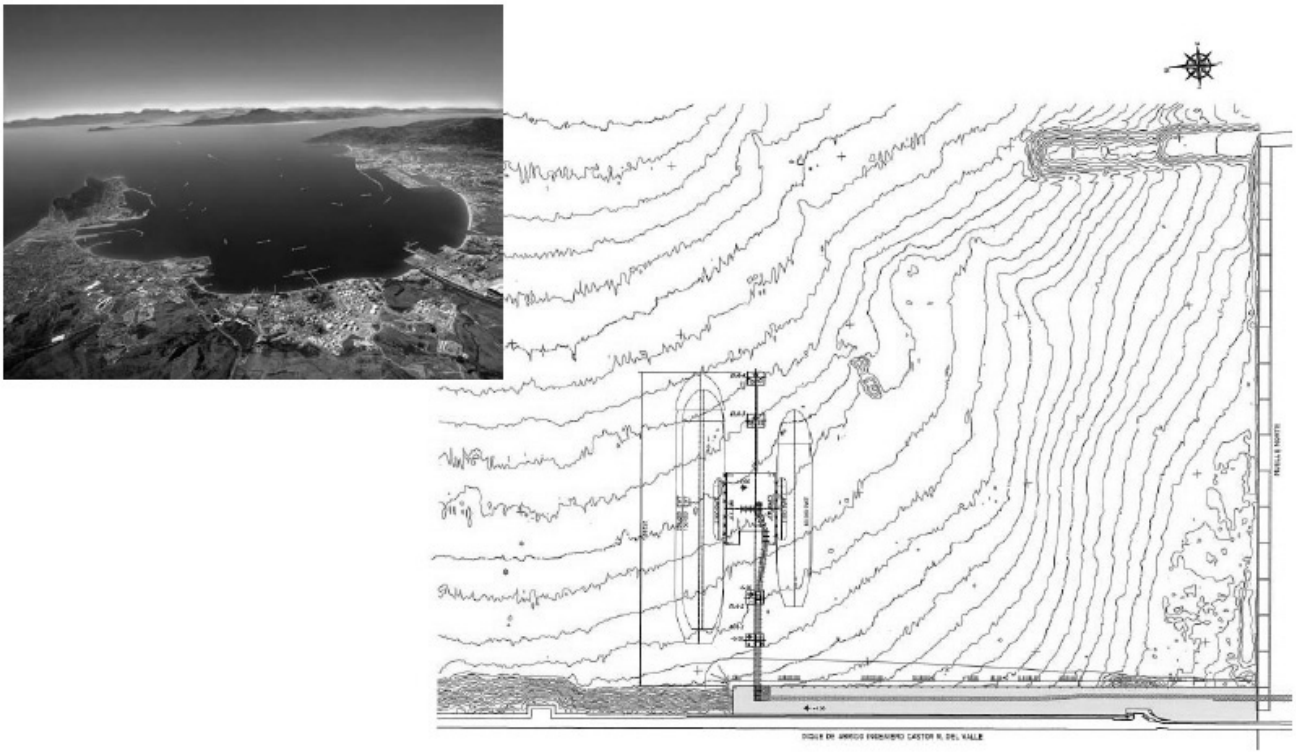


Figura 1. Terminal de atraque. Pantalán discontinuo en aguas poco abrigadas

INFORMACIÓN PREVIA

La batimetría de la planta del futuro pantalán que constituirá la Terminal de Atraque (TAT) de Alpetrol alcanza profundidades de hasta 37m e incluso 42m si se incluye la eventual prolongación del mismo, cotas referidas al 0 del puerto.

Además la APBA había encargado en la zona campañas geofísicas, de lanzas y vibrocores, así como los sondeos mecánicos anteriores a la prolongación del dique de abrigo Ingeniero Castor R. del Valle.

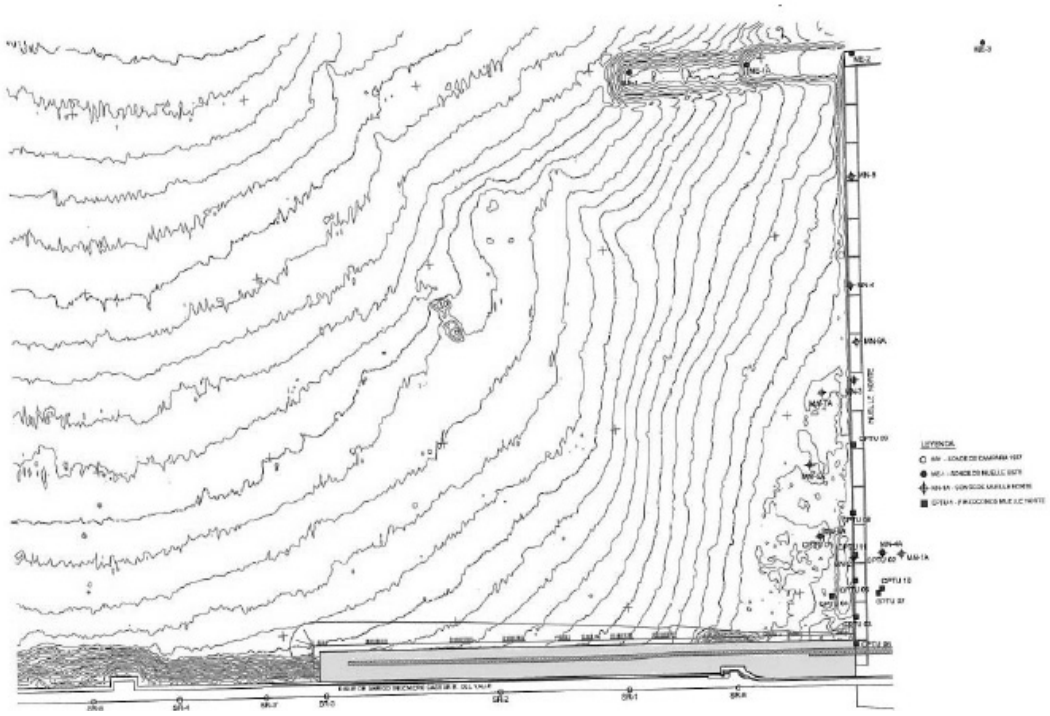


Figura 2. Sondeos y CPTU´s existentes

BOSQUEJO GEOTÉCNICO

Del análisis de la información geotécnica anterior disponible se deducen varias conclusiones sobre el emplazamiento del pantalán de la futura Terminal Marítima de almacenamiento y distribución de Hidrocarburos de Alpetrol.

a) Las condiciones de cimentación serán diferentes y se presume una variación muy notable del espesor de sedimentos no consolidados (Batimetría y Geofísica)

b) La naturaleza de los suelos compresibles será variable. Se espera mayor proporción de suelos cohesivos blandos en las zonas de mayor espesor compresible (Piezoconos Muelle Norte 2004).

c) La distribución entre suelos granulares y cohesivos no siempre será fácil de delimitar, pudiendo haber suelos en la frontera entre ambos tipos (Sondeos 1976)
d) Hay gran probabilidad de alternancia de suelos granulares y cohesivos, dispuestos en capas de espesores posiblemente reducidos.

CAMPAÑA GEOFÍSICA 2006

Hay numerosas campañas encargadas por la APBA en la Bahía de Algeciras, pero se recomendó realizar una específica de la zona a ocupar por Alpetrol, con el fin de determinar con mayor precisión el espesor de sedimentos no consolidados, sin perjuicio de nuevas campañas de reconocimientos que permitieran una mayor definición geotécnica de los terrenos interesados.

En efecto, una campaña geofísica determina la profundidad a la que se reflejan las ondas emitidas por la ecosonda, pero no ofrece información fiable de la naturaleza del horizonte refractor y menos aún de la de los suelos interpuestos.

No obstante, la información que ofrece la geofísica es muy útil para seleccionar las zonas más favorables desde el punto de vista de la selección del emplazamiento óptimo cuando se estudian varias alternativas.

En este caso, que el emplazamiento estaba prefijado con escasa flexibilidad para su variación en planta por otras consideraciones, no deja de ser útil para una primera evaluación de riesgos geotécnicos y tipología de cimentación a proyectar y además, desde un punto de vista práctico, sirve para orientar la siguiente fase de exploración de suelo.

Iberinsa recomendó y Alpetrol contrató, una geofísica de detalle de la planta de la TAT y alrededores con un triple objetivo:
a) Verificación y afine de la información conocida
b) Identificación de paleovaguadas de presumible existencia
c) Asistencia a la programación de nuevos reconocimientos

La campaña de 2006 dio lugar a una primera impresión bastante clara en cuanto a que los mayores problemas geotécnicos se presentarían en la zona más próxima al dique Ingeniero Castor del Valle (Duques de Alba números 1 y 2) siendo en cambio favorables a una cimentación de gravedad las zonas más alejadas (Duques de Alba números

3 y 4), pasando por situaciones intermedias en las estructuras de atraque para carga y descarga de hidrocarburos, ya que los espesores de sedimentos no consolidados pasaban de 20 a 2 m de un extremo al otro.

Figura 3. Geofísica

CONSIDERACIONES DE PROYECTO

La presunta existencia somera del sustrato Terciario (flysch de Algeciras) resultaba ser una contraindicación para una tipología de pilotes hincados, lo que no impedía la duda de si resultaban idóneas las soluciones de gravedad por la eventual presencia de paleovaguadas

Se presentan varias figuras explicando las ventajas e inconvenientes de cada solución en el contexto de los condicionantes existentes de todo tipo

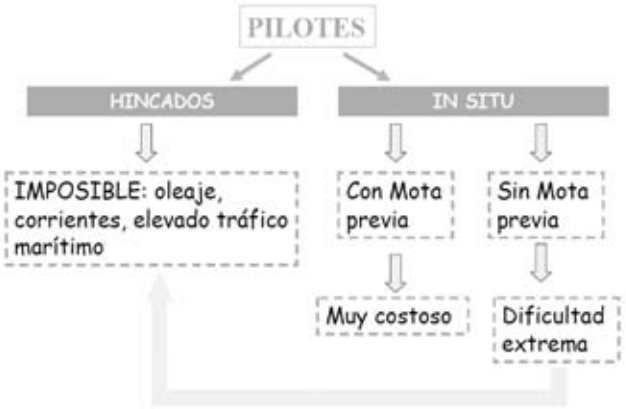


Figura 4. Pilotes

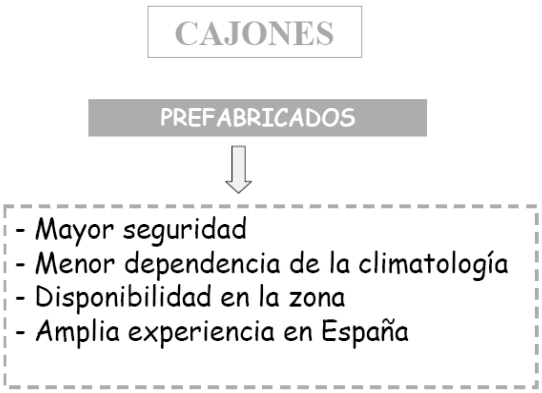


Figura 5. Cajones

CAMPAÑA DE PIEZOCONOS

Iberinsa propuso una campaña cuya disposición de puntos de reconocimiento se basó en el proyecto de la TAT y también en el plano de isopacas resultante de la geofísica submarina.

Se planificó una campaña mínima y otra complementaria cuyo alcance se decidiría gracias a una supervisión que permitiera tomar sobre la marcha las decisiones no sólo de qué puntos adicionales investigar sino también cuándo y en qué condiciones hacer ensayos de disipación.

La atención se centró en la zona de mayor espesor de suelos, que coincidió sensiblemente con la deducida de la geofísica, lo que explica la mayor concentración de puntos explorados en las proximidades del dique de abrigo Ingeniero Castor del Valle (P-1 a P-3, P-5 y P-22 a P-24), así como en la zona en que no había concordancia entre puntos próximos (P-7 a P-10 y P-24 y P-25), lo que dio lugar a la inclusión de otro punto adicional no previsto ni siquiera en la fase 2 (P-32 entre P-7 y P-8)

Por el contrario, en la zona más alejada de dique se apreció una persistencia de rechazos someros, en concordancia con las isopacas obtenidas de la geofísica de 2006, por lo que se suprimieron algunos de los puntos inicialmente programados.

Alpetrol contrató la campaña a Fugro y la supervisión a Iberinsa, aprovechándose la movilización para hacer otra campaña encargada por la APBA.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS PIEZOCONOS

Se pasa revista a los diferentes aspectos de las medidas de la campaña

Profundidad de penetración

Se hace una comparación entre el espesor de sedimentos no consolidados según la geofísica (e_G) y la profundidad y final alcanzada (Za) en los piezoconos, tomando la máxima en los puntos repetidos y expresando el incremento de Za respecto a e_G en valor absoluto (Δ) y en el porcentaje.

Se comprobó que es frecuente que $Z_a > e_G$, lo que no descalifica la interpretación de las isocapas de la geofísica, sino más bien confirma el acierto en solicitar piezoconos con gran capacidad de penetración.

Figura 6. Equipo para ejecución de piezocono marino.

Compacidad

El terreno que se encuentra se caracteriza por la variedad, ya que hay alternancia de capas a veces decimétricas de distintas características.

Del análisis realizado se desprende que la única conclusión clara es que en todo caso es significativa la presencia de suelos inconsistentes y no solamente en los típicos fangos marinos iniciales, pero que también lo es la presencia de suelos compactos y no sólo en la cercanía del rechazo cuando lo hay.

Caracterización geotécnica

Se detectan suelos granulares y cohesivos, y si bien es clara la existencia de ambos, y que hay tramos con identificación nítida, también es verdad que hay intercalaciones de pequeño espesor de suelos de otra naturaleza que la predominante en la capa en consideración.

Una de las virtudes de los piezoconos es la posibilidad de establecer un perfil estratigráfico fino, pero se convierte en dificultad de interpretación por sobreabundancia de datos, que se complica aún más al manejar 4 clasificaciones de suelos, dos de Robertson y dos de Ramsey, que usan los parámetros de resistencia (q_t ó Q_t) combinados con R_f ó B_q, y que no siempre son concordantes, ni siquiera al utilizar las dos del mismo autor

Se presenta un ejemplo de conjunto de gráficas obtenidas que incluye parámetros medidos, parámetros reducidos y las mencionadas clasificaciones (fig. 8), precedido por un exposición sintética de las fórmulas que los definen, así como una primera guía simplista de clasificación (fig. 7).

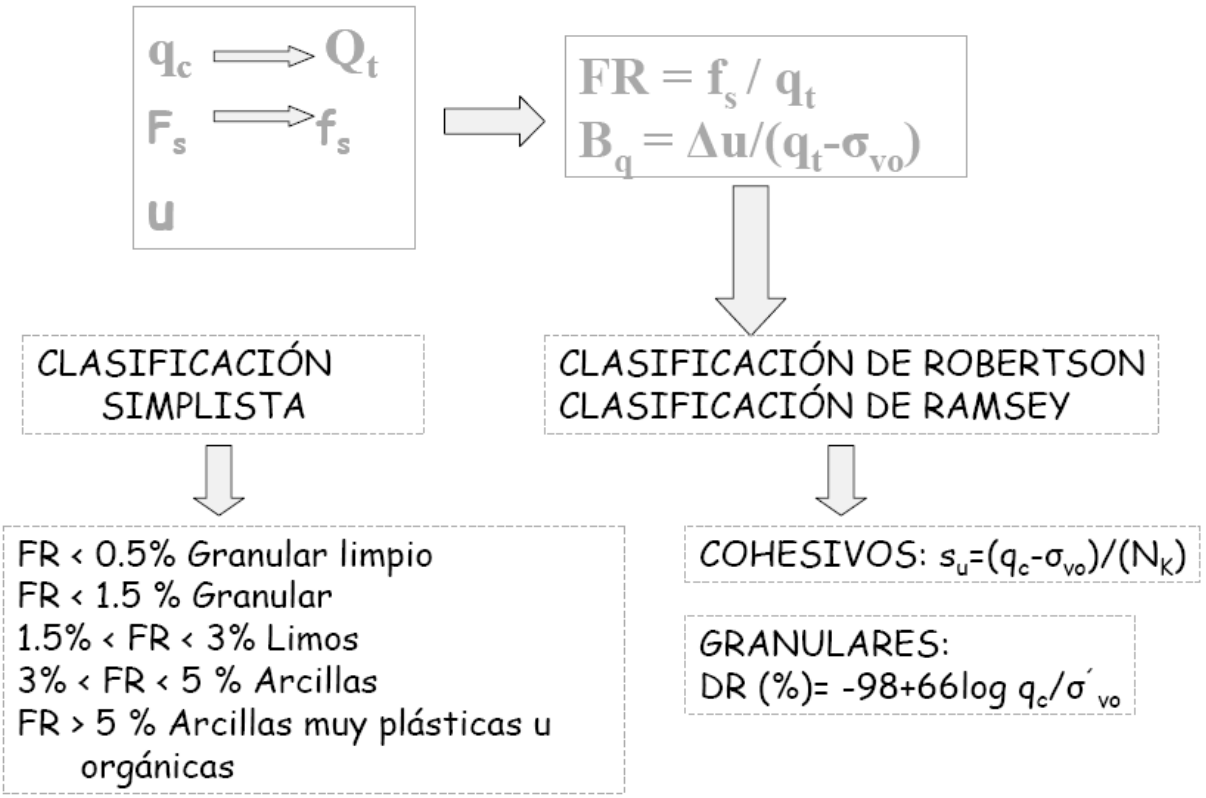


Figura 7.Formulaciones básicas

Resultados relevantes

Se alcanzaron hasta 22m de penetración bajo el fondo marino en varios de los puntos.

Se confirmó la existencia de paleovaguadas hasta el punto de que no se alcanzó el rechazo en algunos de los puntos cercanos al arranque del pantalán. Por el contrario, en los puntos más alejados se detectó el sustrato Terciario a menos de 3m. En el Informe Geotécnico final que redactó Iberinsa se recomendó dragar los suelos superficiales más flojos hasta 6m de espesor en la zona más cercana al Dique actual mientras que en el resto de la alineación, el dragado iba disminuyendo según se alejaba del dique.

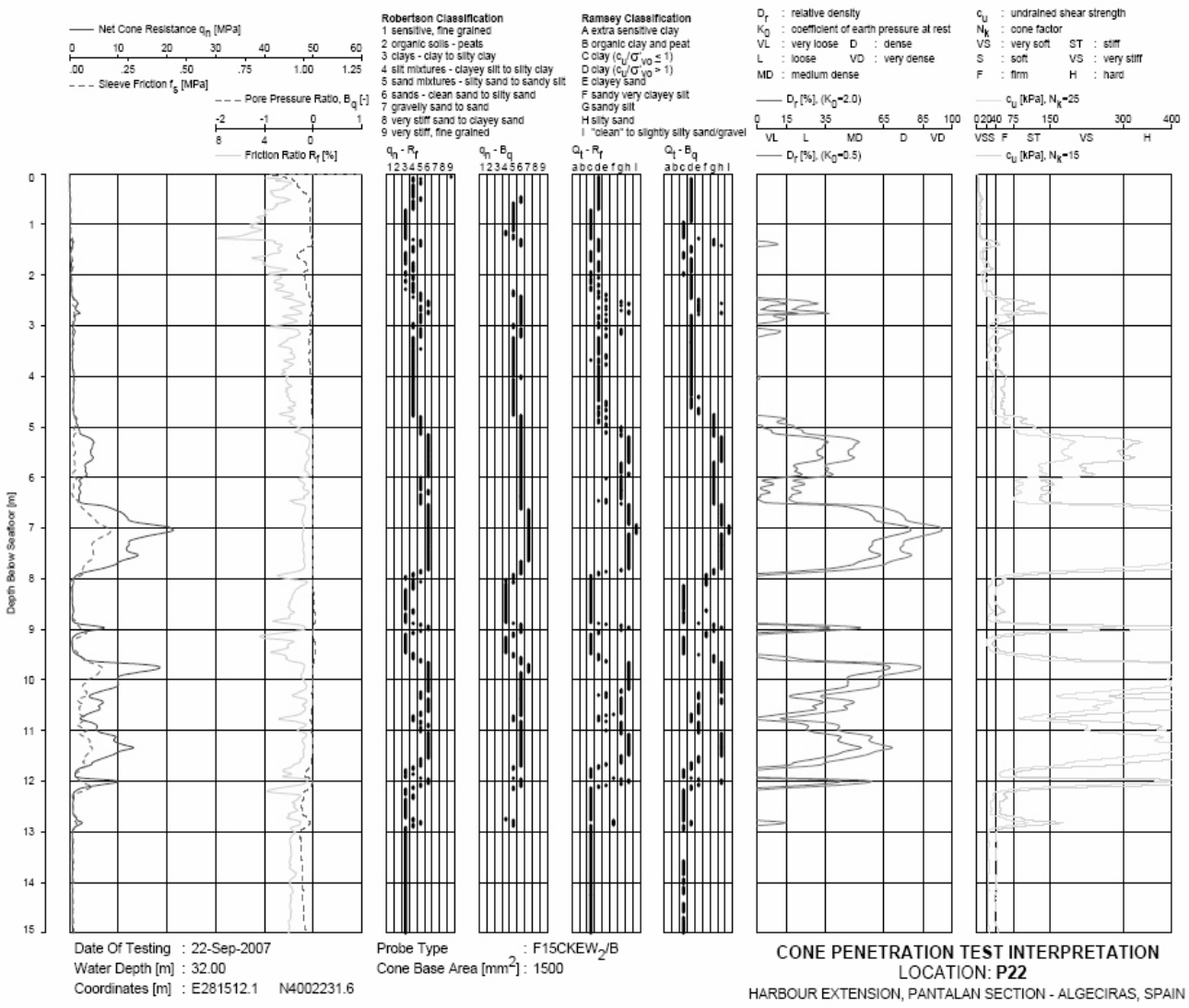


Figura 8. Ejemplo de gráficas

SÍNTESIS DE NIVELES GEOTÉCNICOS DEFINIDOS

Se distinguieron hasta 7 capas, 4 de naturaleza cohesiva que se denominaron C1 a C4, 2 de carácter granular, arenas densas a medias (S) y arena limosa (SM), y otra intermedia denominada como limos (M), además del flysch que constituye el sustrato Terciario. Para ello, aparte del juicio geotécnico-ingenieril, se usaron los ábacos de Robertson y Campanella, así como la clasificación de Ramsey.

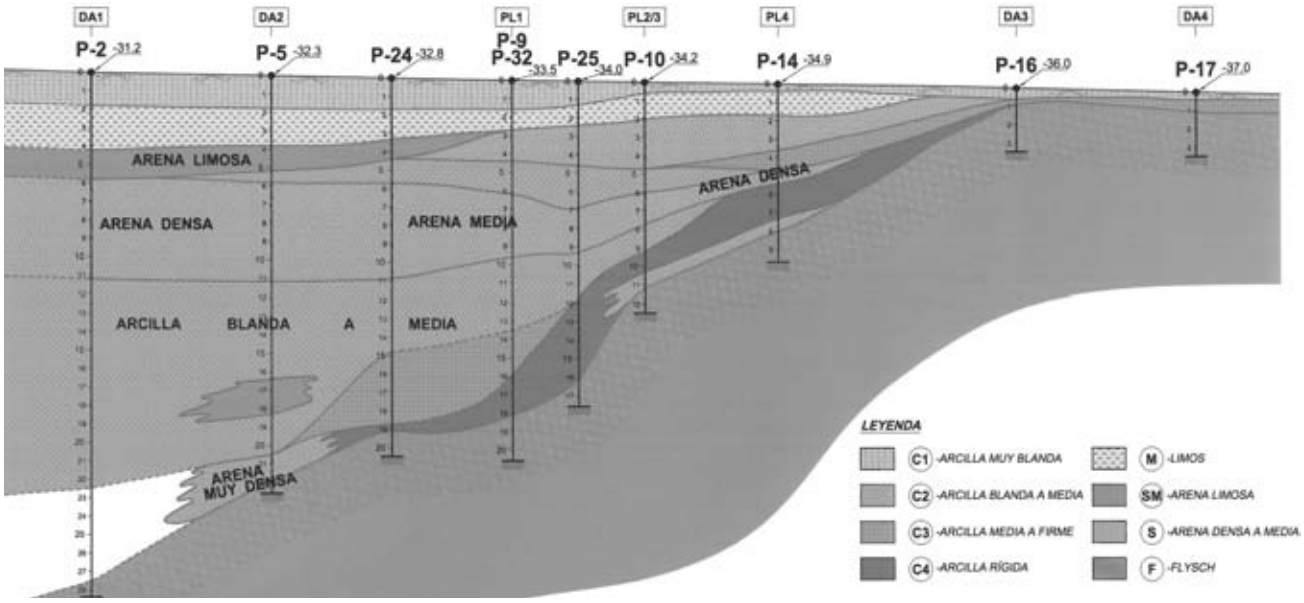


Figura 9. Perfil geotécnico obtenido.

COMENTARIOS FINALES

Los piezoconos constituyen una herramienta versátil muy útil para caracterizar los terrenos de cimentación, pudiendo alcanzarse resistencias de punta incluso superiores a 40 MPa, lo que entra en la categoría de “suelo duro-roca blanda”, pero donde resulta más útil es en la caracterización de los suelos blandos, donde los sondeos tradicionales suelen fracasar, al menos en estas condiciones de grandes profundidades y frecuencia de vientos, olas, mar de fondo…, para no hablar de la finura de la disposición de estratos que se consigue, ya que las medidas se hacen cada centímetro, con lo que se obtiene un perfil prácticamente continuo.

En cuento a la fiabilidad de la interpretación, es sorprendentemente alta, de acuerdo con los resultados de una investigación de Ramsey comparando el grado de acierto (sólo un número más o menos del tipo de suelo definido cuando se comparan resultados de laboratorio con los piezoconos, o bien acierto pleno), como se aprecia en la siguiente figura elaborada con los datos de dicha investigación.

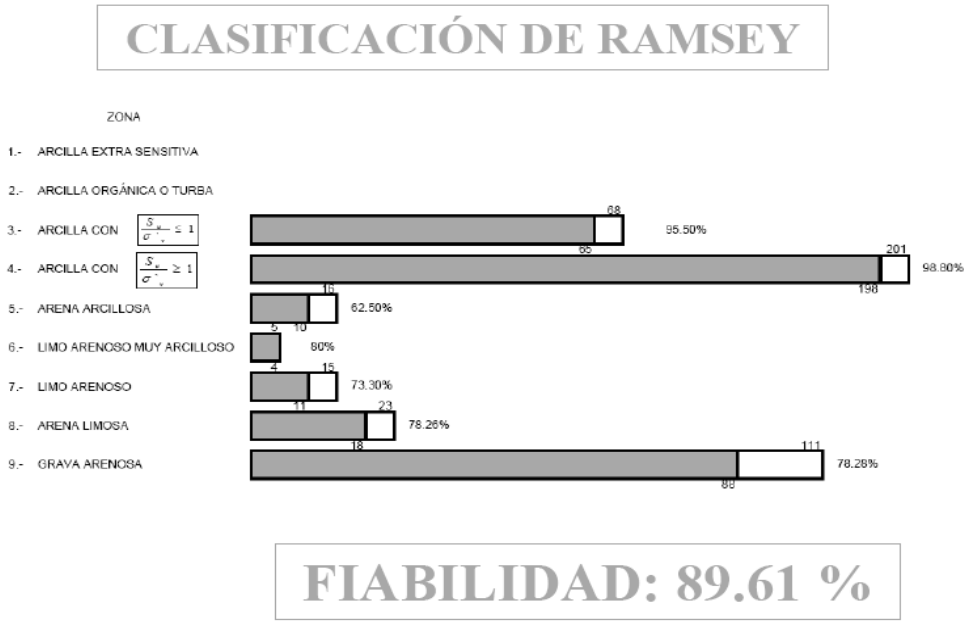


Figura 10.Fiabilidad de interpretación.

REFERENCIAS

R. Gómez y D. Zamora. Innovaciones en la Investigación Geotécnica Submarina. Nuevo Pantalán para el atraque de Superpetroleros en el Puerto de Algeciras para Alpetrol Terminal S.A. Presentación en power poInt

Iberinsa. Informe Geotécnico. Doc nº IBE-CG-0001. Pedido: ALP-054 Terminal Marítima de Almacenamiento y Distribución de Hidrocarburos en el Puerto de la Bahía de Algeciras (Cádiz).

T. Lunne, P.K. Robertson and J.J.M.; Powell. CPT. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional. An Imprint of Champman & Hall.

Nick Ramsey. Fugro Ltd, 18 Frogmore Road, Hemel Hempstead. A Calibrated Model for the Interpretation of Cone Penetration Tests (CPT^s) in North Sea Quaternary Soils. UK.

UNA METOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL RECURSO ENERGÉTICO DEL OLEAJE EN PROFUNDIDADES INTERMEDIAS. APLICACIÓN A LA COSTA ASTURIANA

P. Camus, C. Vidal, F.J. Méndez, A. Espejo, B.G. Reguero
Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. E.T.S.I. Caminos. Avda. Los Castros s/n. 39005 Santander, Cantabria. camusp@unican.es

1 INTRODUCCIÓN

En 2007 Camus et al. (2007) presentaron una metodología para evaluar el recurso energético del oleaje en aguas costeras que constaba de los siguientes pasos: a) calibración de los datos de oleaje con información instrumental procedente de las boyas de aguas profundas y datos de satélite, b) clasificación de los estados de mar para obtener un número reducido de casos representativo del clima marítimo en indefinidas, c) propagación de los estados de mar seleccionados desde profundidades indefinidas hasta la costa, d) transferencia de la base de datos completa a cada punto objetivo utilizando un método de interpolación y e) caracterización estadística del recurso energético del oleaje en todos los puntos objetivo.

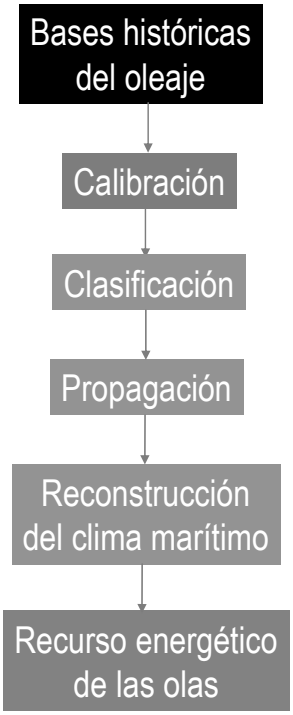


Figura 1. Procedimiento general de IHCantabria para caracterizar los recursos energéticos a lo largo de litoral de interés

Esta metodología está condicionada por los datos de partida del oleaje. La necesidad de disponer de registros de oleaje con suficiente cobertura espacial y temporal para poder caracterizar adecuadamente el recurso energético implica la utilización de datos de reanálisis del oleaje. Estos datos generados numéricamente requieren ser calibrados para corregir las limitaciones de los modelos numéricos. Por otro lado, los datos de reanálisis caracterizan el oleaje en profundidades indefinidas por lo que deben ser trasladados hasta costa mediante modelos numéricos de propagación para poder definir el clima marítimo en la zona de estudio. Otro inconveniente es que estas bases de datos están formadas por datos horarios con una longitud temporal de 44 años en el caso de la base de datos SIMAR-44 (Puertos del Estado). Por tanto, es necesario aplicar técnicas de clasificación que seleccionen un número reducido de estados de mar representativo del clima marítimo multidimensional en indefinidas. Posteriormente, estos estados de mar seleccionados se propagan mediante modelos numéricos que permiten determinar las características del oleaje en puntos objetivo cercanos a la costa. A partir de los resultados de la propagación de estos casos seleccionados y mediante técnicas de interpolación adecuadas a la dimensionalidad de los datos, se reconstruyen las series temporales de los distintos parámetros del oleaje necesarios para la caracterización de los recursos energéticos.

En la etapa de clasificación de la versión de la metodología de 2007 se aplicaba la técnica de clasificación de las redes neuronales auto-organizativas (*self organizing maps*, SOM). A pesar de que este algoritmo es muy eficaz para la extracción de un número representativo de estados de mar y permite una caracterización del clima marítimo multidimensional muy intuitiva, se observaron problemas en la interpolación para transferencia del oleaje desde profundidades indefinidas a profundidades reducidas. En esta nueva versión de la metodología resuelve este problema mediante la aplicación del algoritmo de máxima disimilitud (MaxDiss).

Por otro lado, en 2007 cada estado de mar en indefinidas se propagaba mediante el modelo de propagación OLUCA. En esta nueva versión de la metodología se considera el modelo energético de propagación SWAN que tiene en cuenta el oleaje generado por el viento local. Por tanto, a las características del oleaje de cada estado de mar se añaden las correspondientes condiciones de viento (velocidad y dirección).

Por otro lado, la transferencia de toda la serie temporal del oleaje desde aguas indefinidas a aguas reducidas se realizaba mediante interpolación multilineal. En esta

nueva metodología se ha implementado una técnica de interpolación basada en funciones de base radial (*radial basis function*, RBF), adecuada para espacios de alta dimensionalidad y datos no uniformemente distribuidos.

En los siguientes apartados se describe en detalle cada una de las etapas que componen la nueva metodología mediante la caracterización del recurso energético del oleaje en la costa asturiana (ver figura 2).

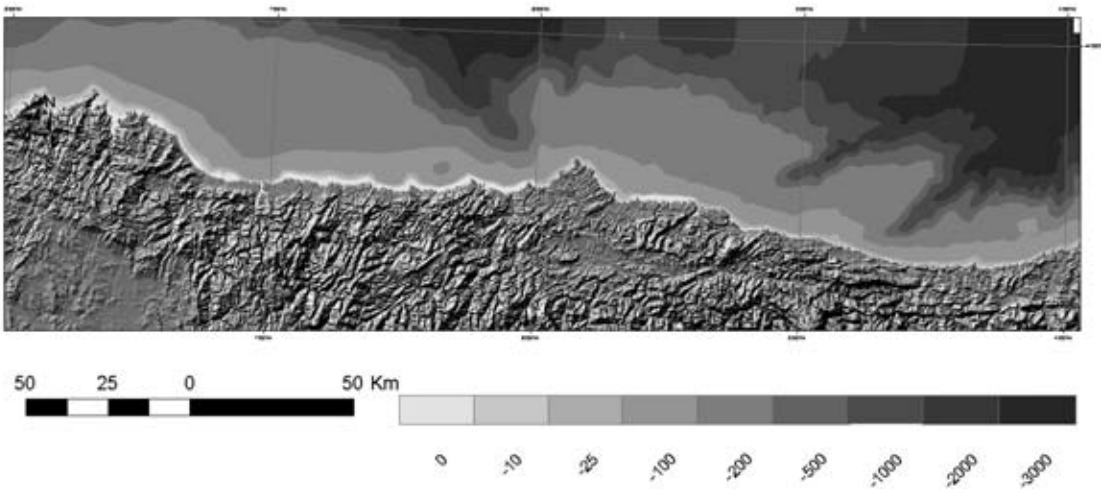


Figura 2. Aplicación de la metodología a la costa asturiana

2 CALIBRACIÓN

En este trabajo se ha aplicado una calibración direccional que comprende los siguientes pasos:

1. Definición de un área alrededor del nodo de reanálisis a calibrar con un clima marítimo similar.
2. Extracción de los pares de datos de de la base SIMAR-44 coincidentes en el espacio y tiempo con los datos instrumentales disponibles (satélite y boyas)
3. Aplicación de una corrección del tipo a la altura de ola de significante y al periodo medio:

$$H_{sc}(\theta) = a(\theta) \cdot H_{s0}^{b(\theta)}$$

$$T_{mc}(\theta) = c(\theta) \cdot T_{m}^{d(\theta)}$$

Los coeficientes $[a(\theta), b(\theta)]$ o $[c(\theta), d(\theta)]$ se calculan minimizando el error entre los datos SIMAR-44 y los registros de las boyas para la altura de ola significante y el periodo medio, respectivamente.

En la figura 3 se muestran la localización de los datos de satélite disponibles, la posición de la boya direccional del Cabo de Peñas (450 m de profundidad) y de la boya direccional costera de Gijón (54 m de profundidad), además de los nodos de la base de datos de reanálisis SIMAR-44 empleados en la caracterización del clima marítimo en profundidades indefinidas.

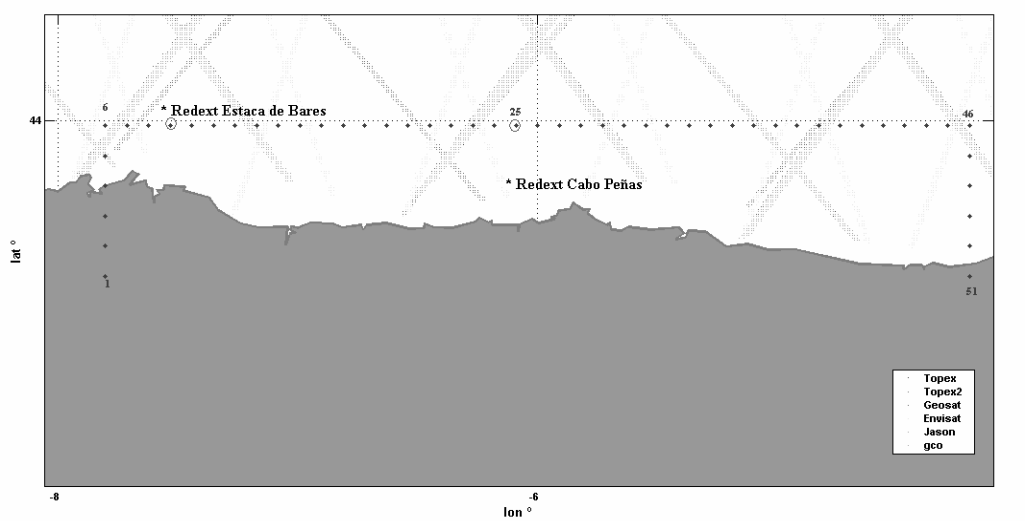


Figura 3. Localización de los diferentes datos utilizados en la aplicación de la metodología a la costa asturiana

En el panel izquierdo de la figura 4 se muestran los coeficientes de calibración obtenidos para la altura de ola significante del nodo de reanálisis 26. En el panel derecho de la figura 4 se muestra la altura de ola de la base SIMAR-44 calibrada, correspondiente al nodo de reanálisis más próximo a la boya de Cabo de Peñas, frente a la altura de ola registrada por esta boya. Se puede comprobar la mejora que supone la calibración en la calidad de los datos de reanálisis.

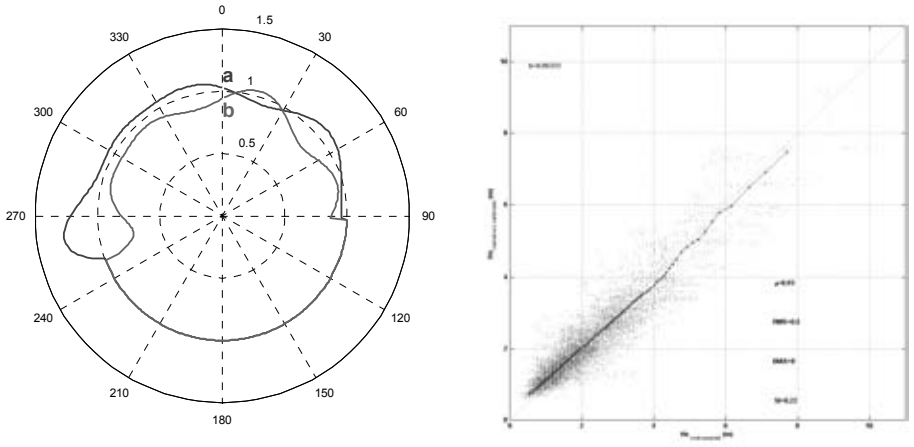


Figura 4. Aplicación de la metodología a la costa asturiana

3 CLASIFICACIÓN

En esta versión de la metodología se ha aplicado el algoritmo de máxima disimilitud (MaxDiss) para la selección de un conjunto de casos representativo del clima marítimo en profundidades indefinidas. Este algoritmo, descrito por Kennard y Stone en 1969, comienza con la inicialización del subconjunto mediante la transferencia de un dato de la base de partida. La selección del resto de elementos se realiza iterativamente, y en cada ciclo se transfiere al subconjunto aquel dato perteneciente a la base de datos de partida con la mayor disimilitud respecto al subconjunto seleccionado. De esta manera, se asegura que los *M* casos seleccionados son representativos de la diversidad de los *N* datos de partida.

En este trabajo, cada estado de mar se ha definido mediante los parámetros: altura de ola significante (H_s), periodo medio (T_m), dirección media (θ_m), velocidad del viento a 10 m de altura (W_{10}), y dirección media del viento a 10 m de altura (β_W). Se ha considerado el nodo de reanálisis 26 para la selección de los casos a propagar. En la figura 5 se muestran todos los estados de mar definidos mediante los cinco parámetros considerados (puntos rojos), y los *M*=500 estados de mar seleccionados mediante MaxDiss $D_j = \left\{ H_s^D, T_m^D, \theta_m^D, W_{10}^D, \beta_W^D \right\}_j ; j = 1,...,500$ (puntos verdes). Se puede observar como los casos seleccionados se distribuyen incluso en los contornos del espacio de los datos SIMAR-44, lo que supone una mejora en el proceso de interpolación.

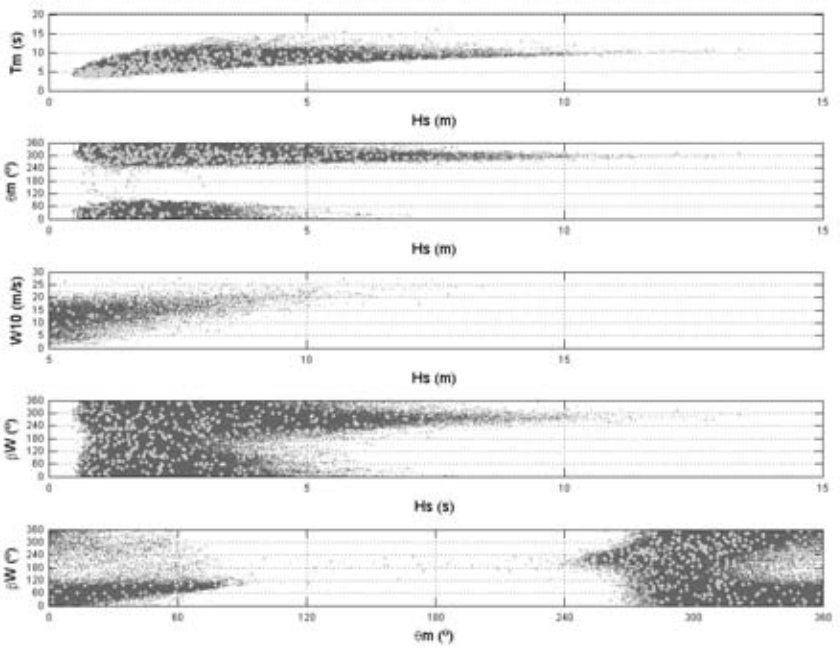


Figura 5. Estados de mar calibrados correspondientes al nodo 26 de la base SIMAR-44 (puntos rojos) y los estados de mar seleccionados mediante el algoritmo MaxDiss (puntos verdes).

4 PROPAGACIÓN

La propagación de los casos seleccionados mediante el algoritmo MaxDiss se ha realizado mediante el modelo de propagación SWAN. En la figura 6 se muestran las cuatro mallas consideradas en la propagación del oleaje: la malla A1 con una resolución espacial de 1 km, que cubre todo el litoral de Asturias, las mallas A2, A3 y A4 con resolución espacial de 200 m. En la figura 7 se muestra un ejemplo correspondiente a la propagación del caso 141 que presenta las siguientes características en el nodo de reanálisis 26: H_s = 7.59 m, T_m= 8.65 s, θ_m= 336.20º, W_{10}= 19.42 m/s y β_W= 86.41º. Aunque los casos a propagar se han seleccionado considerando un solo nodo de reanálisis, las condiciones de contorno de la propagación correspondiente a caso se han definido a partir de todos los nodos SIMAR-44 disponibles.

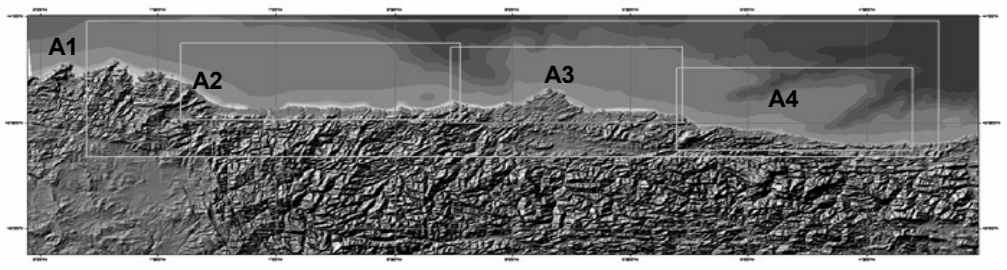


Figura 6. Mallas de propagación utilizadas en la caracterización del recurso energético en la costa asturiana.

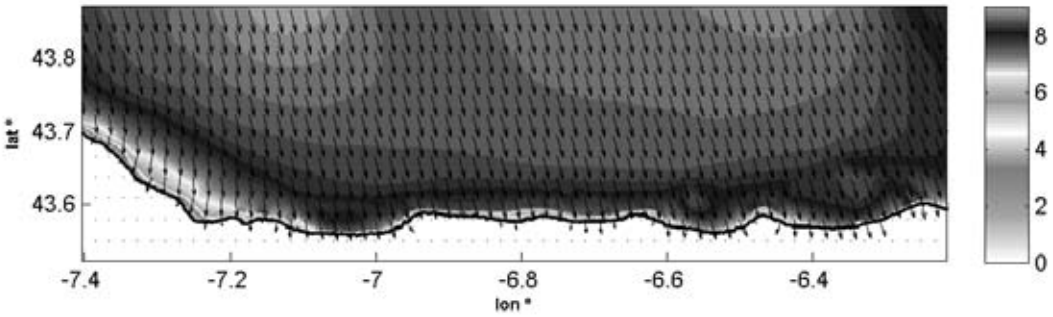


Figura 7. Altura de ola propagada correspondiente al caso 141 en la malla A2.

5 RECONSTRUCCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO

La transferencia del clima marítimo multidimensional en indefinidas hasta los puntos de interés en aguas someras se realiza mediante la técnica de interpolación RBF (Franke, 1982). El objetivo es determinar una función de interpolación para cada unos de los parámetros propagados de interés $\{H_{sp}, T_{mp}, \theta_{mp}\}$ a partir del valor de esos

parámetros $D_{p,j} = \left\{H_{sp}^D, T_{mp}^D, \theta_{mp}^D\right\}_j ; j = 1,...,M = 500$ en los puntos correspondientes a los casos seleccionados mediante MaxDiss $D_j = \left\{H_s^D, T_m^D, \theta_m^D, W_{10}^D, \beta_W^D\right\}_j ; j = 1,...,M = 500$. La técnica de interpolación RBF considera que la función de aproximación RBF está formada por una combinación de lineal de funciones radiales simétricas centradas en los puntos con la siguiente expresión:

$$RBF(X) = p(X) + \sum_{j=1}^{M=500} a_j \Phi\left(\left\|X - D_j\right\|\right)$$

e interpola los valores dados de tal manera que:

$$RBF(D_j) = \left\{H_{sp,j}; T_{mp,j}; \theta_{mp,j}\right\} \qquad j = 1,...,M = 500$$

donde

RBF es la función de interpolación
p(x) es el polinomio lineal en todas las variables involucradas en el problema
a_i son los coeficientes de ajuste RBF
Φ es la función radial básica, donde $\|\cdot\|$ es la norma euclidiana.
x_i son los centros de la interpolación RBF

Por tanto, cada estado de mar en indefinidas $X_i = \left\{H_s, T_m, \theta_m, W_{10}, \beta_W\right\}_i ; i = 1,...,N$ puede transferirse a los puntos objetivos en aguas someras mediante estas funciones de interpolación RBF, obteniéndose la serie propagada $X_{p,i} = \left\{H_{sp}, T_{mp}, \theta_{mp}\right\}_i ; i = 1,...,N$, siendo N el número total de estados de mar que componen la base SIMAR-44.

6 VALIDACIÓN

Los parámetros del oleaje más empleados en la caracterización de los recursos energéticos son el flujo medio de energía (P_w) y la dirección media del flujo medio de energía (θ_p). Si se asume que el espectro frecuencial tiene una forma de tipo JONSWAP, el flujo medio de energía y la dirección del flujo medio de energía se pueden expresar mediante los siguientes parámetros de los estados de mar:

$$P_W = 550\, H_s^2\, T_m \ (W/m)$$

$$\theta_P = \theta_m$$

Se calcula el valor de estos parámetros para cada una de los estados de mar propagados en cada nodo de la malla de computación del modelo de propagación. Se aplica la técnica de interpolación RBF que permite obtener las series temporales del flujo medio de energía y de la dirección media del flujo de energía para todos los estados de mar que componen la base de datos de reanálisis de partida: $\{P_W, \theta_P\}; i = 1, ..., N$. A partir de estas series temporales, cualquier estadístico de la potencia energética del oleaje puede ser calculado para caracterizar los recursos energéticos.

Previamente, es conveniente realizar una validación de los resultados obtenidos a partir de esta metodología mediante registros instrumentales localizados en profundidades intermedias o reducidas en el área de estudio. En la figura 8 se muestra la comparación de los valores medios anuales del flujo medio de energía en la posición de las boyas de Cabo de Peña y Gijón. Se puede observar como el valor medio del flujo de energía medido por la boya en aguas profundas de Cabo de Peña es 22.80 kW/m, mientras que el correspondiente valor calculado a partir de la serie reconstruida es 21.95 kW/m, lo que supone un error de 3.7%. Por otro lado, el valor medio anual del flujo medio de energía medido por la boya costera de Gijón es de 12.09 kW/m mientras que el valor calculado mediante la metodología desarrollada es de 12.56 kW/m, y por tanto, el error es del orden de 3.8%.

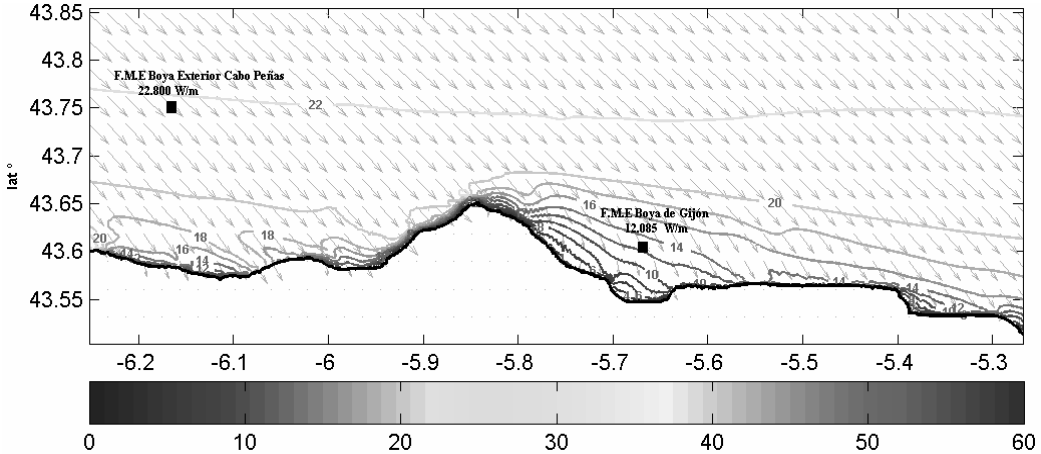


Figura 8. Comparación entre el valor medio anual del flujo medio de energía reconstruido mediante la metodología propuesta y los correspondientes valores calculados mediante las boyas direccionales existentes en la zona de estudio. Las flechas representan la dirección del flujo medio de energía.

7 RESULTADOS

Una vez realizada la validación, los recursos energéticos pueden ser caracterizados a partir de diferentes estadísticos. Por ejemplo, la distribución del valor anual del flujo medio de energía es muy relevante. En la figura 9 se muestra esta distribución para un punto localizado a una profundidad de 50 m en las inmediaciones del Cabo Vidio (Asturias), donde la media anual del flujo medio es 24 kW/m. Se puede analizar el porcentaje de tiempo al año que el flujo medio de energía es superior al valor medio, en este caso el 30% del año; y la potencia del oleaje que es superada medio año, en este caso es 9 kW/m. Otros datos interesantes pueden ser la contribución de temporales, que tiene poca frecuencia de ocurrencia, en la energía incidente total en un año. Por ejemplo, en Cabo Vidio, la energía incidente es 210240 kW/m mientras que los estados de mar cuyo flujo medio de energía es superado el 1% del año (300 kW/m, 88 horas) suponen el 43% de la energía anual incidente (90403 kW/m).

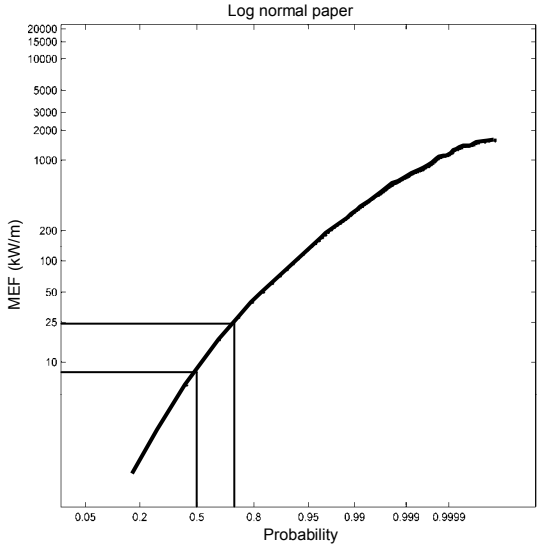


Figura 9. Distribución del valor medio annual del flujo medio de energía para un punto localizado en las inmediaciones del Cabo Vidio.

Otro ejemplo de estadísticos de los recursos energéticos puede ser el percentil 90 del valor anual del flujo medio de la energía como se muestra en la figura 10. En los recursos energéticos de Asturias se puede observar como el 10% del año, el flujo medio de energía es superado el 10% del año.

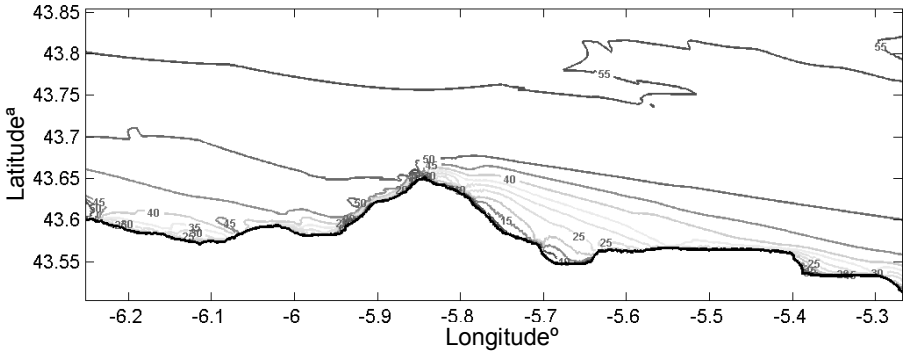


Figura 10. Percentil 90 del valor anual del flujo medio de energía.

También se puede analizar la estacionalidad del flujo medio de energía. En la figura 11 se puede observar el valor medio, los percentiles 95 y 10 del flujo medio de energía a lo largo del año en un punto próximo al Cabo de Peñas.

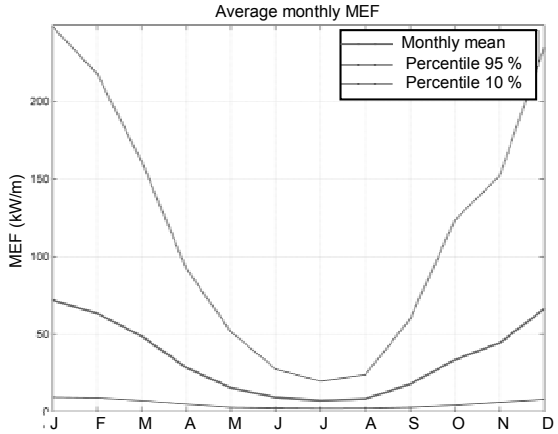


Figura 11. Flujo medio de energía mensual en un punto próximo al Cabo de Peñas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Puertos del Estado por el uso de las bases de datos. Este trabajo ha sido realizado en colaboración con la empresa Electra Norte, en el marco de un proyecto subvencionado por la Fundación para el fomento en Asturias de la investigación científica aplicada y la tecnología (FYCIT).

REFERENCIAS

P. Camus, P., C. Vidal, F.J. Méndez, A. Espejo, C. Izaguirre, J.M. Gutiérrez, A.S. Cofiño, D. San-Martín, R. Medina, 2007. A methodology to evaluate wave energy resources in shallow waters, EWTEC 7th European Wave and Tidal Energy Conference, CD.

Kennard, R.W., and Stone, L.A., 1969. Computer arded design experiments. Technometrics, 11, 137-148.

Franke, R. (1982). Scattered data interpolation: test of some methods. Math. Comp., 38, 181-200.

VARIABILIDAD ESPACIO-TEMPORAL Y PREDICCIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EXTREMAL DEL LITORAL ESPAÑOL

C. Izaguirre[1], M. Menéndez[1], P. Camus[1], F.J. Méndez[1], I. J. Losada[1], R. Mínguez[1], A. Luceño[2]

1. IH Cantabria. E.T.S. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Avda. de los Castros s/n 39005. Santander. España. *izaguirrec@unican.es*
2. Departamento de Matemáticas Aplicadas y Ciencias de la Computación. E.T.S. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria

INTRODUCCIÓN

Los fenómenos climáticos extremos siempre han estado presentes haciendo vulnerables a los sistemas humanos y naturales los cuales se han ido adaptando históricamente. En lo que se refiere al clima marítimo extremal, un buen análisis de los extremos históricos es crucial para una buena adaptación. Hoy en día, la mayor parte de la población mundial vive en la costa, por lo que el mar se muestra como un elemento clave en el sistema socioeconómico. Una correcta caracterización del clima marítimo es crucial en el diseño y funcionalidad de puertos y otras estructuras costeras. Desde el punto de vista del diseño estructural es necesario un cálculo fiable de la altura de ola asociada a un período de retorno, pero en lo que respecta a la operatividad de puertos, estructuras offshore, rutas de barcos, o incluso la evaluación de la vulnerabilidad frente a posibles desastres costeros, un buen conocimiento de la variabilidad temporal y espacial del clima marítimo es esencial. Hasta ahora el diseño de la operatividad y la fiabilidad de las estructuras marítimas se ha hecho en base los registros históricos, pero el cambio climático deberá tenerse en cuenta para proporcionar un mejor diseño y gestión.

Los objetivos de este estudio son, en primer lugar, analizar la variabilidad espacial y temporal (intra e inter anual) del clima marítimo extremal en el sur de Europa (Península Ibérica, Islas Canarias y Mediterráneo Occidental) a partir de datos de satélite. En segundo lugar, se plantea como objetivo establecer un modelo de predicción de régimen extremal basado en downscaling estadístico, utilizando datos de modelos numérico de reanálisis, con el que se pueda proyectar a escenarios futuros de cambio climático.

MODELO ESTADÍSTICO

Para el estudio de la variabilidad temporal del clima marítimo extremo, el modelo estadístico elegido ha sido un modelo de extremos dependiente del tiempo para máximos mensuales de altura de ola significante.

La distribución generalizada de extremos (GEV) caracteriza el clásico modelo de la teoría de extremos. Este modelo trabaja con una muestra de valores máximos de un bloque de tiempo, el cual, para este estudio, corresponde a un mes. Para modelar la variabilidad temporal del régimen extremal se consideran los parámetros de la GEV (localización, escala y forma) dependientes del tiempo, de manera que la función de distribución queda de la siguiente forma.

$$F_t(z) = \begin{cases} \exp\left\{-\left[1+\xi(t)\left(\dfrac{z-\mu(t)}{\psi(t)}\right)\right]_+^{-1/\xi(t)}\right\} & \xi(t)\neq 0 \\ \exp\left\{-\exp\left[-\left(\dfrac{z-\mu(t)}{\psi(t)}\right)\right]\right\} & \xi(t)=0 \end{cases} \tag{1}$$

La distribución GEV incluye las tres familias de distribuciones correspondientes a los tres tipos de colas de la distribución: Gumbel, en el caso de que el parámetro de forma sea nulo, Weibull con $\xi < 0$ y Fréchet cuando $\xi > 0$.

Los datos de satélite utilizados han sido las medidas de cinco satélites en el período 1992-2006, los cuales no están distribuidos homogéneamente a lo largo del tiempo, aumentando el número de satélites en los últimos años, y por lo tanto el número de medidas. Esta información se ha introducido en el modelo estadístico introduciendo un factor de escala que pondera los parámetros de la GEV.

El análisis de la muestra de máximos a lo largo del tiempo permite observar una variabilidad a lo largo del año (estacionalidad) y una variabilidad interanual. La variabilidad estacional se ha modelado introduciendo funciones armónicas (Menéndez et al., 2009) en los parámetros de localización, escala y forma de la GEV, mientras que para modelar la variabilidad interanual se ha introducido la influencia lineal de patrones climáticos (Izaguirre et al., 2009) tales como la NAO (*North Atlantic Oscillation*), EA

(*East Atlantic*), EA/WR (*East Atlantic Western Russia*) y SCA (*Scandinavia*), en el parámetro de localización. A modo de ejemplo se presenta uno de los modelos considerados:

$$\mu(t) = \beta_0 + \beta_1 \cos(\Omega t) + \beta_2 \sin(\Omega t) + \beta_3 \cos(2\Omega t) + \beta_4 \sin(2\Omega t) + \beta_{NAO} NAO(t)$$
$$\psi(t) = \alpha_0 + \alpha_1 \cos(\Omega t) + \alpha_2 \sin(\Omega t) + \alpha_3 \cos(2\Omega t) + \alpha_4 \sin(2\Omega t)$$
$$\xi(t) = \xi_0 + \xi_1 \cos(\Omega t) + \xi_2 \sin(\Omega t)$$

(2)

Donde $\Omega = 2\pi / T$ y $T = 1\ año$. El parámetro β_{NAO} representa la influencia en la altura de ola extrema por unidad de índice climático NAO en un mes particular. Modelos similares se pueden construir para los índices EA, EA/WR y SCA, obteniendo β_{EA}, $\beta_{EA/WR}$ y β_{SCA} respectivamente.

VARIABILIDAD ESTACIONAL E INTERANUAL

El estudio de la variabilidad espacial y temporal (estacionalidad e interanualidad) mediante datos de satélite se ha llevado a cabo discretizando la zona de estudio mediante dos mallas diferenciadas, una para la zona Atlántica y otra para el Mediterráneo. Tras varias pruebas se ha dividido la malla del Atlántico en celdas de 4º x 2º y la del Mediterráneo en celdas de 2º x 1º debido a la mayor variabilidad espacial del clima marítimo en esta zona. En ambos casos se ha buscado un compromiso entre el número de datos representativo y una buena resolución espacial. Además, puesto que hay celdas que cubren parte de tierra se han eliminado aquellas celdas cuyo número de datos fuera menor al 30% del número de datos de la celda que más datos tiene.

Variabilidad estacional

El mejor modelo estacional y que más se repite en ambas mallas es el que contiene el ciclo anual en los parámetros de localización y escala $\mu(t) = \beta_0 + \beta_1 \cos(\Omega t) + \beta_2 \sin(\Omega t)$ y $\psi(t) = \alpha_0 + \alpha_1 \cos(\Omega t) + \alpha_2 \sin(\Omega t)$ y valor nulo para el parámetro de forma, lo que implica una distribución de tipo Gumbel.

Con el objetivo de ver la variabilidad estacional espacial en el área de interés se muestra en la Figura 1 el cuantil de altura de ola significante mensual asociada a un período de retorno de 50 años. Se puede ver, como era de esperar, que los meses mas severos son los de invierno (Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero y Marzo).

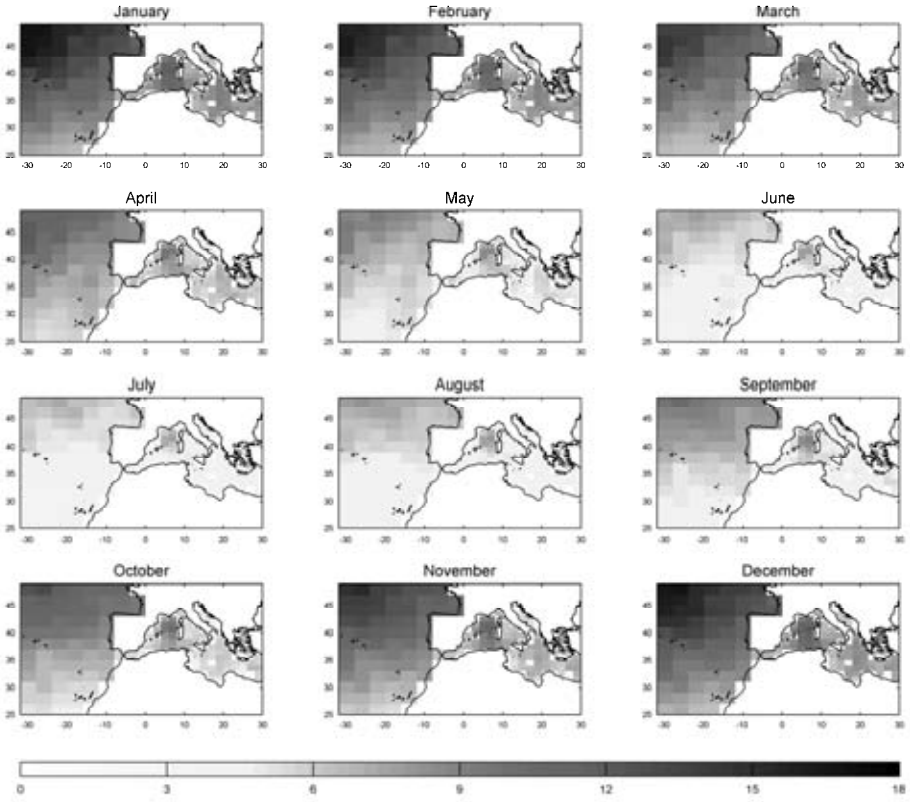


Figura 1. Variabilidad espacial de H_{50} (m) mensual

Variabilidad interanual

Una vez modelado el patrón estacional se introduce la influencia de los índices climáticos en el modelo para modelar la variabilidad interanual.

Uno de los patrones teleconectivos más prominentes del Atlántico norte es la Oscilación del Atlántico Norte (NAO) (Jones et al., 1997), que consiste en un dipolo norte-sur formado por la situación de bajas presiones en Islandia y altas en Las Azores. Esto produce cambios en los campos de presión que modifican la trayectoria de las presiones que cruzan el Atlántico norte desde la costa este de America a Europa.

El segundo modo prominente de baja frecuencia en el Atlántico norte es el patrón del Atlántico este (EA). Es un modo de estructura similar a la NAO consistente en un dipolo de anomalías norte-sur desplazado hacia el sureste.

Por último, se estudian dos patrones más. El patrón del Atlántico este – Rusia oeste (EA/WR) es uno de los tres patrones teleconectivos que afectan la zona de Eurasia a lo largo del año y es prominente en todos los meses salvo de Junio a Agosto. El patrón de Escandinavia (SCA) consiste en un centro de circulación primario que se extiende por Escandinavia y una gran parte del océano Ártico.

La Figura 2 muestra la contribución de cada patrón climático en la altura de ola extrema.

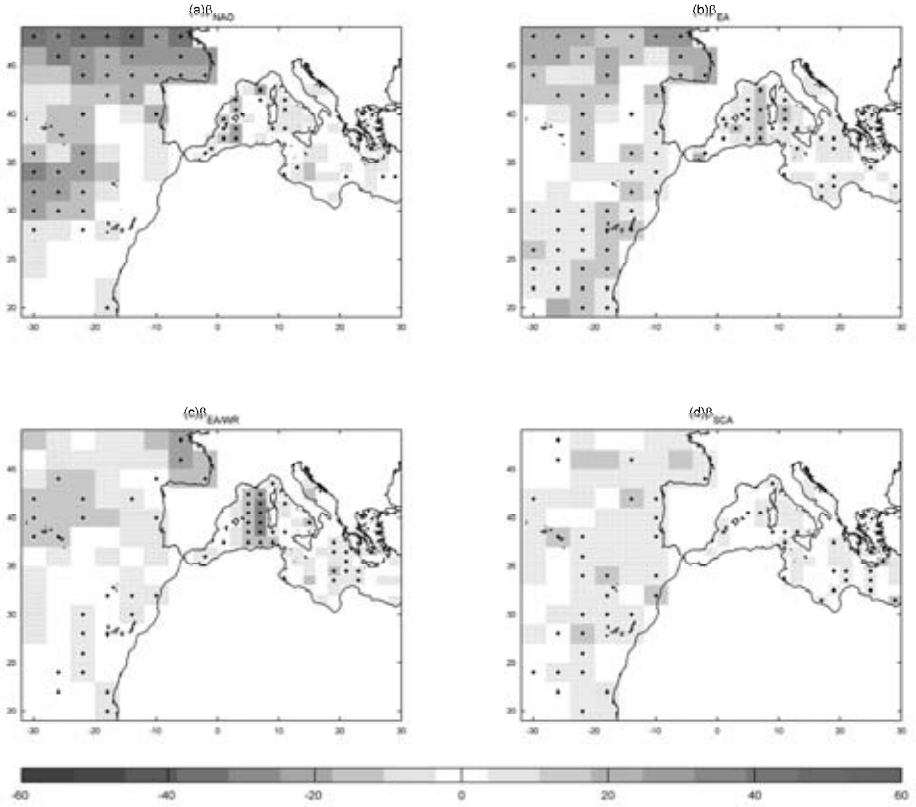


Figura 2. Variabilidad espacial de la influencia de los índices climáticos en el parámetro de localización (cm).

Los resultados muestran que los patrones más influyentes en la zona de estudio son la NAO, EA y EA/WR. La NAO tiene un claro patrón espacial y fuerte influencia sobre la zona de las Azores y también significativa pero menos intensa en la zona del Mediterráneo. El índice EA también tiene una clara influencia positiva, para valores

positivos del índice, en la cuenca Atlántica. Por último, el EA/WR muestra una fuerte influencia en la cuenca Mediterránea, especialmente entre las islas Baleares, Córcega y Cerdeña.

MODELO DE PREDICCIÓN

Una vez calibrado el modelo estadístico propuesto mediante datos históricos, éste tiene propiedades predictivas siempre y cuando se conozcan los futuros valores del forzamiento interanual. En el apartado anterior se estudia la variación interanual como influencia de patrones climáticos definidos a partir de campos de presiones, por lo que puede considerarse también como forzador de la variación interanual los campos de presiones propiamente dichos (Izaguirre et al., 2009).

Se ha calibrado el modelo predictivo en un punto de la costa gallega, frente a La Coruña. Para ello se han utilizado datos de oleaje procedentes de la base de reanálisis SIMAR 44 de Puertos del Estado y datos de campos de presiones a nivel del mar de la base NCEP de un área representativa del Atlántico norte.

Los campos de presiones se han procesado agregando los datos a escala mensual y haciendo un análisis por componentes principales (PCs) de forma que son las componentes principales de los campos de presiones las que alimentan el modelo predictivo. Además, en este caso, puesto que el objetivo es reconstruir las variaciones interanuales del clima marítimo causadas por las variaciones en la circulación de la atmósfera, se permite la incorporación de cualquiera de las 10 primeras PCs en los parámetros de localización y escala de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
\mu(t) &= \beta_0 + \beta_1 \cos(\Omega t) + \beta_2 \sin(\Omega t) + \beta_{PC1} PC1(t) + \beta_{PC2} PC2(t) + \beta_{PC3} PC3(t) + \ldots \\
\psi(t) &= \alpha_0 + \alpha_1 \cos(\Omega t) + \alpha_2 \sin(\Omega t) + \alpha_{PC1} PC1(t) + \alpha_{PC2} PC2(t) + \alpha_{PC3} PC3(t) + \ldots \\
\xi(t) &= \gamma_0 + \gamma_1 \cos(\Omega t) + \gamma_2 \sin(\Omega t)
\end{aligned} \tag{3}$$

El período de calibración elegido ha sido entre 1958 y 1995 y entre 1996 y 2001 se ha realizado la validación, la cual se muestra en la Figura 3. Como se puede observar el modelo predictivo reproduce muy bien los valores del cuantil asociado a 50 años de período de retorno (línea verde H_{s50}, línea amarilla discontinua $H_{s50predicho}$).

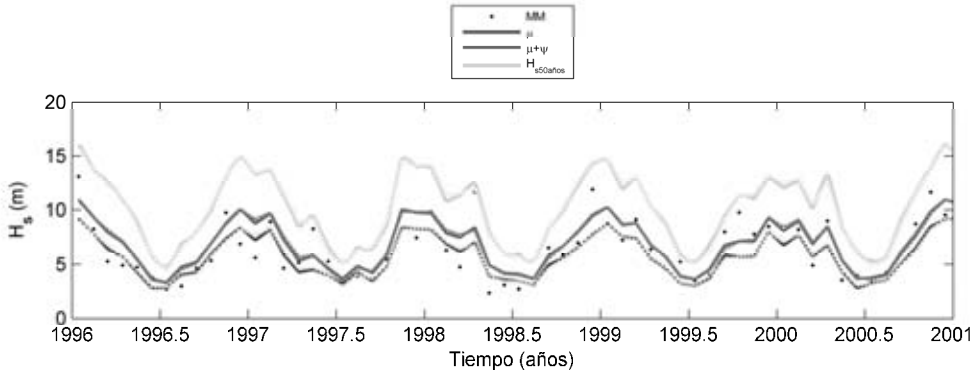


Figura 3. Validación del modelo predictivo 1996-2001

El objetivo de este modelo de predicción es poder inferir en el clima marítimo extremal futuro mediante proyecciones basadas en los escenarios de cambio climático del Panel Intergubernamental de Cambio Climático (IPCC). Para este estudio se han tomado los datos del modelo climático ECHAM5 y se han elegido los siguientes escenarios:

- A2, el cual describe un mundo heterogéneo, con crecimiento de la población fuerte y altas emisiones de gases de efecto invernadero (GHG).
- B1, con una población global que alcanza su máximo en la mitad del siglo y cambios rápidos en la estructura económica. Es el escenario con menos emisiones de GHG.
- A1B, es un escenario intermedio entre los dos anteriores.

De cada uno de estos escenarios se han extraido los campos de presiones a nivel del mar futuros, los cuales se procesan de igual forma que se hizo con los campos de presiones con los que se calibró el modelo (agregación mensual y análisis por componentes principales). Las proyecciones de altura de ola asociada de 50 años de período de retorno hechas para el punto de La Coruña y cada escenario se pueden ver en la Figura 4.

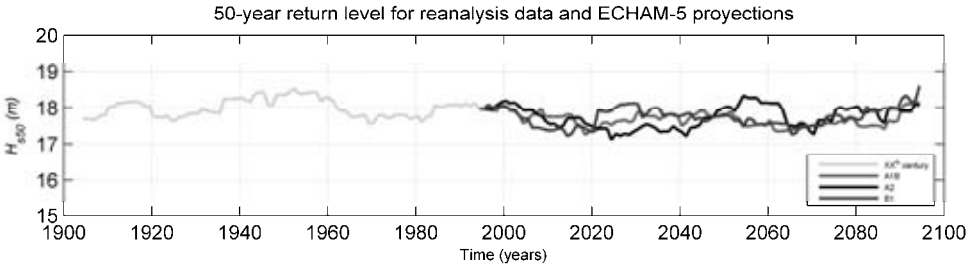


Figura 4. Proyecciones de H_{s50} (m)

Los resultados muestran una variabilidad interanual muy acentuada a lo largo del siglo XXI para los distintos escenarios de cambio climático, especialmente para el escenario A2 (el más desfavorable).

Estos resultados son un primer paso dentro de la metodología para proyectar al siglo XXI. El planteamiento a seguir sería considerar varios modelos climáticos, validar la proyección en el siglo XX con el registro de reanálisis y hacer una combinación de los resultados de los distintos modelos otorgando la ponderación adecuada a cada uno, obteniendo así la proyección final para un escenario.

CONCLUSIONES

- Se ha desarrollado un modelo estadístico basado en GEV mensual con el que se estudia la estacionalidad y la variación interanual del régimen extremal de oleaje.
- La estacionalidad es modelada mediante funciones armónicas, mientras que la variación interanual se considera influenciada por diferentes índices climáticos.
- El modelo se ha aplicado en un área del sur de Europa con datos de satélite y reanálisis, obteniendo resultados que caracterizan espacial y temporalmente la zona.
- Los mapas de H_{s50} mensuales muestran un clima marítimo más severo en la parte noroeste del Atlántico, mientras que la zona más suave es el mar de Alborán.
- Los mapas de H_{s50} son una buena herramienta para el diseño de rutas de barcos, operatividad en estructuras offshore, aerogeneradores…

- El estudio de la variabilidad interanual pone de manifiesto que la NAO y EA son los índices que más afectan a la zona Atlántica, mientras que en la Mediterránea es el EA/WR el que mayor influencia tiene.
- Se plantea un modelo de predicción de régimen extremal de clima marítimo basado en los campos de presiones futuros con el que se puede proyectar al siglo XXI para los distintos escenarios del IPCC.
- La validación del modelo en un punto de reanálisis frente a la costa de Galicia para el período 1996-2001 proporciona una predicción de H_{s50} que prácticamente coincide con la real.
- Las proyecciones obtenidas en el punto de reanálisis para los escenarios A2, B1 y A1B muestran una fuerte variabilidad interanual a lo largo del siglo XXI.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a OPPE por el uso de la base de datos SIMAR-44 y a los proyectos GRACCIE, del Ministerio de Ciencia e Innovación, MARUCA, del Ministerio de Fomento y C3E del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino por la financiación para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

Izaguirre C., Méndez, F.J., Menéndez, M., Luceño, A., Losada, I.J., 2009. Extreme wave climate variability in Southern Europe using satellite data. Journal of Geophysical Research. En revisión.

Jones, P.D., Jónsson, T., Wheeler, D., 1997. Extension to the North Atlantic Oscillation using early instrumental pressure observations from Gibraltar and South-West Iceland. *Int. J. Climatol*. 17, 1433-1450

Menéndez M., Méndez F.J, Izaguirre C., Luceño A., Losada I.J, 2009. The influence of seasonality on estimating return values of significant wave height, Coast. Eng., doi:10.1016/j.coastaleng.2008.07.004

Tema: Clima Marítimo. Oceanografía Física.

ESTUDIO DE LA PRESENCIA DE OLAS GIGANTES (*FREAK WAVES*) EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS

Marta de Alfonso[1], Evan. M. Randall-Goodwin[2]

1. Área de Medio Físico. Puertos del Estado. Av Partenón, 10, 28042 Madrid.

2. Marine and Coastal Sciences, Rutgers. 71 Dudley Road, New Brunswick, New Jersey, 08901 USA.

INTRODUCCIÓN

Hasta hace pocos años, las olas gigantes (*freak* o *rouge waves*) fueron consideradas como leyedas o mitos en la comunidad marítima aunque los relatos de marineros y los daños en barcos sugerían su existencia. Las primeras pruebas llegaron en forma de documentos fotográficos (ver figura 1).

Figura 1. Primeras fotografías sobre freak waves.

La primera evidencia científica de estas olas no llegó hasta el registro de una ola gigante en la plataforma Draupner en el Mar del Norte. Durante el 1 de enero de 1995 se midió un registro de oleaje y en él aparecía una ola de 30 metros (ver figura 2).

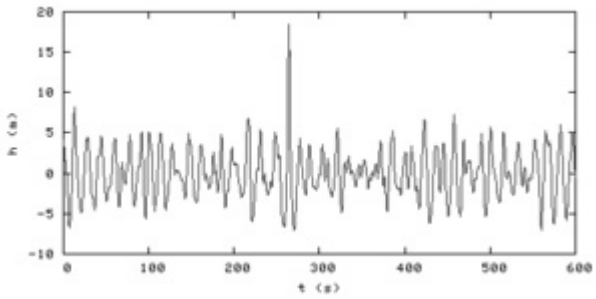


Figura 2. Ola de 30 metros registrada en la plataforma Draupner el 1 de enero de 1995.

El proyecto MaxWave liderado por el GKSS, Rosenthal (2002), confirmó, gracias a las imágenes del Radar de Apertura Sintética (SAR) de los satélites ERS-1 y ERS-2 de la ESA, la existencia de las olas gigantes y probó que se podían encontrar con una mayor frecuencia de lo que se esperaba hasta entonces, teoría refrendada en estudios posteriores, Lui and Pinho, (2004). En la figura 3 se puede ver una de las imágenes en la que aparece una ola gigante de más de 29 metros.

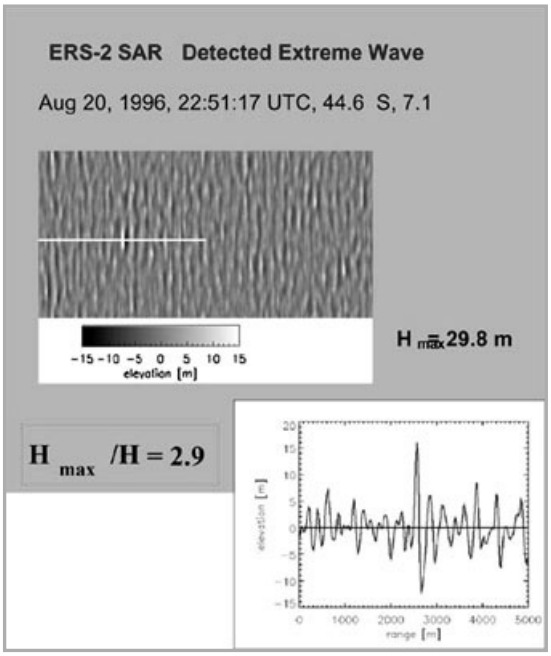


Figura 3. Imagen SAR del satélite ERS2 en el que se aprecia una freak wave.

CRITERIOS PARA DETECTAR OLAS GIGANTES

Si consideramos un registro de oleaje con sus N olas individuales y llamamos Hz a la altura de una ola individual, Hc a la altura de cresta de una ola individual (ver fig. 4) y Hs a la altura significante del registro, WMO (1998), existen dos criterios para considerar una ola como “gigante”, Dysthe et al. (2008):

1.) La altura de ola individual (Hz) es mayor que el doble de la altura significante (Hs):

$$Hz / Hs > 2.$$

2.) La altura de cresta es mayor que 1.25 veces la altura significante (Hs):

$$Hc / Hs > 1.25.$$

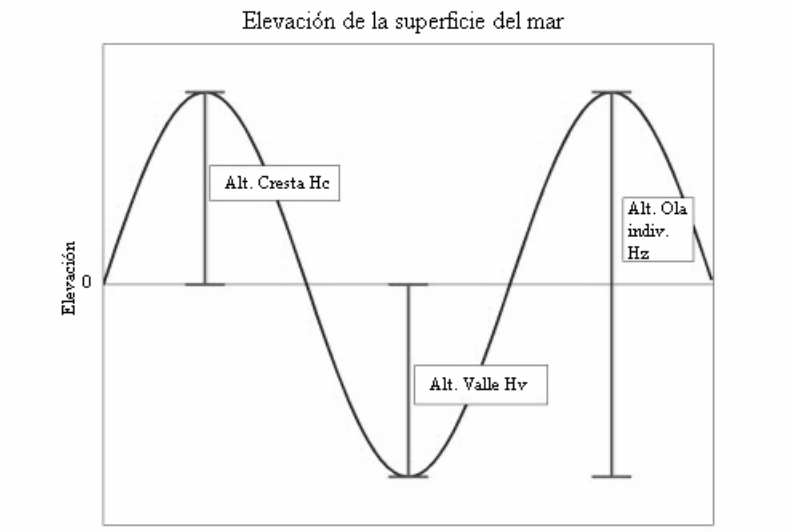


Figura 4. Diagrama de las olas individuales de un registro.

Es importante aclarar que las freak waves no son necesariamente olas de más de 20 metros, sino olas desproporcionadamente grandes respecto a las colindantes (freak = insólito, inesperado). Además, son olas que aparecen en todos los umbrales de altura. De hecho, durante el mayor temporal registrado en las Costas Españolas (24 Enero 2009), se registraron olas de más de 20 metros (26.1 Santander-IEO, 23.5 Estaca, 21.3 Bilbao) y ninguna de ellas cumple el criterio de freak waves.

Se ha especulado mucho sobre las posibles causas de la formación de este tipo de olas. Las más probables parecen ser la interacción con corrientes, que produciría en efecto de asomeramiento (shoaling), el hecho de que varias olas se puedan encontrar en fase sumándose sus amplitudes y efectos no lineales por los que una ola absorbería la energía de las olas colindantes. De los testimonios de testigos que han presenciado estas olas, se puede hacer una clasificación de las freak waves: olas “asomeradas” (con una altura de valle normal y una altura de cresta desmesurada); muros de agua que se propagan varios kilómetros; grupos de tres olas mucho mayores que las colindantes (las llamadas “tres hermanas”) y solitarias olas gigantes que se colapsan en varios segundos.

ESTUDIO SOBRE LAS OLAS GIGANTES EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS

Puertos del Estado dispone de varias redes de medida. Una de ellas es la Red Exterior de boyas multipropósito. Son boyas provistas de un sensor de oleaje direccional y fondeadas lejos de la costa donde los efectos de la batimetría y de la línea de costa no afectan a las medidas. Gracias a estas boyas, se tienen los registros de las series brutas de elevaciones de la superficie del mar con los que las olas gigantes pueden ser detectadas y estudiadas estadísticamente.

Descripción del estudio realizado

De todas las boyas de la Red Exterior, se seleccionaron 4 ubicadas en posiciones sometidas a diferentes condiciones de oleaje, de las que se extrajeron un total de 84.000 registros brutos por el mismo tipo de sensor (Direccional WaveRider de Datawell).: Costa de Galicia (Villano-Sisargas: ~32.000 registros), Islas Canarias (Gran Canaria: ~12.000 registros), Golfo de Cádiz (Cádiz: ~16.000 registros), y Mar Mediterráneo (Tarragona: ~24.000 registros) (ver figura 5).

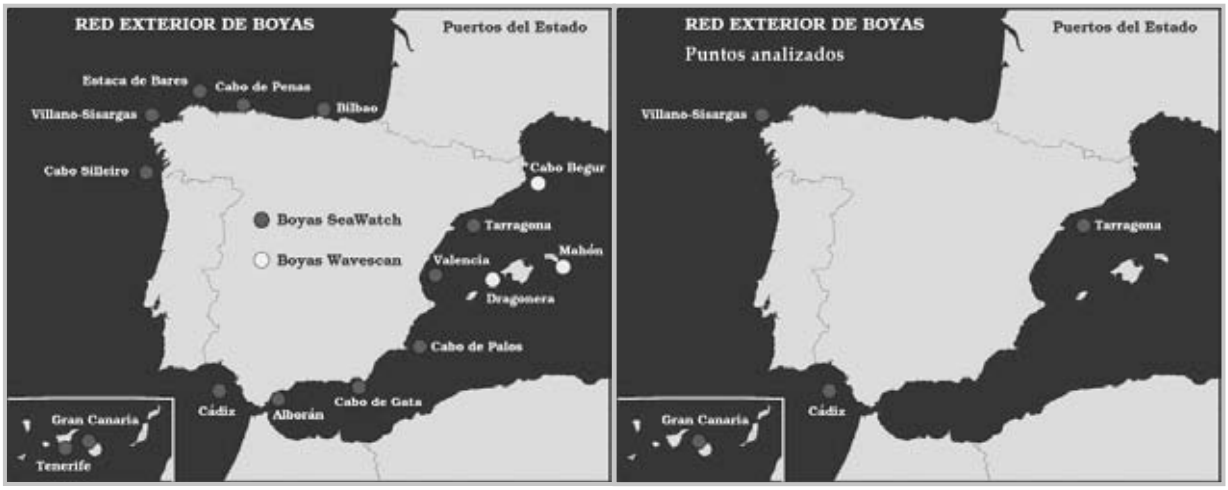


Figura 5. Ubicación de las boyas de la Red Exterior de Puertos del Estado y de los 4 puntos seleccionados para el estudio.

Cada uno de los registros analizados tiene 2048 medidas de la elevación de la superficie del mar cada 0.78125 seg, con lo que la duración total del registro es aproximadamente de unos 26 minutos. Las estadísticas se presentan en forma de porcentajes de aparición dado que el número total de registros analizados no es el mismo en todas las boyas.

El estudio ha consistido en la detección de todas las olas que cumplían alguno de los criterios de las freak waves (o ambos simultáneamente) y en un análisis estadístico de los resultados para estudiar la posible variabilidad geográfica, la variabilidad a lo largo del año y por umbrales de altura.

Consideraciones sobre los criterios de freak waves

Una consideración importante en este estudio es que los criterios para definir una freak wave son relativamente arbitrarios. Respecto al criterio 1 (Hz/Hs > 2), en un registro de oleaje, la altura máxima de oleaje (Hmax) normalmente se encuentra entre 1.4 y 1.8 veces la altura significante (Hs), con 1.6Hs como el valor más probable, pero la relación toma valores continuos desde 1.2 hasta 2.5. En la figura 6 se puede ver un gráfico con los valores de la relación Hmax/Hs para los 32.000 registros seleccionados para este estudio de la boya de Villano-Sisargas y su distribución asociada. Se ha marcado en azul el límite por encima del cual se considera que una ola es una freak wave. El comportamiento para el criterio 2 es similar.

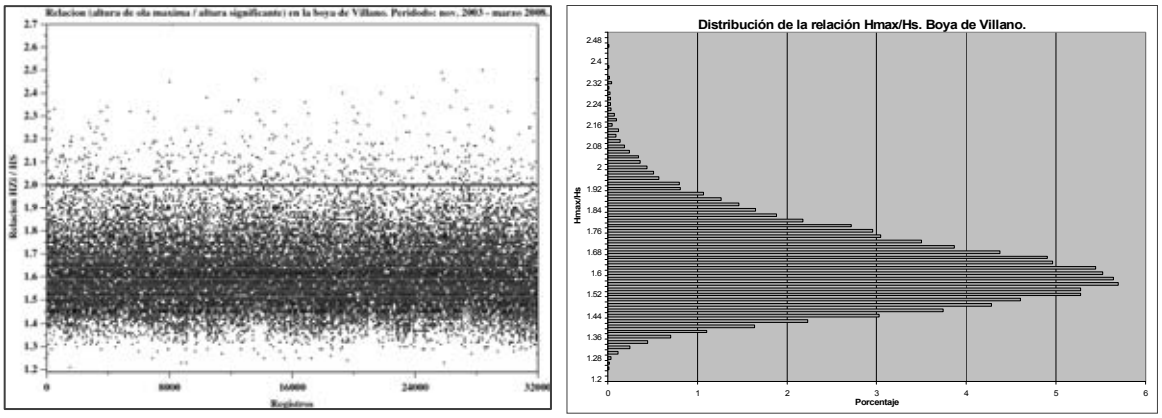


Figura 6. Valores de la relación Hmax/Hs para los 32.000 registros de la boya de Villano-Sisargas seleccionados para el estudio y distribución asociada

Ejemplos de freak waves medidas en las costas españolas

La presencia de freak waves en los registros estudiados es frecuente y constante. Antes de entrar en detalle sobre los resultados obtenidos, se muestran tres ejemplos de las olas gigantes detectadas que fueron registradas por la boya de Villano-Sisargas de la Red Exterior de boyas de Puertos del Estado.

La primera de ellas (figura 7) es la freak wave de mayor altura encontrada en la muestra en estudio. Es una ola de 18 metros de altura registrada el día 27/12/2006 y que cumple el criterio 1 (Hz > 2.0 Hs). La segunda (figura 8) una ola "asomerada" que cumple el criterio de cresta (Hc > 1.25 Hs) medida el 27 de marzo de 2004. La tercera (figura 9), es una ola registrada el día 18/03/2006, que cumple a la vez ambos criterios (1 y 2) y que aparece en medio de otras dos olas también de gran altura asemejándose a un grupo de "tres hermanas".

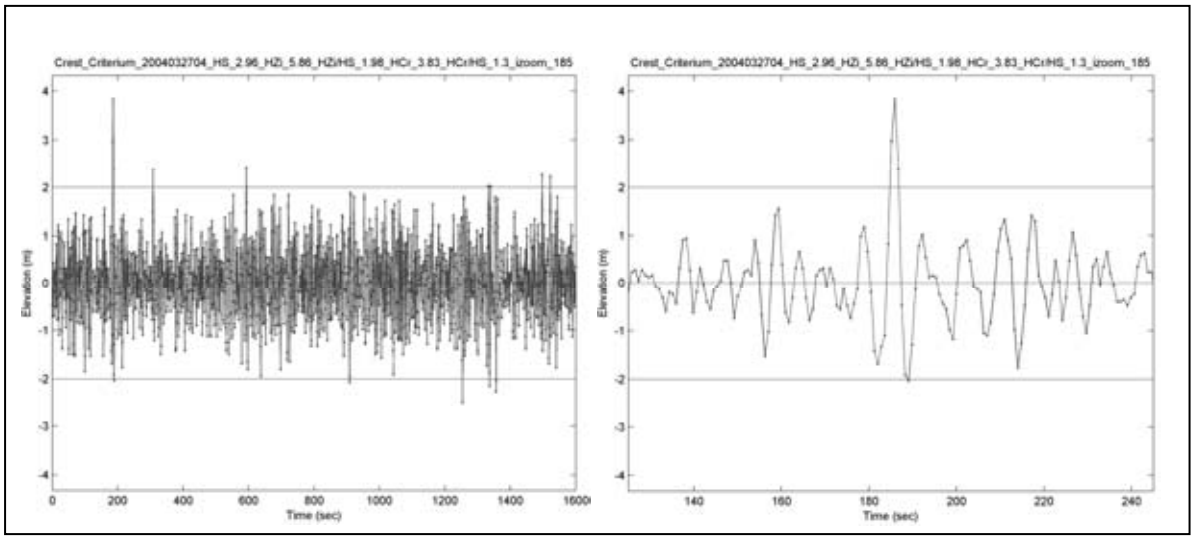


Figura 7. Ola gigante que cumple el criterio 1. Registrada por la boya de Villano-Sisargas el 27/11/2006. Registro completo (izquierda) y detalle de la ola gigante (derecha).

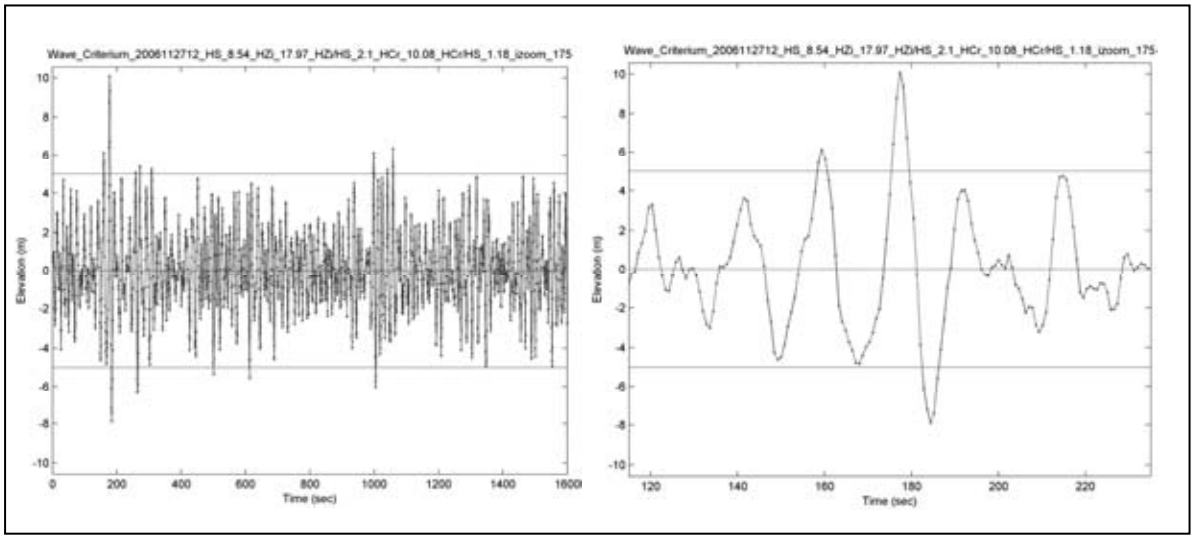


Figura 8. Ola gigante que cumple el criterio 2. Registrada por la boya de Villano-Sisargas el 27/03/2004. Registro completo (izquierda) y detalle de la ola gigante (derecha).

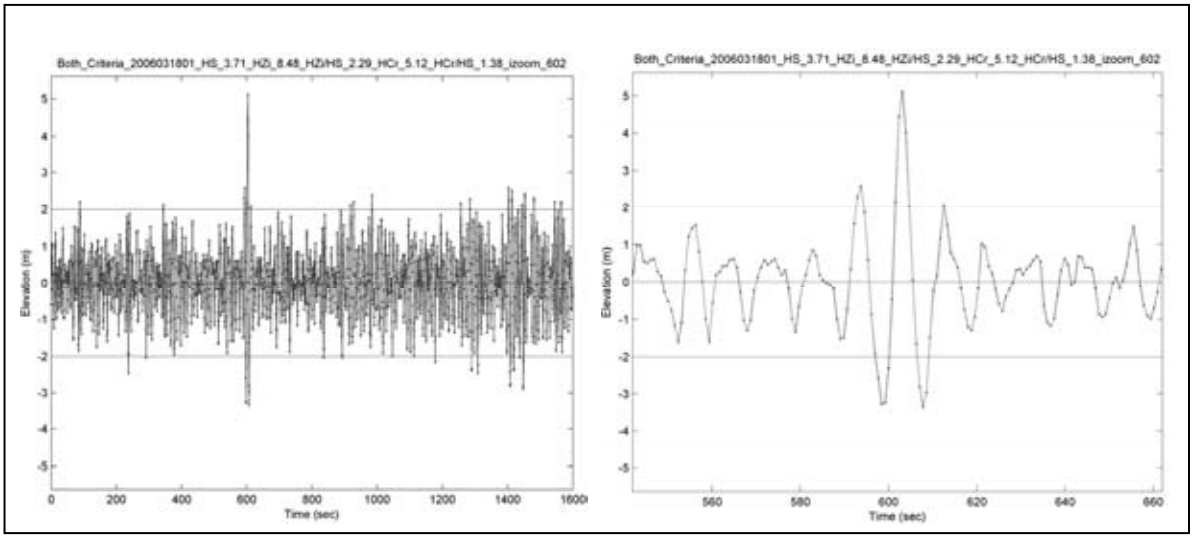


Figura 9. Ola gigante (tres hermanas) que cumple ambos criterios. Registrada por la boya de Villano-Sisargas el 18/03/2006. Registro completo (izquierda) y detalle de la ola gigante (derecha).

Resultados estadísticos del estudio.

Se ha analizado estadísticamente la presencia de freak waves en la muestra seleccionada para el estudio. El análisis se ha realizado en función de distintos factores. En la figura 10 se muestran los porcentajes de aparición según criterio de freak waves y por umbral de altura. En los gráficos se puede observar que la frecuencia de aparición es muy constante y relativamente elevada en todas las boyas (entre el 2% y el 4%). El estudio por umbrales de altura es particularmente complicado ya que al estar las estaciones de medida sometidas a diferentes condiciones atmosféricas, cada una tiene su particular escala de alturas de ola aunque esa misma constancia se ve reflejada claramente.

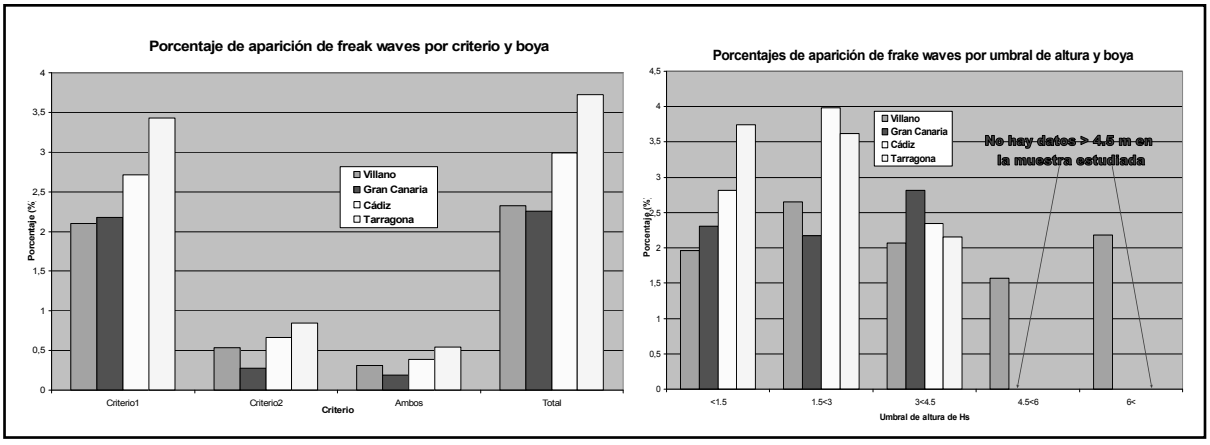


Figura 10. Porcentajes de aparición de freak waves según criterio y boya (izquierda) y según el umbral de altura (derecha).

En la figura 11 se muestran los porcentajes de aparición por meses del año y por criterio para las cuatro boyas del estudio. Se aprecia como los porcentajes son mayores en la boya de Tarragona y menores en las de Villano y Gran Canaria. Además, para el criterio 2 (olas "asomeradas") hay una cierta modulación anual con una mayor presencia los meses de verano e invierno muy notable en la boya del Mediterráneo.

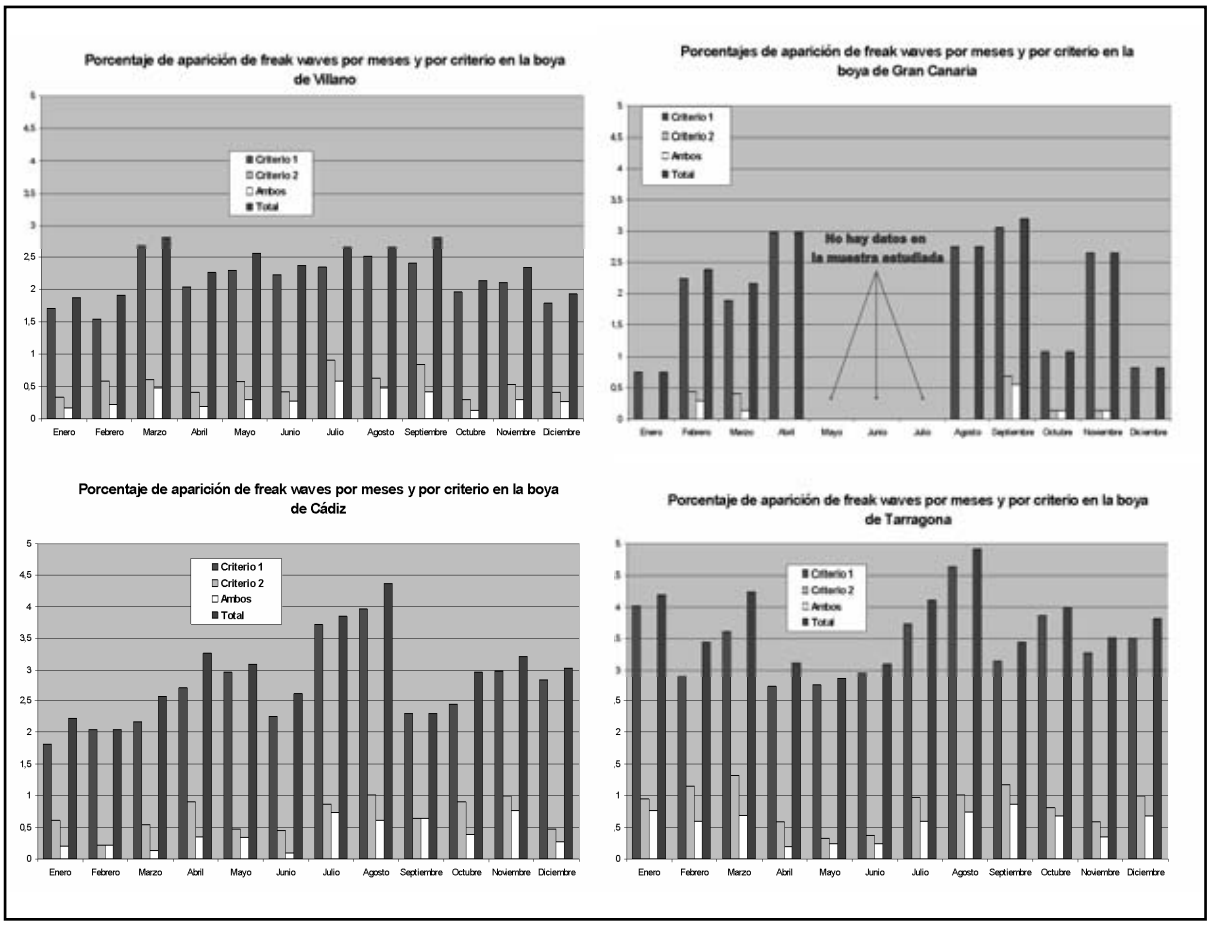


Figura 11. Porcentajes de aparición de freak waves por meses y criterio para las cuatro boyas del estudio.

CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Las freak waves existen según los criterios que las definen, se tienen medidas de ellas y su presencia es más frecuente de lo que se creía (en un 2-4% de los registros analizados).

Según el estudio realizado se aprecian diferencias zonales en las boyas estudiadas (mayor frecuencia de aparición en el Mediterráneo). Para algunas zonas parecen existir diferentes frecuencias de aparición según la época del año, mejor definidas para el criterio 2 (olas con "asomeramiento") siendo más frecuentes en verano e invierno.

Aún con diferencias, su frecuencia de aparición es muy constante en todos los aspectos estudiados (variabilidad geográfica, estacional y por umbrales de altura) y se mantiene para olas con Hs > 6 metros (Villano). Este hecho unido a la aparente arbitrariedad en la definición de una ola como freak wave hacen en cierto modo cuestionables los criterios para considerar una ola como "insólita" o freak.

Las siguientes líneas de trabajo pasan por ampliar la muestra para obtener resultados más fiables. El siguiente paso sería estudiar todos los datos de todas las boyas posibles. Otras futuras líneas podrían ser: comparar resultados de boyas cercanas para afianzar las pautas zonales; comparación con presencia de corrientes para posible pauta estacional en criterio 2; estudiar la presencia de freak waves por umbrales de altura adaptados a cada zona; relación con periodos de oleaje y con registros en desarrollo de tormentas; estudiar la posible propagación a costa (detección de la misma ola en boyas cercanas exterior-costera); posible relación con situaciones atmosféricas, etc….

Finalmente es necesario remarcar que aunque pequeña, la aparición de estas olas, que doblan el valor de la altura significante, es también significativa y constante y puede ocasionar graves daños personales y materiales en construcciones costeras por lo que es necesario tenerlas en cuenta con propósitos de diseño en ingeniería portuaria.

REFERENCIAS

Dysthe K, Krogstad H, Muller P. 2008. Oceanic Rogue Waves. Annu. Rev. Fluid Mech. 40:287-310.

Liu, P C and U F Pinho, 2004. Freak waves more frequent than rare! Annales Geophysicae 22, 1839-1842.

Rosenthal W., 2002. The Maxwave Project. Proc. 8th International Workshop on Wave Hindcasting and forecasting, Banff, Canadá.

WMO Doc. Nº 702. 1998. Guide to wave analysis and forecasting, Secretariat of the World Meteorological Organization – Geneva – Switzerland (second edition).

http://en.wikipedia.org/wiki/Rogue_wave

ANÁLISIS DEL FUERTE TEMPORAL DE PALAMOS DE DICIEMBRE DE 2008

M. Sotillo[1] J.C. Santás[1]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Mº de Fomento. c/Antonio López 81 28026 Madrid

INTRODUCCIÓN

Durante los días 26 y 27 de Diciembre de 2009 un fuerte temporal azotó las costas de Gerona, provocando grandes daños en playas, paseos marítimos y puertos.

Vamos hacer un estudio comparativo de los temporales registrados durante años por la estación de medida de la REMRO (Red Española de Medida y Registro de Oleaje) denominada Gerona.

ANTECEDENTES

La estación de Gerona se abrió en Palamos en 1988, hubo otra boya fondeada en el Golfo de Rosas.

Como en otras estaciones de la REMRO, el oleaje se mide con una boya acelerómetrica que transmite la serie de desplazamientos vía radio a una estación costera que recibe la información, se almacena en un formato digital, siendo luego sometida a un proceso de control de calidad y preanálisis estadístico y espectral. Tanto los datos de las series de desplazamientos, como los datos procesados se enviaban al Centro de Estudios de Puertos y Costas para validar los datos con los informes de calibraciones y averías.

Se registra una serie de 5120 puntos cada hora, que en el año suman 8760 series, que en los casi 20 años de funcionamiento aproximadamente de la estación de Gerona se han estudiado unas 175000 series más los 2 años de la boya de Rosas.

SITUACIÓN

La boya de Gerona está fondeada en las coordenadas 41º49’24”N de latitud y 3º10’42”E de longitud. Profundidad 90 m

Figura 1

TEMPORALES MÁXIMOS ANUALES.

En la Tabla 1 muestra los temporales máximos anuales. El año del máximo temporal registrado fue 2003 con 6,18 metros de altura de ola significante. El menor de los temporales máximos anuales corresponde al año 1998 con 2,42 metros.

AÑO	*H_s (metros)*	*FECHA*
1986	*6,10*	*1 de Marzo*
1987	*4,04*	*15 de Abril*
1988	*5,04*	*3 de Abril*

1989	*3,63*	*18 de Noviembre*
1990	*3,21*	*10 de Octubre*
1991	*4,66*	*2 de Febrero*
1992	*3,87*	*26 de Septiembre*
1993	*3,82*	*31 de Octubre*
1994	*3,65*	*19 de Octubre*
1995	*3,56*	*4 de Noviembre*
1996	*4,71*	*1 de Febrero*
1997	*4,37*	*6 de Noviembre*
1998	*2,42*	*10 de Abril*
1999	*4,85*	*12 de Noviembre*
2000	*4,41*	*23 de Diciembre*
2001	*5,75*	*14 de Diciembre*
2002	*3,95*	*8 de Mayo*
2003	*6,18*	*17 de Octubre*
2004	*4,90*	*16 de Abril*
2005	*3,78*	*2 de Diciembre*
2006	*3,67*	*30 de Enero*

Tabla 1

RÉGIMEN EXTREMAL

Una vez determinado λ (número medio de temporales anuales) se define una segunda altura umbral $H_1 > H_T$ contabilizando el número de temporales que lo supera N_1. El conjunto de altura N_1 constituye la muestra utilizada para el análisis extremal. La muestra se ajusta por el método de los mínimos cuadrados a la distribución de Weibull con parámetros de forma C = 0,75, 1,0, 1,4 y 2,0 .

En la estación de Gerona hemos tomado una separación entre picos de 60 horas, la altura H_T = 1,5 m. ,la altura H_1 = 2,5 m Se le da el nombre de régimen extremal a la función de distribución de los valores extremos de una determinada variable, que vamos a concretar en la altura significante H_s . Entre los métodos más utilizados destacamos: el método de la muestra total, el método de los valores de pico y el método de los máximos anuales. Por los años registrados vamos a usar el segundo de los métodos.

Para el cálculo del régimen extremal vamos a utilizar el método de Picos Relativos sobre Umbral (POT). (Goda,1988). En primer lugar hay que definir el periodo de tiempo entre dos picos consecutivos para que se estimen independientes entre sí. Luego extraemos de las series temporales registradas aquellos temporales independientes que superen una cierta altura significante umbral H_T en el pico del temporal. El conjunto de picos de la tormenta lo adoptamos como muestra inicial. Se calcula el tiempo efectivo de medida teniendo en cuenta el peso climático. De modo que estimemos el número medio de temporales anuales (λ), siendo $\lambda = N_T / T_{efe.}$.

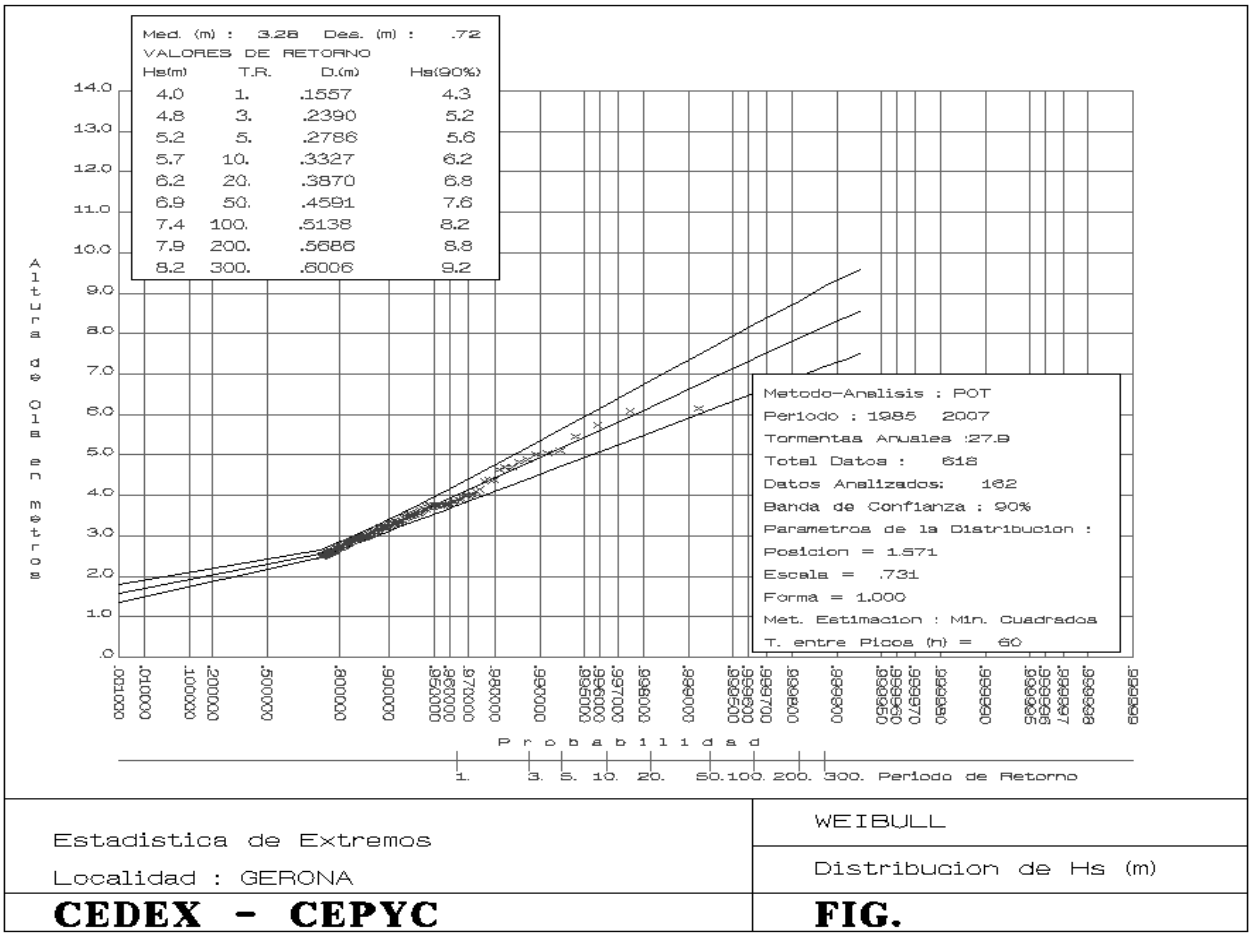


Figura 2

TEMPORAL DE DICIEMBRE DE 2008

El fuerte temporal de 26 y 27 de diciembre superó en más de metro y medio el máximo registrado provocando daños en playas, paseos marítimos, espigones, puertos.

En este trabajo se realiza un análisis del régimen de temporales que se había obtenido hasta finales de 2007 y el efecto que tiene el Temporal de 2008, sobre dicho régimen.

El interés del estudio reside en el análisis comparativo del régimen antes y después de 2008 con el objetivo de determinar la existencia o no de un cambio de tendencias.

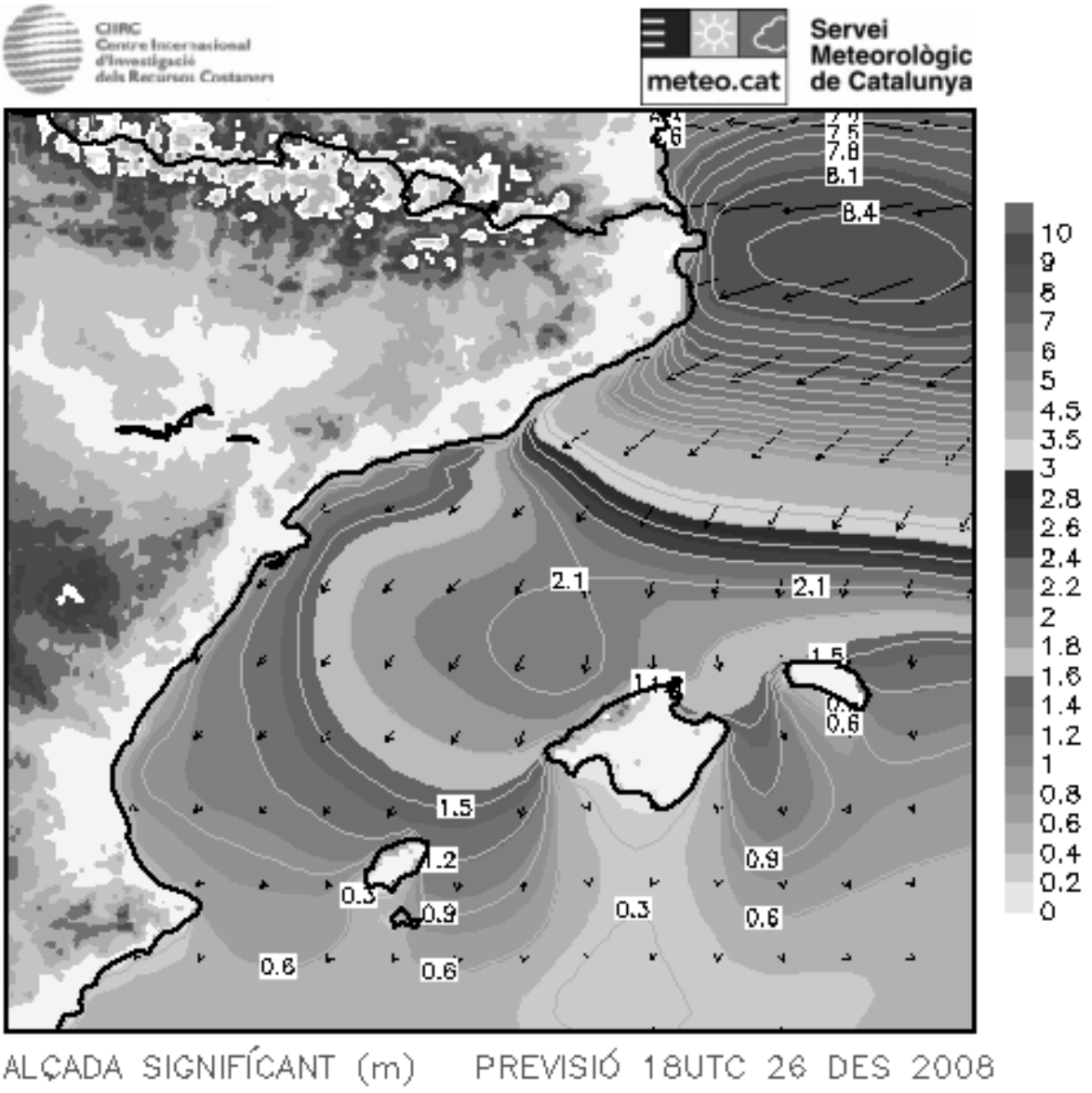


Figura 3. Previsión del estado del mar.

En la figura 3 vemos las previsión para el día del temporal, que fue bastante parecida a los datos medidos por la boya de Palamos.

En la figura 4, la serie de elevaciones correspondiente a la hora que el temporal alcanzó el pico.

En la figura 5, se presenta las curvas de estado del mar correspondientes al mes de Diciembre de 2008; donde puede observarse el temporal.

En la figura 6, observamos el mismo temporal en el dominio de la frecuencia.

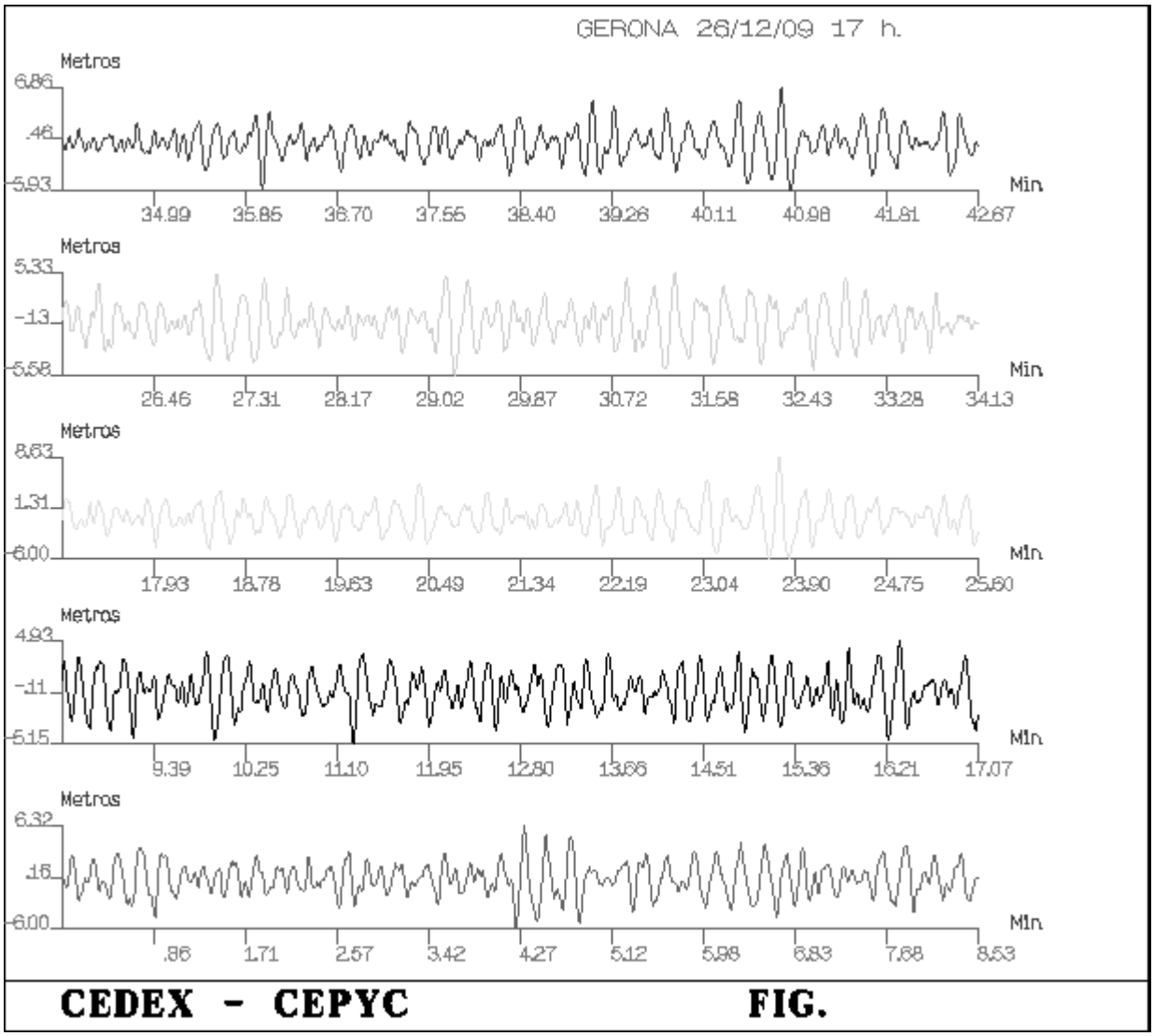


Figura 4. Serie de variación del nivel medio

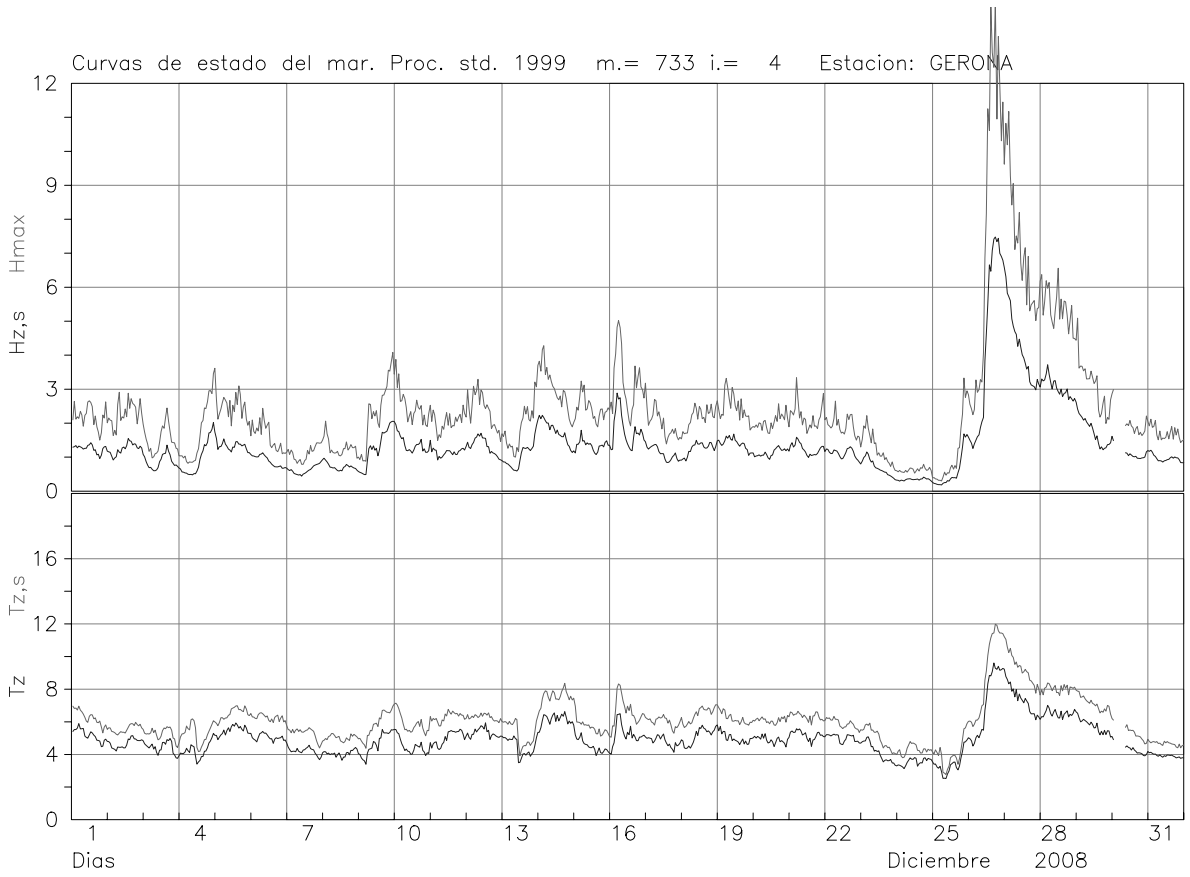

Curvas de estado del mar. Proc. std. 1999 m.= 733 i.= 4 Estacion: GERONA
Hz,s Hmax
Tz Tz,s
0
3
6
9
12
0
4
8
12
16
1
4
7
10
13
16
19
22
25
28
31
Dias
Diciembre 2008

Figura 5

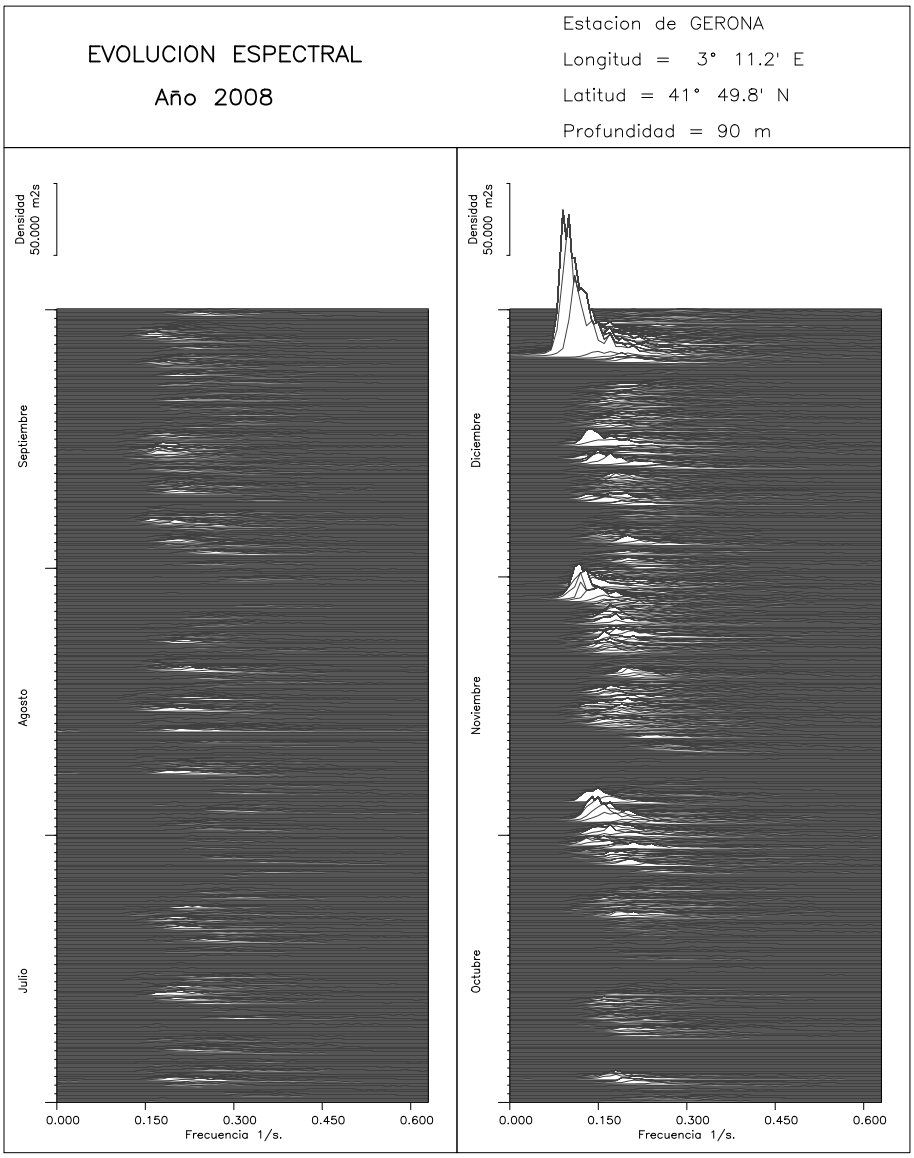


Figura 6. Evolución espectral.

En la tabla 2 comparamos los periodos de retorno de los regímenes de oleaje calculados hasta el 2007 y incluyendo el temporal del 2008.

Podemos ver como varia la horquilla para los diferentes periodos de retorno.

P.rtno.	*R. 1986-2007*	*R. 1986-2008*
5	*5,2 - 5,6*	*5,4 – 5,8*
10	*5,7 – 6,2*	*5,9 – 6,4*

20	*6,2 – 6,8*	*6,4 - 7,0*
50	*6,9 – 7,6*	*7,2 – 7,9*
100	*7,4 – 8,2*	*7,7 – 8,5*

Tabla 2. Comparación de los periodos de retorno.

CONCLUSIONES

De los temporales registrados desde 1986 en la boya de Palamos es el de mayor altura significante (durante este periodo algún temporal no se ha registrado por avería de boya, no podemos saber si ha sido mayor).

Se estima que el periodo de retorno es de 50 años.

Al incorporar al régimen extremal 1986-2007 el año 2008 se observa un cambio en los periodos de retorno. Al comprar la horquilla en la que se encuentra la altura significante para un periodo de retorno dado.

REFERENCIAS

Goda Y. 1988. On the Methodology of selecting Design Wave Height .

21st Int. Coastal Eng. Conf.,ASCE

Martín M.J.,Martínez J.1990. Análisis medio y extremal de oleaje. Cuaderno de Investigación C22. CEDEX.

Ochi, 1982. Stochastic Analysis and Probabilistic Prediction of Random Seas. Advances in Hydroscience. V 13.

NUEVA METODOLOGÍA DE CALIBRACIÓN DIRECCIONAL NO PARAMÉTRICA

A. Tomás[1,2], F.J. Méndez[1], J.D. López[2], I.J. Losada[1], I. Rodriguez[2]

1. Instituto de Hidráulica Ambiental. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria. E.T.S.I. de Caminos Canales y Puertos. Avda. de los Castros s/n, 39005 Santander.
2. Organismo Público Puertos del Estado. Subdirección de Investigación, Desarrollo e Innovación. Avda. Partenón 10, 28042 Madrid.

INTRODUCCIÓN

Dentro de la metodología general para caracterizar el clima marítimo en una posición concreta para, por ejemplo, realizar el diseño de una obra marítima, es necesario realizar la calibración de las bases de datos utilizadas, siempre y cuando éstas no provengan de fuentes de información instrumental.

Tradicionalmente las metodologías de calibración buscan, mediante una relación paramétrica sencilla, estimar la variable calibrada a partir de comparaciones de la variable original con datos instrumentales. Para ello, generalmente se ha utilizado la regresión lineal clásica. Pero con las regresiones, aunque se corrige si una variable está sesgada respecto de otra instrumental, mejorando los estadísticos medios, no se tiene en cuenta las diferentes tendencias de corrección que pueden tener los valores extremos (régimen medio-alto) frente a los medios (régimen medio). Debido a ello, para poder calibrar el régimen medio-alto de las variables, usualmente se han definido relaciones potenciales de calibración que se estiman a partir de la comparación de los regímenes medios (por cuantiles) de los datos originales y los instrumentales.

En la actualidad existen muchas técnicas de calibración de bases de datos de clima marítimo (Tomás, 2009); de entre ellas, las no paramétricas no están condicionadas a la definición de una relación de calibración, sino que adoptan la distorsión o corrección necesaria de cada dato. Así, en este artículo se va a presentar una metodología de calibración no paramétrica, basada en el método de Caires y Ferreia (2005); pero esta metodología de calibración, al igual que la mayoría de las existentes en la actualidad, es escalar, por lo que no se considera la dirección de la variable que se calibra. Sin embargo, en la definición del clima marítimo es fundamental la correcta caracterización de la dirección, por ello se ha acondicionado el método de calibración

no paramétrico para poder calibrar direccionalmente las variables que definen el clima marítimo en una ubicación de interés.

Este trabajo se ha estructurado en cinco apartados. Así, tras la presente introducción, se explican distintas metodologías de calibración no paramétricas, primeramente las escalares (Metodología original de Caires y Ferreira, 2005 y Metodología escalar aplicada al ámbito costero español) y posteriormente el desarrollo realizado para la definición de la metodología de calibración no paramétrica direccional, también aplicada en el ámbito costero español. Finalmente se resumen una serie de conclusiones del presente artículo.

METODOLOGÍA ORIGINAL

La metodología de calibración no paramétrica de Caires y Ferreira (2005) se basa en el estudio de las series temporales (datos de modelado numérico) cuya corrección está condicionada a la información obtenida por otras variables de referencia (datos instrumentales). Así, para cada valor de la serie a calibrar, se busca el conjunto de valores en esa misma serie cuya historia reciente sea similar, de entre todos esos valores se seleccionan los que tienen información instrumental coincidente. Finalmente, con el promedio de las diferencias entre los datos de la serie original seleccionados y sus datos instrumentales simultáneos se corrige cada uno de los valores de la serie.

En concreto, la base de datos a calibrar, H_s, es función del espacio y del tiempo (se denota por $H_s(x,t)$) y la información instrumental de los satélites utilizados se denota por $H_{s\,SAT}(x,t)$. Para las aplicaciones de Caires y Sterl (2005) se buscan historias temporales recientes de 3 observaciones ($m=3$), por lo que como el reanálisis utilizado tiene una resolución temporal de 6 horas, para cada secuencia o subserie de cada dato $[H_s(x,t),\ H_s(x,t-6),\ H_s(x,t-12)]$ se buscan secuencias en el reanálisis $[H_s(x,t_i),\ H_s(x,t_i-6),\ H_s(x,t_i-12)]$ similares a la original, donde el subíndice $_i$ denota el instante de tiempo de la serie temporal del reanálisis. Para buscar las subseries similares a la original se define el parámetro h_n, que acota las máximas diferencias permitidas con los datos buscados (3 observaciones) en la forma siguiente: $\left|H_s(x,t_i)-H_s(x,t)\right|<h_n$, $\left|H_s(x,t_i-6)-H_s(x,t-6)\right|<h_n$ y $\left|H_s(x,t_i-12)-H_s(x,t-12)\right|<h_n$. De las subseries del reanálisis que cumplen este requerimiento de analogía, se identifican las p

secuencias que tengan datos coincidentes de satélites en los instantes t_i. A partir de ellos se obtiene el valor calibrado de $H_s(x,t)$, $H_{s\,CAL}(x,t)$, dado en la ecuación 1:

$$H_{s\,CAL}(x,t) = H_s(x,t) + \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}\left[H_{s\,SAT}(x,t_i) - H_s(x,t_i)\right] \tag{1}$$

donde t_i es cada uno de los instantes en la serie temporal de reanálisis que cumplen el criterio de analogía definido anteriormente ($\left|H_s(x,t_i) - H_s(x,t)\right| < h_n$, $\left|H_s(x,t_i-6) - H_s(x,t-6)\right| < h_n$ y $\left|H_s(x,t_i-12) - H_s(x,t-12)\right| < h_n$) y que tienen datos de satélites coincidentes.

En la figura 1 se presenta un croquis del método de calibración no paramétrico de Caires y Ferreira (2005) en la que se plantea la calibración de un dato, buscando subseries de 3 datos ($m = 3$) que disten menos de h_n de la original (zonas sombreadas en amarillo). Para los puntos que cumplan dicha restricción y que tengan información instrumental, se evalúa la diferencia $H_{s\,SAT}(x,t_i) - H_s(x,t_i)$ (marcada con una flecha verde); el promedio de todos esos valores (p) es el residuo o el valor que hay que añadir al dato original para calibrarlo (marcado en azul).

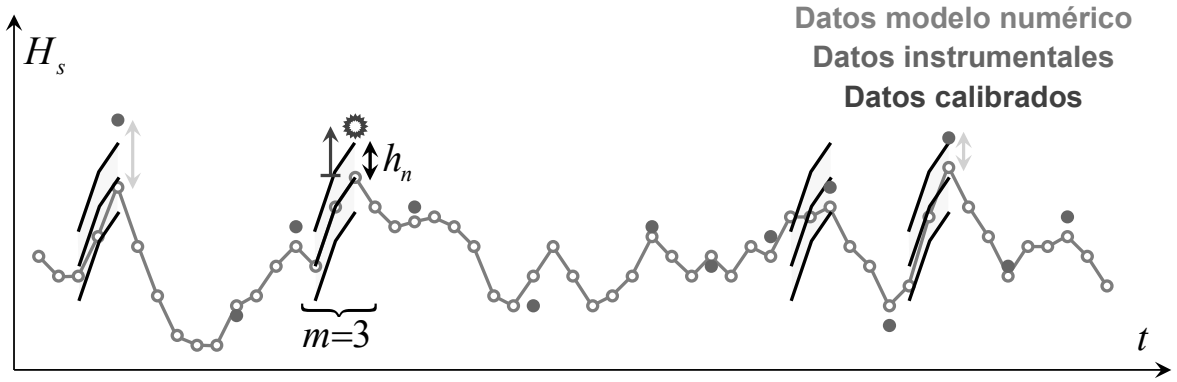


Figura 1. Croquis de la calibración no paramétrica definida por Caires y Ferreira (2005).

Para definir completamente el método de calibración aún hay que definir ciertos parámetros como h_n, que depende de m y de la población de datos que se dispone (n). En teoría h_n tiende a 0 cuando n tiende a infinito, siendo la expresión empleada en Caires y Ferreira (2005), la dada en la ecuación 2:

$$h_n = \left(cn^{\alpha-1} \log n^2 \right)^{1/m} \tag{2}$$

donde c y α son constantes que deben determinarse empíricamente.

Usualmente este método ha sido implementado suponiendo que $\alpha = 0.2$ y que para una población de 700 datos la máxima diferencia permitida para considerar subseries similares es 0.3m, por lo que $c = 0.3^m / (700^{\alpha-1} \log 700^2)$, que se denotará por $h_{700} = 0.3m$. También deben definirse restricciones para considerar los datos instrumentales coincidentes en posición y en tiempo con los datos de modelado numérico. En la aplicación del método no paramétrico para la base de datos de H_s del ERA-40 en el Atlántico Norte se ha considerado una distancia máxima de 10º para considerar un dato de satélite (en concreto TOPEX/POSEIDON) coincidente con el dato a calibrar (en adelante se denotará dicha distancia por R).

METODOLOGÍA ESCALAR

En este apartado se define, modificando la metodología original de Caires y Ferreira (2005), la metodología de calibración escalar de H_s de SIMAR-44 con datos de satélites y también su aplicación a la calibración escalar de H_s, T_m y θ de SIMAR-44 utilizando datos de boyas.

Como ya se ha comentado, para implementar el método de calibración no paramétrico a las bases de datos de reanálisis de los oleajes costeros españoles ha sido necesario introducir ciertas variaciones respecto del presentado por Caires y Ferreira (2005). Dicha metodología calibra escalarmente el valor de H_s en un punto con información de áreas de 10º alrededor suyo ($R = 10º$) en el Atlántico Norte. Para el ámbito costero español, tras diversas pruebas ($R = 5º$, $R = 1º$, $R = 0.5º$ y $R = 0.25º$), se recomienda utilizar valores $R \approx 0.5º$. Estos valores son un compromiso entre que haya suficientes datos para calibrar en el interior del área de radio R y que los datos sean representativos de la posición donde se realiza la calibración, ya que si R es muy grande se realizan calibraciones incorrectas, en cambio si R es muy pequeño implica que hay pocos datos de referencia para calibrar, dejando sin calibrar un gran porcentaje de datos.

En la metodología de calibración original, el requisito de similitud de subseries es quizás muy exigente. La restricción de tomar para una población de 700 datos una diferencia máxima de 0.3m para considerar subseries similares se aproxima a la precisión con la que miden las boyas y/o satélites las mayores olas (el 5% de 5m es aproximadamente 0.3m), que son las olas en las que más interés se tiene en calibrar correctamente. Para corregir este problema se toma $h_{700} = 0.5m$, obteniéndose resultados mejores que los obtenidos con $h_{700} = 0.3m$, sin distorsionar indebidamente los oleajes más extremos y calibrando un mayor porcentaje de datos. Por ello, a la vista de estos resultados, se fija para las siguientes aplicaciones de calibración de las costas españolas $R = 0.5^{\circ}$ y $h_{700} = 0.5m$.

A la hora de definir la subserie de búsqueda se ha definido (tras diversas pruebas) que las duraciones serán de 6 horas para el Mediterráneo y de 12 horas para el Atlántico, pues la variabilidad espacio-temporal del Atlántico es menor que el Mediterráneo y la resolución temporal de SIMAR-44 en el Mediterráneo es de 1 hora, en cambio en el Atlántico su resolución temporal es de 3 horas. Por lo que para el Mediterráneo $m = 7$, ya que la resolución temporal de SIMAR-44 en el Mediterráneo es de 1 hora y la subserie de búsqueda se define de 6 horas. En cambio para el Atlántico $m = 5$, pues la resolución temporal de SIMAR-44 en el Atlántico es de 3 horas y la subserie de búsqueda se define de 12 horas.

Un problema que presentan los métodos de calibración puntual no paramétricos es que si la información instrumental no es muy homogénea y presenta saltos o quiebros en la serie temporal, pueden ser introducidos en la serie temporal calibrada. Esto es debido a que al corregir cada dato independientemente, en ciertas ocasiones se obtienen correcciones muy diferentes para oleajes muy similares y contiguos en el tiempo, introduciéndose un cierto ruido (o alta frecuencia) en la señal provocada por el procedimiento de calibración.

Para solucionar el problema de las inhomogeneidades o ruido generado con la calibración se han desarrollado varias alternativas, pero la que mejores resultados ha producido es aplicar un filtro que reduzca las oscilaciones de alta frecuencia a los residuos (o promedio de diferencias entre el valor de referencia de satélite y el original de SIMAR-44) que finalmente se agregan a la serie original para calibrarla. Por simplicidad se han probado medias móviles de 3, 5, 7, 9 y 11 horas, aplicándolas tanto una vez como dos veces sucesivas a los residuos, siendo las que

mejores resultados generaban las dobles de 5 horas para el Mediterráneo y las dobles de 9 horas para el Atlántico.

Además de la calibración de H_s de SIMAR-44 con datos de boyas, también se puede calibrar otros parámetros de SIMAR-44 como T_m o θ, pues se dispone de esa información, entre otros parámetros de oleaje, a partir de boyas. Pero para aplicar el método no paramétrico a estas variables hay que determinar ciertos parámetros intrínsecos de la metodología de calibración, como m, c o α. Para m y α se han dejado los mismos parámetros que los determinados para H_s, pero para establecer el equivalente a h_{700} para T_m o θ (denotándose t_{700} y θ_{700} respectivamente), se han realizado distintas pruebas, en función de ellas, de los rangos de variación de las distintas variables y de las precisiones en su determinación se han propuesto:

- Para T_m, con una población de 700 datos, se permite una máxima diferencia para considerar subseries similares de 0.5s, por lo que $c = 0.5^m / (700^{\alpha-1} \log 700^2)$, siendo $t_{700} = 0.5s$.

- Para θ, con una población de 700 datos, se permite una máxima diferencia para considerar subseries similares de 22.5º, por lo que $c = 22.5^m / (700^{\alpha-1} \log 700^2)$, siendo $\theta_{700} = 22.5º$.

METODOLOGÍA DIRECCIONAL

En la metodología escalar de calibración no paramétrica se calibra una variable (por ejemplo H_s) sin tener en cuenta las relaciones con otras variables (por ejemplo θ), por eso se ha denominado escalar. Pero a la hora de buscar subseries temporales análogas a una dada se puede comparar para cada instante de tiempo los valores de la propia variable u otras variables del oleaje. Así, por ejemplo para una subserie dada $[H_s(x,t),\ H_s(x,t-6),\ H_s(x,t-12)]$ se buscan secuencias $[H_s(x,t_i),\ H_s(x,t_i-6),\ H_s(x,t_i-12)]$ similares a la original comparando no sólo H_s a través del parámetro h_n sino también otras variables como θ mediante θ_n, debiendo verificarse simultáneamente $\left|H_s(x,t_i) - H_s(x,t)\right| < h_n$, $\left|\theta(x,t_i) - \theta(x,t)\right| < \theta_n$,

$\left|H_s(x,t_i-6)-H_s(x,t-6)\right|<h_n$, $\left|\theta(x,t_i-6)-\theta(x,t-6)\right|<\theta_n$, $\left|H_s(x,t_i-12)-H_s(x,t-12)\right|<h_n$ y $\left|\theta(x,t_i-12)-\theta(x,t-12)\right|<\theta_n$, siendo en este caso $m=6$ (3 instantes de tiempo de cada subserie por 2 variables a comparar) las condiciones que deben cumplirse para considerar las subseries similares.

Al aumentar el número de condiciones o restricciones que se deben satisfacer para que dos subseries sean similares se reduce el número p de secuencias con datos instrumentales coincidentes que cumplen dichas restricciones, lo que implica que se reduzca el porcentaje de datos calibrados. Pero los datos que se consiguen calibrar con esta metodología tienen una gran calidad y fiabilidad, pues distintos oleajes de variadas características direccionales pueden requerir calibraciones diferentes. Para solucionar el problema de calibrar el mayor número de datos que se pueda con la mayor precisión posible, aprovechando la información direccional que se tiene con el modelado numérico, se define la calibración direccional en dos fases. En una primera fase se calibra escalarmente cada una de las variables del oleaje por separado (como se ha explicado en la metodología escalar), corrigiendo de esta forma la práctica totalidad de los datos. Y a partir de estos datos calibrados, en una segunda fase, se recalibra imponiendo más restricciones a las distintas variables del oleaje, de forma que cuando haya información suficiente como para calibrar direccionalmente un dato se corrige, y sino, se mantiene la calibración escalar.

En la ecuación 3 se resume la calibración escalar de los tres parámetros seleccionados para caracterizar los estados de mar SIMAR-44 (H_s, T_m y θ) calibrándolos con boyas, o lo que es lo mismo, se presenta la primera fase de la calibración direccional. En dicha primera fase se utilizan las parametrizaciones y filtros explicados en la metodología escalar, por ejemplo subseries de 6 horas o dobles filtros de media móvil de 5 horas para el Mediterráneo.

$$\left.\begin{array}{c}|H_s(x,t_i)-H_s(x,t)|<h_n\\ \vdots\\ |H_s(x,t_i-6)-H_s(x,t-6)|<h_n\end{array}\right\} \quad H_{s\ CAL\ 1}(x,t)=H_s(x,t)+\frac{1}{p_h}\sum_{i=1}^{p_h}\left[H_{s\ BOYA}(x,t_i)-H_s(x,t_i)\right]$$

$$\left.\begin{array}{c}|T_m(x,t_i)-T_m(x,t)|<t_n\\ \vdots\\ |T_m(x,t_i-6)-T_m(x,t-6)|<t_n\end{array}\right\} \quad T_{m\ CAL\ 1}(x,t)=T_m(x,t)+\frac{1}{p_t}\sum_{i=1}^{p_t}\left[T_{m\ BOYA}(x,t_i)-T_m(x,t_i)\right]$$

$$\left.\begin{array}{c}|\theta(x,t_i)-\theta(x,t)|<\theta_n\\ \vdots\\ |\theta(x,t_i-6)-\theta(x,t-6)|<\theta_n\end{array}\right\} \quad \theta_{CAL\ 1}(x,t)=\theta(x,t)+\frac{1}{p_\theta}\sum_{i=1}^{p_\theta}\left[\theta_{BOYA}(x,t_i)-\theta(x,t_i)\right]$$

p_h secuencias coincidentes en H_s con datos de boya

p_t secuencias coincidentes en T_m con datos de boya

p_θ secuencias coincidentes en θ con datos de boya

(3)

Tras la primera calibración escalar de la fase 1 ($CAL\ 1$) de la calibración direccional, ver ecuación 3, se realiza la fase 2 ($CAL\ 2$) de la calibración direccional de H_s, que se describe en la ecuación 4:

$$\left.\begin{array}{c}|H_{s\ CAL\ 1}(x,t_i)-H_{s\ CAL\ 1}(x,t)|<h_n\\ |T_{m\ CAL\ 1}(x,t_i)-T_{m\ CAL\ 1}(x,t)|<t_n\\ |\theta_{CAL\ 1}(x,t_i)-\theta_{CAL\ 1}(x,t)|<\theta_n\\ \vdots\\ |H_{s\ CAL\ 1}(x,t_i-6)-H_{s\ CAL\ 1}(x,t-6)|<h_n\\ |T_{m\ CAL\ 1}(x,t_i-6)-T_{m\ CAL\ 1}(x,t-6)|<t_n\\ |\theta_{CAL\ 1}(x,t_i-6)-\theta_{CAL\ 1}(x,t-6)|<\theta_n\end{array}\right\} \begin{array}{l}H_{s\ CAL\ 2}(x,t)=H_{s\ CAL\ 1}(x,t)+\ldots\\ \quad\ldots+\frac{1}{p_{ht\theta}}\sum_{i=1}^{p_{ht\theta}}\left[H_{s\ BOYA}(x,t_i)-H_{s\ CAL\ 1}(x,t_i)\right]\end{array}$$

$p_{ht\theta}$ secuencias coincidentes en H_s, T_m y θ con datos de boya

(4)

La segunda fase es propiamente la calibración direccional, pues en los criterios de búsqueda de subseries temporales se introduce la comparación con θ. De hecho se buscan coincidencias con las tres variables ya calibradas en la fase 1 ($H_{s\ CAL\ 1}$, $T_{m\ CAL\ 1}$ y $\theta_{CAL\ 1}$). También se ha estudiado comparar únicamente la variable a calibrar junto con su dirección, pero los mejores resultados se han obtenido introduciendo siempre las tres variables, sea cual sea la que se

finalmente calibre, pues se respetan las correlaciones entre H_s y T_m. Todos los ajustes de los parámetros, variaciones de la metodología original, introducción de filtros desarrollados para la metodología escalar se mantienen para la direccional.

A continuación, en las figuras 2 y 3 se muestran algunos de los resultados de calibración, verificación y validación obtenidos con la metodología de calibración no paramétrica direccional, comprobándose las considerables mejoras obtenidas (de mayor calidad que las obtenidas con la metodología escalar no paramétrica). Se disminuye la dispersión de los datos, se verifica la igualdad de los regímenes medios y medio-altos, se puede evaluar la incertidumbre de la calibración, se mantiene la distribución conjunta direccional (H_s-T_m-θ),…

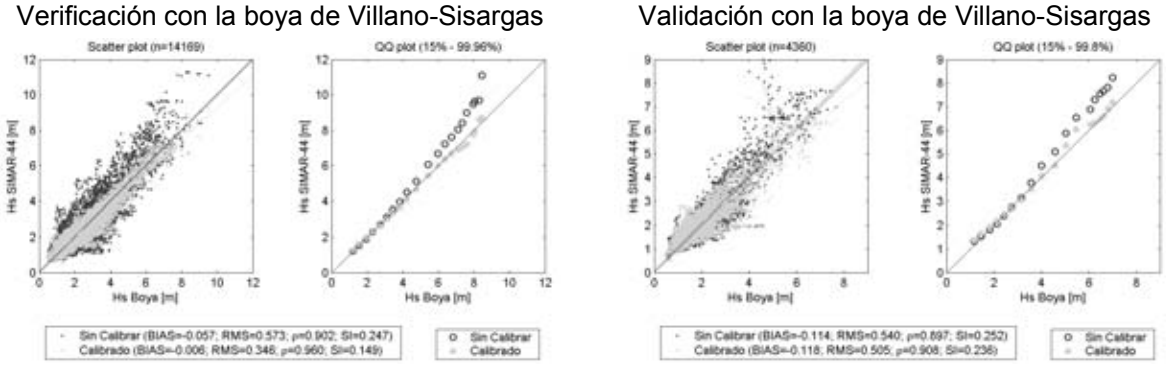


Figura 2. Calibración direccional de H_s de SIMAR-44 en la posición de la boya de Villano-Sisargas con datos de la boya hasta el año 2000 (izquierda) y validación con datos del año 2001 (derecha).

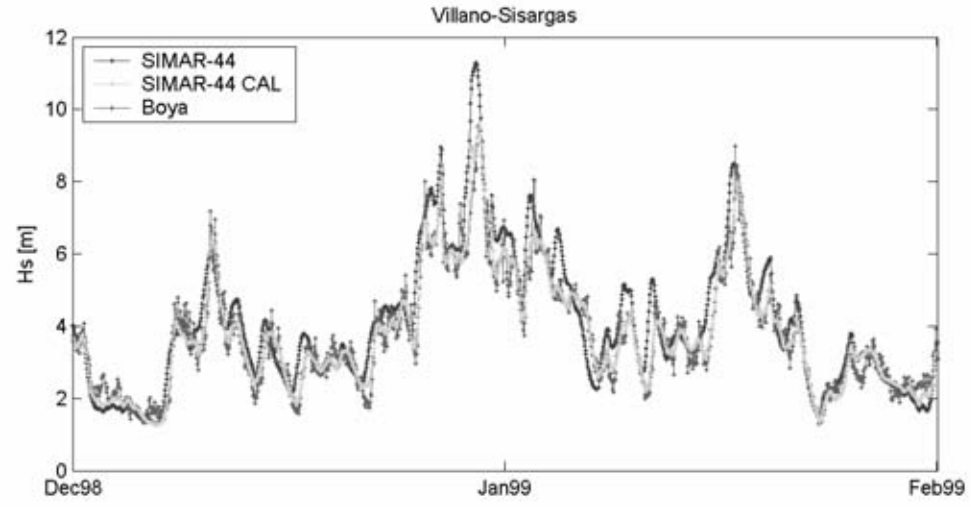


Figura 3. Series temporales de dos meses de H_s de la boya de Villano-Sisargas y SIMAR-44 sin calibrar y calibrado en la posición de la boya de Villano-Sisargas.

CONCLUSIONES

A partir del método de calibración no paramétrico escalar original de Caires y Ferreira (2005) se ha desarrollado la metodología de calibración puntual escalar, implementándola para el ámbito costero español; desarrollando a partir de ella una nueva metodología de calibración puntual direccional no paramétrica, que permite calibrar el oleaje manteniendo la distribución conjunta direccional (H_s, T_m y θ). No es necesario que las series de oleaje instrumentales y de reanálisis estén perfectamente en fase, aunque si es necesario que exista una suficiente cantidad de datos coincidentes. Finalmente, con esta metodología de calibración se puede definir, de forma sencilla, el intervalo de confianza de cada dato calibrado.

La metodología de calibración no paramétrica (escalar y direccional) se ha aplicado exhaustivamente a los datos H_s, T_m y θ de SIMAR-44 del Atlántico y Mediterráneo para calibrarlos con datos de boyas y/o satélites, validando siempre los resultados. Con el objetivo de obtener los mejores resultados en las costas españolas, se han ajustado los parámetros que rigen las técnicas de calibración no paramétricas e incluso se han incorporado modificaciones como los filtros de media móvil en el residuo que debe sumarse a la serie original para calibrarla.

La metodología de calibración no paramétrica presentada calibra cada dato con la corrección media de los datos instrumentales análogos, obteniéndose excelentes resultados de calibración del régimen medio y medio-alto. Sin embargo, los datos más energéticos (y en general menos frecuentes), si no tienen datos instrumentales análogos, no se corrigen, en cuyo caso el régimen extremal no se calibra, con lo cual esta metodología se podría complementar con alguna otra técnica de corrección paramétrica.

REFERENCIAS

Caires, S., Ferreira, J.A. 2005. On the Non-parametric Prediction of Conditionally Stationary Sequences. *Statistical Inference for stochastic Processes,* 8, 151-184.

Caires, S., Sterl, A. 2005. A new nonparametric method to correct model data: application to significant wave height from the ERA-40 Re-Analysis. *J. Atmospheric and Oceanic Tech.,* 22(4), 443-459.

Tomás, A. 2009. Metodologías de calibración de bases de datos de reanálisis de clima marítimo. *Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.*

Tema: Clima Marítimo. Oceanografía Física

MEDIA BAYESIANA DE MODELOS APLICADA A LA MEJORA DE LA PREVISIÓN DEL NIVEL DEL MAR: SISTEMA ENSURF

B. Pérez[1], E. Alvarez[1], M. Verlaan[2], R. Brower[2], J. Beckers[2], D. Paradis[3], C. Balseiro[4], L. Vilasa[4], M. Cure[5]

1. Area de Medio Físico de Puertos del Estado. Avda. del Partenón, 10, 28042 Madrid, bego@puertos.es, enrique@puertos.es

2. Deltares, PO Box 177, 2600 MH Delft, Holanda.

3. Meteo-France, Av. Coriolis 42, 31057 Toulouse Cedex, Francia.

4. MeteoGalicia, Rúa Roma, nº6 15707 – Santiago de Compostela.

5. Irish Marine Institute, Rinville, Oranmore, Co. Galway, Irlanda.

RESUMEN

En Europa existen actualmente diversos sistemas de previsión de oleaje, niveles del mar o corrientes, cuyos dominios de simulación a veces solapan en parte, e incluso completamente, para una determinada zona de costa. El paso lógico inmediato es la utilización de las predicciones disponibles para generar una previsión de mayor calidad con intervalos de confianza (previsión estadística). En este contexto se desarrolla, dentro del proyecto europeo ECOOP (http://www.ecoop.eu), el sistema ENSURF, con el objetivo de mejorar la calidad y accesibilidad a los diferentes sistemas de previsión de nivel del mar existentes en Europa. El sistema utiliza la herramienta de visualización y análisis Matroos y la técnica de promediado bayesiano de modelos (BMA: Bayesian Model Average). ENSURF está operativo desde el 1 de Febrero de 2009 (inicio periodo de demostración proyecto ECOOP).

INTRODUCCIÓN

La oceanografía operacional europea se divide en tres alianzas regionales: NOOS, en el Mar del Norte, MOON, en el Mediterráneo, e IBIROOS en la fachada Atlántica e islas Canarias; todas ellas se enmarcan en el contexto de EuroGOOS. La zona NOOS lleva años de ventaja en previsión de oleaje y nivel del mar por tormenta, debido a las frecuentes inundaciones, en ocasiones catastróficas y con pérdidas humanas, que se producen en la zona. Ello es debido a la confluencia de tres factores: latitud proclive a

fuertes tormentas, aguas someras y, en el caso de países como Holanda, una costa plana al nivel del mar o incluso por debajo; el nivel puede subir varios metros por encima de la marea durante una tormenta, lo que explica la importancia para la vida diaria de estos sistemas en el Mar del Norte. IBIROOS es la alianza más reciente, actualmente en fase de creación. La zona MOON ha orientado sus sistemas operacionales a la predicción de corrientes y fenómenos de más larga variación que los contemplados en este trabajo. Ello explica la práctica ausencia de modelos operacionales con salida de nivel del mar en el Mediterráneo. No obstante, ninguna de estas dos regiones está libre de los efectos en el nivel del mar de la meteorología, aunque normalmente la magnitud es considerablemente inferior (menos de 1 metro) y los daños suelen limitarse a las infraestructuras y playas.

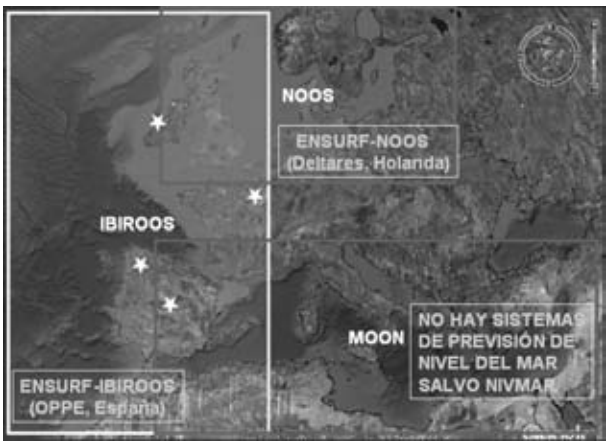


Figura 1. Alianzas regionales en oceanografía operacional dentro de EuroGOOS. Las cruces muestran las instituciones participantes en ENSURF-IBIROOS, cuyo sistema se describe en este trabajo.

En este contexto, el objetivo de este trabajo es crear una herramienta que mejore la calidad, fiabilidad y acceso a las predicciones de nivel del mar por efectos meteorológicos actualmente operacionales en Europa, mediante la utilización de conjuntos de modelos y datos observacionales. Dicha herramienta es el sistema ENSURF. Para ello es necesario establecer el flujo adecuado de datos entre instituciones, utilizar una herramienta adecuada de visualización y análisis de datos y disponer, además de un número mínimo de previsiones operativas, de estaciones mareográficas con transmisión de datos en tiempo real.

El sistema ENSURF consta actualmente de dos componentes fundamentales, teniendo en cuenta el diferente estado de implementación y el número de modelos disponibles en cada región: ENSURF-NOOS y ENSURF-IBIROOS. No existe una componente para MOON debido a la ausencia de previsiones operativas de nivel del

mar, salvo en el Mediterráneo Occidental, que se incorpora a ENSURF-IBIROOS. En este trabajo se describirá el desarrollo de este último, donde se parte de cero con base en la experiencia en el Mar del Norte. ENSURF utiliza el software Matroos (Multifunctional Access Tool for Operacional Ocean Data Services), herramienta desarrollada por Deltares, que incorpora la técnica estadística BMA. Este artículo describirá las características del sistema y, sobre todo, los primeros resultados de comparación entre modelos y la BMA, realizados durante el periodo de demostración del sistema (periodo TOP).

DESCRIPCIÓN DE ENSURF-IBIROOS

El sistema ENSURF-IBIROOS ha sido implementado en Puertos del Estado y se encuentra operativo desde Enero de 2008 (http://www.tinyurl.com/ensurfIBI). Para iniciar un sistema en la zona IBIROOS, fue necesario en primer lugar identificar los modelos disponibles y las estaciones con información en tiempo real de la zona. En estos momentos se dispone de 8 previsiones operativas de nivel del mar en IBIROOS, de modelos tanto barotrópicos como baroclínicos, con diferentes forzamientos y resoluciones: 2 de Puertos del Estado, 3 de MeteoFrance, 2 de MeteoGalicia y 1 del Marine Institute (Irlanda) (tabla 1). Las características detalladas de cada modelo pueden consultarse en el Plan de Implementación del proyecto (deliverable 7.4.1.1 del proyecto ECOOP).

Participante	País	Modelo	Salida
Puertos del Estado (OPPE)	España	Nivmar-Hamsom (barotrópico)	Residuo+total
		Eseoat-Polcoms (baroclínico)	Nivel total
Meteo-France (MF)	Francia	MF /arpege (barotrópico)	Residuo
		MF /aladin (barotrópico)	Residuo
		MF /ecmwf (barotrópico)	Residuo
Marine Institute (MI)	Irlanda	ROMS (baroclínico)	Nivel total
MeteoGalicia (MG)	España	Mohid (barotrópico)	Nivel total
		Mohid (baroclínico)	Nivel total

Tabla 1. Modelos operacionales con salida de nivel del mar actualmente operativos y disponibles para el trabajo en la zona IBIROOS. MeteoFrance utiliza el mismo modelo con tres forzamientos meteorológicos diferentes. Detalles en el Plan de Implementación.

Cada modelo utiliza un dominio diferente, que puede solapar en todo o en parte con otros modelos, diferente forzamiento meteorológico, condiciones de contorno, resolución, etc. Los diferentes dominios de cada modelo dan lugar a diferente número de previsiones disponibles en un puerto específico. Además, como se puede ver en la

tabla 1, estos tienen diferentes salidas, si incluyen la marea astronómica (nivel total) o no (residuo).

Para el funcionamiento del sistema se necesita disponibilidad de observaciones en tiempo real de mareógrafos, ya que sólo en aquellos puertos con datos se podrá realizar una predicción de nivel del mar fiable. Actualmente están contribuyendo a ENSURF-IBIROOS alrededor de 45 estaciones, de instituciones como el SHOM (Francia), MI (Irlanda), BODC (Reino Unido), IGN (Portugal) y OPPE (España), además de algunas estaciones de la zona NOOS a través de SLEAC (Sea Levels of European Atlantic Coasts: http://www.sleac.org).

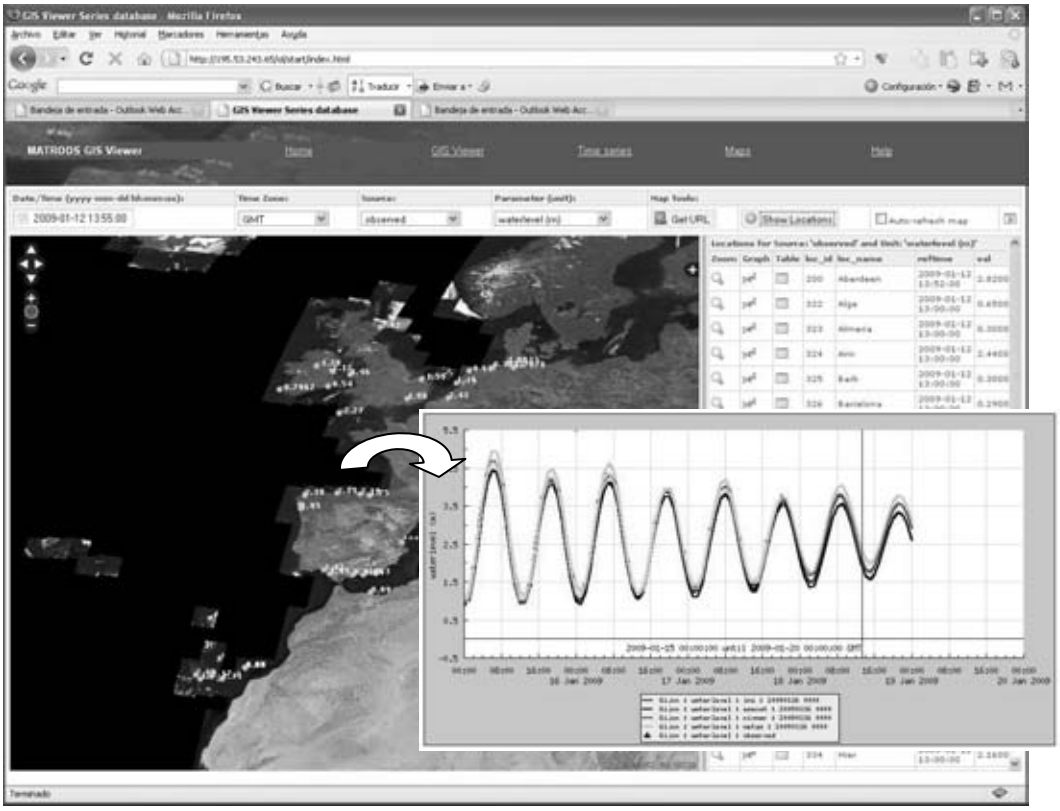


Figura 2. Ejemplo de pantalla de visualización de Matroos, en particular salida tipo GIS con las observaciones en tiempo real de todos los mareógrafos. Clickando en un punto se puede acceder a las diferentes previsiones para esa estación (ejemplo para el puerto de Gijón).

ENSURF utiliza Matroos (Multifunctional Access Tool for Operational Ocean Data Services), herramienta desarrollada por Deltares para intercambio de previsiones de nivel del mar por tormenta en el Mar del Norte. Permite la visualización en un portal web de las salidas de los modelos en puntos especiales (series temporales en los puertos), campos o mapas previstos, y comparación de predicciones con últimas observaciones de mareógrafos en toda la costa europea. La figura 2 muestra un ejemplo del tipo de información que se puede visualizar a través de Matroos.

DIFERENCIAS SISTEMÁTICAS DE NIVEL (SESGO) Y DE LA MAREA

La comparación entre las salidas de modelos y los datos de los mareógrafos no es inmediata y requiere unas consideraciones y correcciones previas. En primer lugar, el mareógrafo proporciona nivel total del mar, incluyendo marea, residuo meteorológico, variaciones de densidad, etc. Los modelos pueden proporcionar las tres componentes anteriores (es el caso de los modelos baroclínicos), o sólo las dos primeras, en el caso de los modelos barotrópicos. Por otra parte, en ocasiones los modelos pueden no proporcionar la marea, como es el caso del sistema Nivmar, de Puertos del Estado y del modelo de MeteoFrance, lo cual como veremos puede presentar ciertas ventajas.

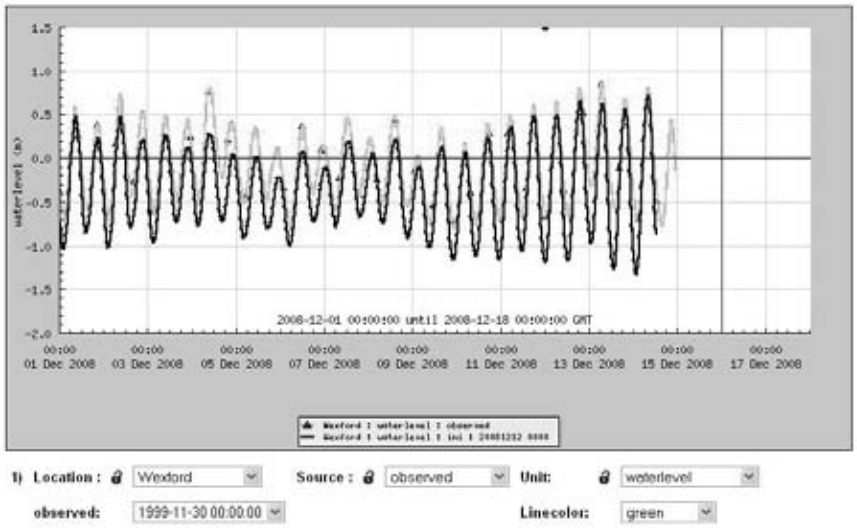


Figura 3: ejemplo de la diferencia sistemática entre el sistema de previsión de MI (en negro) y los datos del mareógrafo en Wexford (Irlanda) (en verde). La diferencia media durante los meses de Diciembre de 2008 y Enero de 2009, que se utilizó para corregir las previsiones posteriores, era de 0.279 metros.

Además de esto, existen diferencias entre el nivel medio de un modelo y el nivel medio de un mareógrafo: el nivel medio de un modelo es una media espacial que depende del dominio de simulación y de las condiciones de contorno aplicadas (por ejemplo, barómetro invertido en los bordes); sin embargo, el nivel medio de un mareógrafo es siempre una media temporal en un punto, que depende por tanto únicamente del periodo de datos y de las variaciones del nivel del mar en ese punto. Por otra parte, por norma general, la referencia de las medidas de un mareógrafo no es dicho nivel medio, sino el cero del puerto o cero hidrográfico (ambos por debajo de la bajamar más baja) y por supuesto tiene un valor completamente local o puntual.

Todo esto ha de tenerse en cuenta antes de comparar y validar los modelos; todas las fuentes excepto Nivmar, debido a que ya realiza asimilación de datos para corregir el problema, presentaban sesgos ("bias") significativos y relativamente constantes que fue necesario corregir (figura 3). Se escogieron los dos meses previos al periodo operativo de ECOOP (Diciembre de 2008 y Enero de 2009) para realizar esta corrección. Se trata evidentemente de una corrección temporal, pues la única forma de eliminar este problema es realizando una corrección constante del nivel medio con los datos observados, tal como realiza el sistema Nivmar (la diferencia sistemática varía a lo largo del año). Esto implicaría, en el futuro, incorporar asimilación de datos de mareógrafo a todas las fuentes.

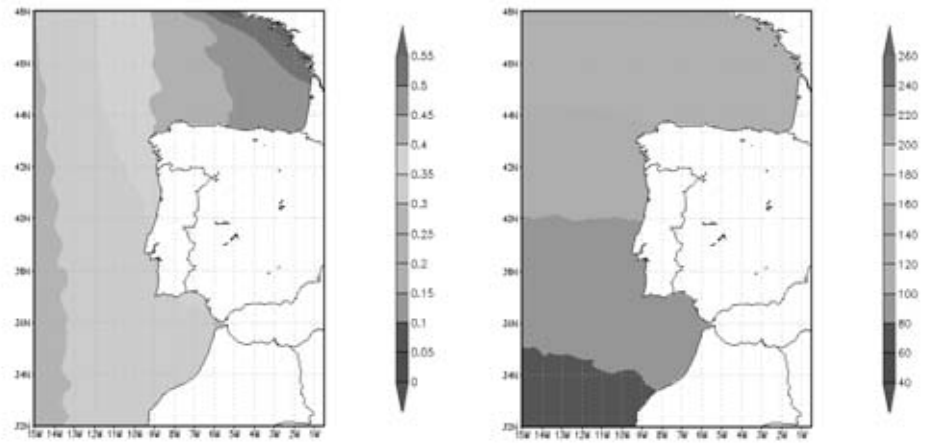


Figura 4. Ejemplo de la variación espacial de la amplitud del armónico S2 (izquierda) y su fase (derecha), en el dominio ESEOAT. (Unidades: metros y grados, respect.)

Por si esto fuera poco, si el modelo además proporciona nivel total incluyendo la marea, ésta va a diferir de la real (extraíble sólo de los datos) y de la de otros modelos, puesto que se suele partir de tan sólo un conjunto limitado de armónicos de marea (los más significativos). En el sistema ENSURF se ha adoptado una solución en los puntos especiales o puertos principales, para corregir el efecto de la diferencia entre la marea del modelo (si éste produce sólo nivel total) y la marea real proporcionada por el mareógrafo: se obtiene el residuo del modelo, a partir de las constantes de marea resultado del análisis armónico de un año de datos simulado, y se le suma la marea real del mareógrafo. De esta forma las diferencias entre fuentes y datos serán sólo debidas a los demás forzamientos del modelo:

Residuo Modelo = Nivel total Modelo – Marea Modelo

Nivel total ENSURF = Residuo Modelo + Marea Mareógrafo

El análisis armónico de los datos de modelo se realiza en todos los puntos de malla, lo que permite conocer la respuesta del modelo a las constantes de marea introducidas, y es un elemento más de chequeo de la correcta implementación del mismo (figura 4). También la extracción y visualización del residuo meteorológico para un punto especial o puerto, nos puede indicar si la marea ha sido introducida correctamente y si se puede utilizar el modelo en el sistema.

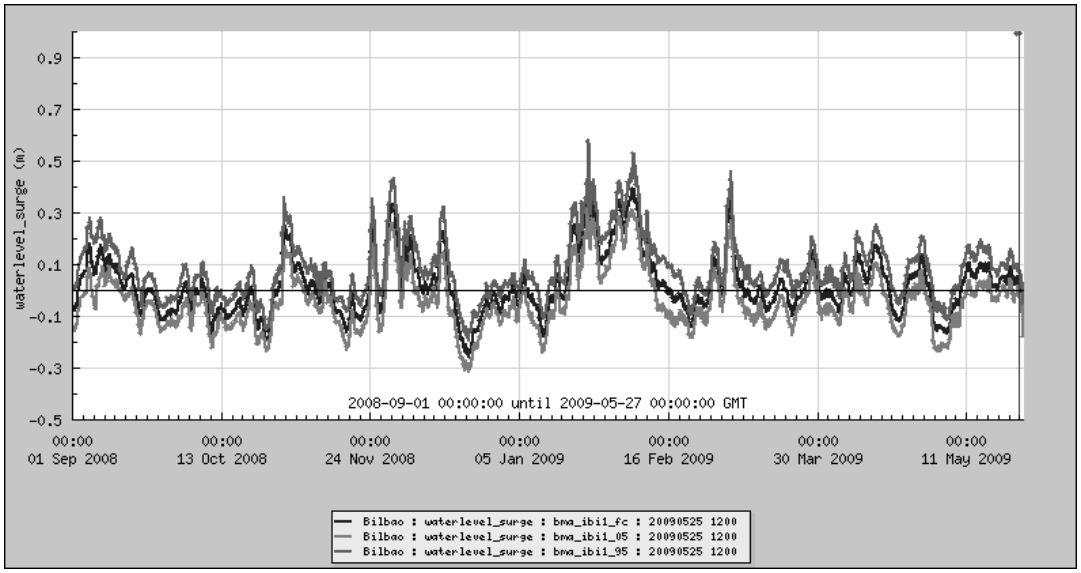


Figura 5: previsión generada por la BMA en el puerto de Bilbao, para el periodo Septiembre de 2008 a Mayo de 2009, incluyendo el intervalo de confianza del 90% (líneas inferior y superior).

MEDIA BAYESIANA DE MODELOS (BMA)

Como ya se ha dicho, una de las ventajas del sistema es que incorpora la obtención de una previsión estadística del nivel del mar mediante la Media Bayesiana de Modelos o BMA (Bayesian Model Average, Laemer, 1978). La BMA es una técnica estadística estándar para el post-proceso de las previsiones de conjuntos de modelos, aplicada inicialmente en ciencias sociales y desde 2005 en meteorología (Raftery et al. 2005). En 2008 se realizó la primera implementación para previsiones de nivel del mar en el Mar del Norte (Beckers et al. 2008) y se incorporó al actual sistema ENSURF. Consiste en el cálculo de una nueva previsión cuya función de distribución de probabilidad (pdf) se obtiene a partir de las pdf's de cada una de las previsiones individuales; cada una de ellas lleva un peso determinado a partir del análisis de su calidad durante un periodo de "entrenamiento" cercano (últimos días, horas, etc), que se fija de antemano. Evidentemente para ello es necesario disponer de datos reales y se aplica por tanto a las previsiones en un puerto en que se dispone de mareógrafo. La media de la pdf total es normalmente mejor que cualquiera de las previsiones que

compiten, y además proporciona un intervalo de confianza o previsión probabilista, en lugar de un valor determinista. La varianza de la pdf total viene determinada por una parte por la dispersión de los diferentes modelos entre sí y por otra por la incertidumbre de cada una de las previsiones individuales, la cual se determina durante el periodo de entrenamiento.

PRIMEROS RESULTADOS DE LA BMA EN ENSURF-IBIROOS

Para el análisis del funcionamiento de la BMA para predicción de nivel del mar en la zona IBIROOS nos hemos centrado en el periodo Enero a Mayo de 2009, que cubre algunas tormentas importantes. Se trabaja para este análisis sin la marea ya que, como se ha dicho, ésta se obtiene de los datos del mareógrafo. Por otra parte, en este primer estudio no hemos considerado las fuentes de MeteoGalicia y MI, ya que el análisis de marea puso de manifiesto algunos problemas, que las correspondientes instituciones están intentando resolver. Se mostrarán resultados en aquellos puertos de la región para los cuales se dispone de mayor número de fuentes, dos representativos del Atlántico (Bilbao y Gijón) y otros dos del Mediterráneo (Ibiza y Barcelona).

	Bilbao		**Gijón**		**Barcelona**		**Ibiza**	
Modelo	**RMSE**	**Error Medio**	**RMSE**	**Error Medio**	**RMSE**	**Error Medio**	**RMSE**	**Error Medio**
Nivmar	0.047	0.037	0.049	0.038	0.050	0.040	0.040	0.031
Eseoat	0.064	0.051	0.082	0.067	-	-	-	-
Mf-aladin	0.063	0.049	0.081	0.070	0.066	0.051	0.066	0.051
Mf-arpege	0.062	0.047	0.079	0.068	0.066	0.052	0.065	0.051
Mf-ecmwf	0.061	0.046	0.074	0.063	0.067	0.053	0.065	0.051
BMA	**0.042**	**0.033**	**0.036**	**0.028**	**0.046**	**0.037**	**0.038**	**0.030**

Tabla 2. Errores (en metros) de cada una de las fuentes y de la BMA para los 4 puertos seleccionados. Se aprecia la mejora general de la BMA en error cuadrático medio.

La tabla 2 muestra los resultados estadísticos en los puertos mencionados. Antes de examinar el comportamiento de la BMA, examinemos la diferencia entre los modelos o fuentes, con especial interés en la existente entre los modelos barotrópicos (sólo forzamiento meteorológico) y los baroclínicos (que incluyen además la variación estérica o debida a variaciones de densidad). De las fuentes disponibles, sólo ESEOAT es baroclínica y no tiene dominio en el Mediterráneo. Las tres previsiones de

MeteoFrance, con diferente forzamiento meterológico, mismo modelo de océano, son similares al sistema Nivmar, barotrópico, pero no incorporan asimilación de datos. Como se puede ver, el sistema baroclínico ESEOAT, con una física más complicada, no mejora las previsiones de nivel del mar en los puertos de Bilbao y Gijón. Sí es determinante, en cambio, el empleo de datos en tiempo real, lo que explica el buen funcionamiento del sistema Nivmar en las cuatro estaciones.

A continuación, nos centramos en el funcionamiento de la BMA, implementada inicialmente con un periodo de entrenamiento de 7 días. Se muestran los resultados para los cuatro puertos mencionados. En el caso de los puertos del Mediterráneo, disponemos de un menor número de fuentes, ya que el dominio de ESEOAT sólo cubre la costa Atlántica. Los resultados confirman que la BMA es igual o mejor que la mejor de las previsiones (Nivmar, por la razón mencionada). En general, las diferencias son poco significativas entre algunas de las fuentes. Por ejemplo, las tres previsiones de MeteoFrance no difieren prácticamente entre sí a pesar de partir de diferentes modelos meteorológicos, aunque presentan un error ligeramente inferior a ESEOAT.

Una vez comprobado el efecto esperado de la BMA, incluso con un número tan pequeño de fuentes disponible, se implementaron otras dos con distintos periodos de entrenamiento, de 4 y 15 días respectivamente. Los resultados se presentan en la tabla 3 y parecen diferir de un puerto a otro, aunque hay que recalcar que se trata de resultados muy preliminares. En esta tabla se observa que así como en Bilbao no hay diferencias significativas en el error cuadrático medio, en Gijón éste es menor con las dos nuevas BMA's, con 4 y 15 días de periodo de entrenamiento, especialmente con la de 4 días.

	Bilbao		**Gijón**	
	RMSE (m)	**Error Medio (m)**	**RMSE (m)**	**Error Medio (m)**
BMA 7 DÍAS	0.042	0.033	0.043	0.033
BMA 4 DÍAS	0.043	0.034	0.037	0.029
BMA 15 DÍAS	0.042	0.034	0.039	0.031

Tabla 3. Ejemplo de la influencia del periodo de entrenamiento en el valor del error cuadrático medio. Parece que en el caso de Gijón, el de 7 días es claramente menos bueno; en Bilbao las diferencias no son significativas.

Los resultados mostrados hasta el momento, reflejan el comportamiento estadístico general de cada una de las fuentes y la BMA durante varios meses. Parece evidente que en este sentido la BMA se comporta como esperamos. Sin embargo, quedaba pendiente el examen del comportamiento de ésta durante el pico de una tormenta; podría ocurrir que la variación del periodo de entrenamiento tuviera un efecto más evidente en los extremos. Nos encontramos con la sorpresa de que ninguna de las BMA implementadas consigue superar a la mejor previsión, de nuevo Nivmar, tal como se puede observar en la figura 6, que es la que mejor reproduce el pico. De las tres, en el puerto de Bilbao, se acerca más a la realidad la que utiliza 7 días, y peor la de 4 días.

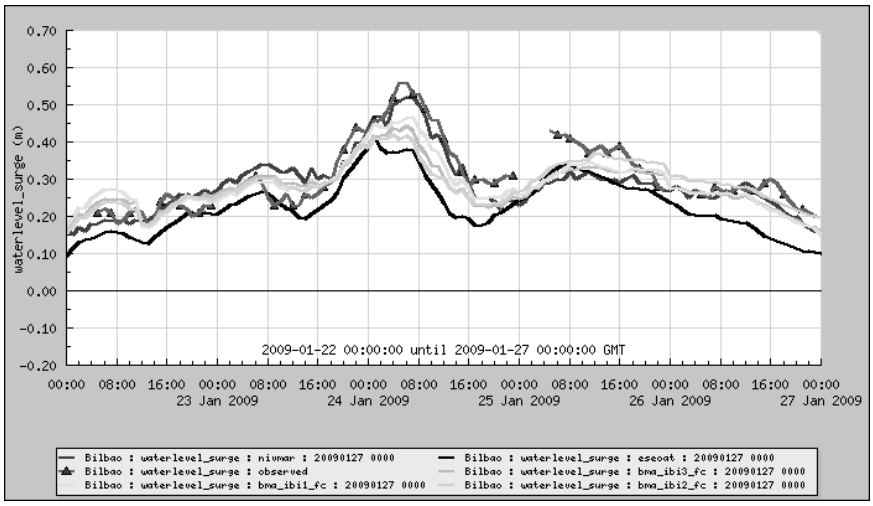


Figura 6:. Ejemplo de funcionamiento de varias fuentes y las distintas BMA implementadas en el puerto de Bilbao, durante la tormenta de Enero de 2009. Ninguna de las BMA consigue reproducir el pico de la tormenta.

Una de las razones que pueden explicar la dificultad de algunas fuentes para reproducir el pico de una tormenta como ésta, es una pobre resolución de la batimetría del modelo cerca de la costa. La plataforma continental en la costa española es muy estrecha, por lo que es difícil caracterizarla con las resoluciones habituales en estos modelos. Este problema, en el caso del sistema Nivmar, fue corregido previamente a su implementación, lo cual explicaría el mejor funcionamiento de esta fuente. El hecho de que la BMA no consiga igualar a Nivmar en el extremo debe ser estudiado con más detalle. Una solución posible para el sistema ENSURF, mientras este hecho no se aclare, sería proporcionar la previsión de Nivmar durante eventos extremos. La BMA seguiría proporcionando un intervalo de confianza, en lugar de una previsión determinista.

CONCLUSIONES

Por primera vez se ha puesto en funcionamiento un sistema de intercambio de predicciones y datos en tiempo real, para el parámetro nivel del mar, en la zona IBIROOS. Este sistema, realizado a partir de la experiencia de los países que bordean el Mar del Norte o zona NOOS, permite, de entrada, la calibración y puesta a punto de los sistemas operacionales con salida de nivel del mar existentes en la región. Gracias al mismo se han encontrado problemas en la implementación de algunos modelos, que no se habían detectado hasta ahora. El sistema incorpora además una técnica estadística, la BMA, que permite la generación de una predicción con intervalos de confianza, de momento en los puertos con mareógrafo.

Los primeros resultados ponen de manifiesto que los modelos baroclínicos no producen una mejoría significativa en la predicción del nivel del mar por efectos meteorológicos. Ni siquiera parecen funcionar mejor que un sistema barotrópico sin asimilación de datos (caso de los modelos de MeteoFrance). Sin embargo, la disponibilidad de estas fuentes es importante para garantizar un número adecuado de predicciones operativas en la región. Con respecto a la BMA, se confirma su correcto funcionamiento en los puertos estudiados, con errores inferiores o iguales a la mejor de las previsiones en todos los casos, aunque es necesario profundizar en los parámetros de la misma más adecuados para reproducción de los eventos extremos. Entre las líneas de trabajo abiertas se encuentra la inclusión de más estaciones con datos en tiempo real, solución e inclusión definitiva a la BMA de las fuentes de MeteoGalicia y MI, y extensión del sistema ENSURF a puertos sin mareógrafo.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado con la financiación del proyecto europeo ECOOP: European COastal-shelf Operacional observing and forecasting system. Contract nº: 036355-2.

REFERENCIAS

- Leamer, E.E., 1978. Specification Searches, Wiley

- Alvarez Fanjul, E., Pérez, B., Sánchez-Arévalo, I.R., 2000. Nivmar: A storm surge forecasting system for the Spanish Waters. *Scientia Marina, Vol 65, pp. 145-154*

- Poole, D. and Raftery, A.E. 2000. Inference for Deterministic Simulation Models: The Bayesian Melding Approach. *Journal of the American Statistical Association;ABI/INFORM Global pg. 1244*

- Raftery, A.E., Gneiting, T., Balabdaoui, F., Polakowsly, M., 2005. Using Bayesian Model Averaging to Calibrate Forecast Ensembles. *Am. Meteorological Soc. 133, 1155,1174.*

- Beckers J.V.L., Sprokkereef, E. and Roscoe, K.L. 2008. Use of Bayesian model averaging to determine uncertainties in river discharge and water level forecasts. *Proc.4th International Symposium on Flood Defence: Managing Flood Risk, Reliability and Vulnerability. Toronto, Ontario, Canada, May 6-8*

DESEMPEÑO DEL MODELO COULWAVE EN LA SIMULACIÓN DEL SURF

C.J.E.M. Fortes[1], J.A. Santos[1], R. Lemos[1]
1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Av. do Brasil, 101, Lisboa, Portugal.
jfortes@lnec.pt, jasantos@lnec.pt, rlemos@lnec.pt

INTRODUCCIÓN

La determinación de la zona de surf es esencial en estudios de hidrodinámica costera y de transporte de sedimentos. Más concretamente, el sitio y el alcance de la rotura del oleaje son los dos factores principales para este tipo de estudios.

De referir que la hidrodinámica de la zona del surf es un asunto poco estudiado, sobre todo para perfiles de fondos complejos, tales como el perfil de barra - hondo, donde hay una primera rompiente y, a continuación, una reformación de ola. Además, el modelado numérico se hace utilizando parámetros como inicio, final y duración de rotura, que deben ser calibrados y ajustados para las diferentes condiciones de batimetría y agitación incidente, sin que haya alguna base teórica u experimental. De hecho, en los modelos de Boussinesq, como el modelo COULWAVE, Lynette & Liu (2004), la introducción de la rotura se realiza mediante un término en la ecuación de cantidad de movimiento y de un criterio externo que se impone a fin de determinar si la onda está en rotura o no.

En este trabajo, el modelo COULWAVE, se aplica para simular la propagación de olas en una playa de pendiente constante (1:20), que termina en una estructura de protección marginal. Esto caso fue estudiado experimentalmente en LNEC para diversas condiciones de agitación incidente, en el marco del proyecto europeo HYDRALAB. La complejidad de esto estudio permite evaluar la capacidad de COULWAVE para simular los fenómenos presentes en la propagación de ondas, especialmente en la zona de surf y testar el modelo en la simulación de “run-up”.

EL MODELO COULWAVE

COULWAVE, Lynett et al. (2002), Lynett & Liu (2004), es un modelo de diferencias finitas que es adecuado para la propagación de olas no lineales a lo largo de regiones de profundidad variable. COULWAVE resuelve las ecuaciones no lineales de Boussinesq utilizando el concepto de "multi-layer" (capa múltiple), en el que la columna de agua se divide en varias capas. La exactitud de COULWAVE depende del número de capas consideradas y es tal que permite su uso en aguas profundas. Esto modelo tiene características de dispersión lineal mejoradas e incluye términos adicionales asociados a la variación temporal de la profundidad para tener en cuenta el deslizamiento de terreno emerjo o la ocurrencia de sismos causadores de tsunamis. Las ecuaciones son tratadas numéricamente de forma análoga a la presentada en Wei et al. (1995), con excepción de algunos términos dispersivos no lineales y de los términos adicionales debidos a la variación temporal de la profundidad. El modelo es pues aplicable desde aguas profundas hasta la rotura del oleaje, presentando características lineales hasta kh~8 y comportamiento no lineal de segundo orden hasta kh~6. Sin embargo, como admite aproximaciones para la distribución vertical de velocidad en cada capa en las que se divide la columna líquida, variaciones importantes de profundidad podrán no ser correctamente modeladas.

Para simular la disipación de energía debida a rotura se utilizan términos de viscosidad turbulenta en las ecuaciones de conservación de cantidad de movimiento, como propuesto por Kennedy et al. (2000) y por Chen et al. (2000). De notar que, en todos modelos numéricos, la rotura es el fenómeno de simulación más compleja. En general, es función de un conjunto de parámetros (más o menos empíricos) para los cuales uno tiene que hacer un análisis de sensibilidad para evaluar cuales los valores más adecuados. Dicho análisis de sensibilidad debe basarse en mediciones en modelo físico o en prototipo.

El “run-up” es simulado en el modelo numérico con una técnica designada por “frontera móvil”. Esta técnica utiliza extrapolaciones lineales de valores de la superficie libre y de las componentes de velocidad entre la zona seca y mojada (designada por zona seca-mojada) y incluso en la zona seca, Lynett & Liu (2004). Esta técnica se reveló estable, conserva masa y no carece de esquema disipador alguno o de filtros adicionales. Tal como en el caso de la rotura de oleaje, esta formulación depende también de parámetros que deben ser ajustados caso a caso.

En las fronteras exteriores, dos tipos de condiciones son aplicadas: reflexión total y radiación. En el primer caso se utiliza la metodología de Wei & Kirby (1995) mientras

que para la radiación o condición de frontera abierta, siguiendo Kirby et al. (1998), se utiliza un esquema de frontera absorbente (*sponge layers*).

Los datos de entrada del modelo COULWAVE están descritos en Lynett & Liu (2004) y sus resultados son las series temporales y espaciales de elevación de superficie libre y de velocidades horizontales en puntos seleccionados del dominio computacional.

ENSAYOS EXPERIMENTALES

Procedimiento general

Los ensayos en modelo físico fueran realizados en el canal de oleaje irregular de LNEC (Figura 1), Fortes et al. (2008), para simular la propagación de ondas a lo largo de un fondo de pendiente constante (1:20) que termina en un dique 1:1.5. El canal tiene de 70 m de largo, 3 m de anchura y 2 m de profundidad.

Se testaran cuatro alturas de oleaje (1 m, 2 m y 4 m o 6 m) y tres periodos de oleaje 8 s, 12 s y 14 s. Los niveles de marea considerados fueron: +0.0 m y +1.5 m.

El perfil longitudinal del fondo del canal está presentado en Figura 1, designando x la distancia horizontal hasta el generador de oleaje e y la coordenada vertical. Esto perfil consiste en una rampa con 20 m de largo y una inclinación de 1:20 que termina en una estructura reflectora con inclinación de aproximadamente 1:1.5 y reproduce dos situaciones de prototipo distintas (casos A y B) a escala 1:10 y 1:20 respectivamente (Figura 1).

a) b)

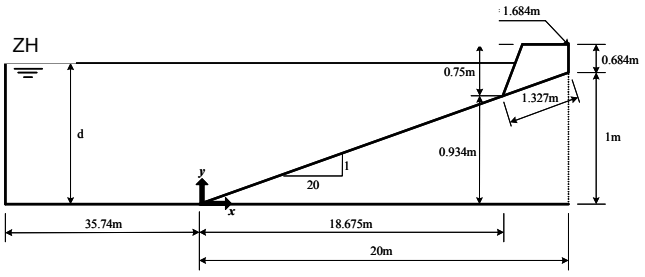


Figura 1. a) Canal de oleaje irregular COI2; b) Perfil del fondo a escala 1:10.

Este estudio se centra especialmente en los complejos procesos físicos envueltos en la rotura y en la zona de interacción con la estructura. Se midieron la elevación de superficie libre a lo largo del canal, los niveles de “run-up”, el rebase y presiones sobre la estructura. En esto trabajo se describen solamente las mediciones correspondientes a la elevación de la superficie libre y al “run-up”.

Para medir la elevación de superficie libre se colocaron 6 sondas resistivas a lo largo del canal, Figura 2a y b. Dos de aquellas sondas estaban siempre en la misma posición frente al generador de oleaje para garantizar la repetitividad y el control de calidad de los testes realizados. Las restantes sondas fueron colocadas en diferentes posiciones dependiendo de los testes efectuados. De esta manera se obtuvieron los valores de la elevación de la superficie libre en 26 posiciones distintas.

La Figura 2c ilustra la medición de run-up, para la cual una sonda fue colocada paralelamente al talud de la estructura. Para cada condición de oleaje, se adquirieron cuatro series temporales de elevación de superficie libre.

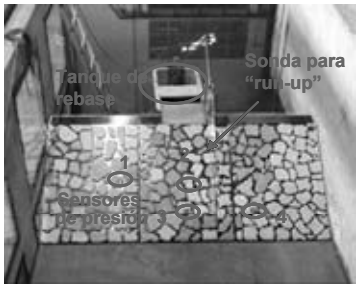
a) b) c) 

Figura 2. a) Dos sondas junto al generador; b) Cuatro sondas a lo largo del canal; c) Estructura: sonda para el "run-up", sensores de presión, tanque de rebase.

Además se procedió a la, Figura 2c:
Medición de presión: cuatro sensores de presión instalados en el talud de la estructura;
Medición de rebase: tanque de recogida de agua abajo de la obra, adonde se instaló un limnímetro calibrado, que mide el aumento de nivel de agua durante el ensayo.

CALCULOS NUMERICOS

Los resultados de los ensayos permiten la calibración del modelo numérico COULWAVE. De los varios ensayos en modelo físico, se seleccionaron dos condiciones de oleaje regular para reproducción en modelo numérico. Las características de dicho oleaje en la zona del generador están presentadas en Tabla 1.

En las próximas secciones, se presentan las condiciones de cálculo, los resultados del modelo COULWAVE y las comparaciones entre resultados numéricos y experimentales.

Tabla 1. Características de los testes numéricos.

Caso de Teste	H (m)	T (s)	Profundidad junto al generador *d* (m)
A	0.40	3.79	1.15
B	0.20	2.68	1.15

Condiciones de cálculo del modelo COULWAVE

El dominio de cálculo y los fondos considerados en los cálculos efectuados con COULWAVE son los indicados en Figura 3a.

El dominio computacional de COULWAVE es bidimensional, con 95 m de largo y 1 m de ancho. La discretización de los fondos fue fornecida con un espaciamiento de dx=0.05 m. El modelo mismo genera una malla de diferencias finitas basado en un número mínimo de puntos dado por el utilizador y que, en esto caso, fue 50. El número de Courant admitido fue 0.1. Se colocaron dos fronteras de absorción en las extremidades del dominio, con una longitud de onda, y se consideró que la frontera de salida del modelo era móvil.

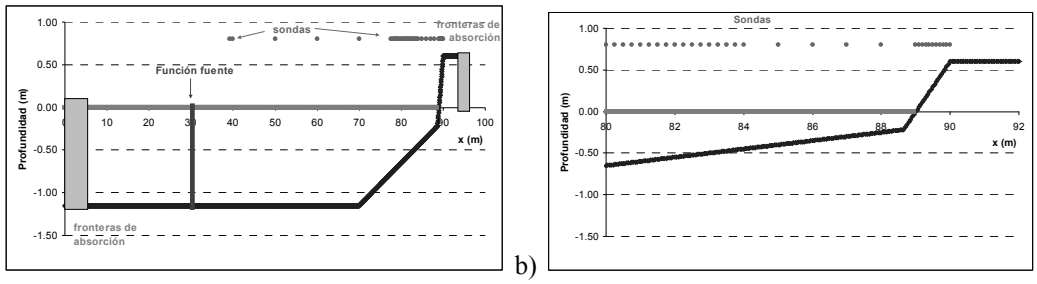


Figura 3. COULWAVE. a) Dominio y batimetría utilizados en los cálculos numéricos; b) Posición de las sondas.

Para gran parte de los parámetros del modelo COULWAVE, se utilizaron los valores sugeridos por su manual de utilización. Se efectuó un análisis de sensibilidad al parámetro que define el inicio de rotura de la formulación de rotura en los casos A y B, para conseguir el valor que mejor aproximara valores numéricos y experimentales.

La función fuente (para la generación de oleaje) fue colocada en la posición x=30 m y se impusieron las condiciones de oleaje indicadas en Tabla 1. El tiempo total de cálculo fue de 300 s. Los cálculos fueron efectuados en una estación de trabajo LINUX CORVUS con cuatro procesadores AMD OpteronTM 265 de 2GHz y con 8GB de memoria RAM.

Resultados

Para las condiciones definidas antes, se efectuaron los cálculos con el modelo COULWAVE. Los resultados del modelo fueron obtenidos en todo dominio de cálculo, y en particular, en las posiciones de las sondas indicadas en Figura 3b y en Tabla 2.

Tabla 2. Posiciones de las sondas en el modelo físico y en lo modelo COULWAVE (m).

Sonda	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Modelo físico	-30.77	-30	-20	-10	0	7.5	8	8.25	8.5	8.75	9	9.25	9.5	10	10.25	10.5	10.75	11	11.25	11.5	11.75	12
Modelo numérico	39.23	40	50	60	70	77.5	78	78.25	78.5	78.75	79	79.25	79.5	80	80.25	80.5	80.75	81	81.25	81.5	81.75	82

Sonda	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
Modelo físico	12.25	12.5	12.75	13	13.25	13.5	13.75	14	15	16	17	18	19	19.1	19.2	19.3	19.4	19.5	19.6	19.7	19.8	19.9	20
Modelo numérico	82.25	82.5	82.75	83	83.25	83.5	83.75	84	85	86	87	88	89	89.1	89.2	89.3	89.4	89.5	89.6	89.7	89.8	89.9	90

Se compararon resultados experimentales y numéricos de elevación de superficie libre y de altura media cuadrática (Hrms) en puntos a lo largo del canal, de altura media cuadrática en la rotura y la posición de esa rotura, asimismo que de “run-up” (solamente el valor máximo). Se efectuó también un análisis espectral de la serie de valores de elevación de superficie libre para estudiar fenómenos de generación de armónicos, en lo que se utilizó el programa de análisis espectral SAM (Capitão, 2002).

Elevación de superficie libre

En Figura 4 se presentan los valores experimentales y numéricos (COULWAVE) de elevación de la superficie libre en sondas 7 y 19, para caso A, y en sondas 7 y 24 para caso B. Los valores están referidos a la escala del modelo físico.

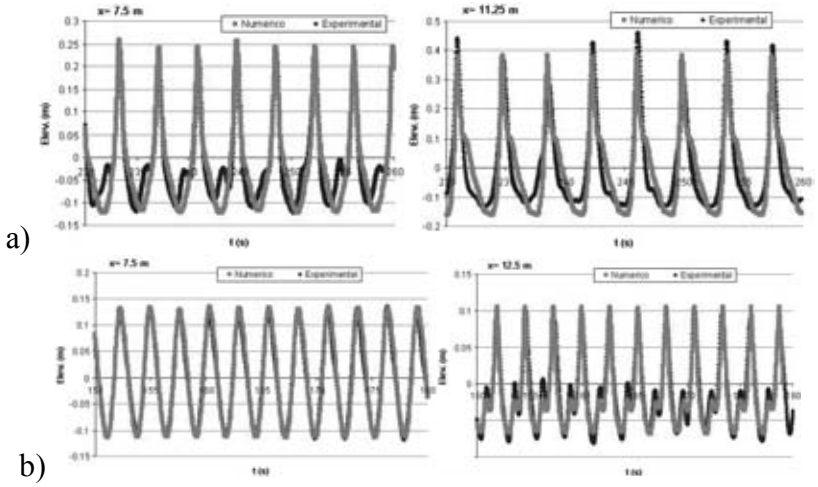


Figura 4. Elevación de la superficie libre. Valores experimentales y numéricos: a) Caso A; b) Caso B.

Analizando estas figuras uno puede concluir que:

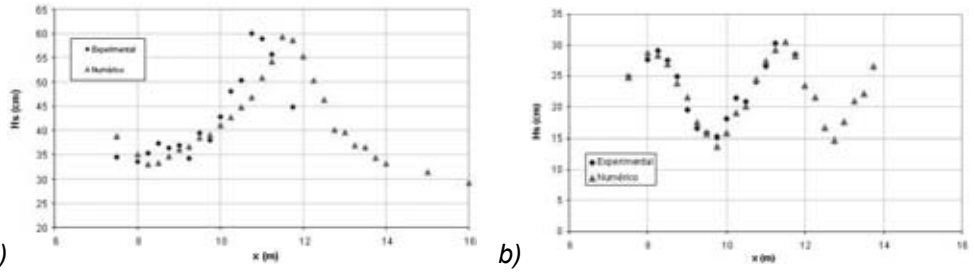
- En general, el comportamiento de los resultados de COULWAVE es muy similar al de los resultados experimentales para estas condiciones de oleaje incidente;
- El modelo numérico reproduce bastante bien la forma y la amplitud de la elevación máxima y mínima de la superficie libre y la fase de la ola;
- En ambos casos, se puede observar la transformación de la ola a lo largo del canal.

En caso B, el modelo reproduce la transformación de una ola con características iníciales sinusoidales hasta una ola no lineal. Las diferencias entre resultados numéricos y experimentales son poco significantes, excepto para el segundo armónico. Lo mismo no es evidente en caso A. De hecho, en x=7.5 m, los valores numéricos, aunque presenten un comportamiento semejante a los experimentales, no simularon los armónicos de orden superior que surgen en los resultados experimentales. Esto es aún más evidente en x=11.25 m, donde las características de la ola son aún más no lineales. De notar que en esta sonda, que está muy cerca de la estructura, las características de la ola son extremamente no lineales, siendo condicionadas por la rotura que ya ocurrió y por la reflexión de la ola. Esta es una situación en la que el modelo numérico, porque está basado en ecuaciones integradas en profundidad, no logra simular correctamente estos fenómenos.

Además, la simulación de la rotura de olas está fuertemente condicionada por parámetros intrínsecos del modelo y estos tienen que ser calibrados para cada caso. Por otro lado, y por limitación de COULWAVE, las características reflejantes de la estructura (o la porosidad de la estructura) no son tenidas en cuenta. Esto puede explicar las diferencias observadas entre los resultados del modelo numérico y los valores experimentales.

Altura de ola significante

Partiendo de las series de elevación de superficie libre calculadas numéricamente y medidas en modelo físico, se calcularon los valores de altura media cuadrática (Hrms). Figura 5 compara resultados de COULWAVE con resultados experimentales, en términos de altura media cuadrática a lo largo del dominio de cálculo, para los casos A y B.



a) b)

Figura 5. Hrms. Valores experimentales y numéricos: a) Caso A(T=3.79 s, H=0.4 m, d=1.15 m); b) Caso B. (T=2.68 s, H=0.2 m, d=1.15 m).

Para ambas condiciones de oleaje incidente, la evolución de los valores experimentales y numéricos es similar. Esta similitud es más grande para el caso B. En caso A, uno puede observar el incremento progresivo de altura de ola a lo largo del canal, hasta su rotura, cerca de x = 11.5 m, a lo que se sigue una disminución de altura. Los valores numéricos se aproximan más de los experimentales en la zona antes de rotura que después de esta. Incluso en el modelo físico la rotura se da antes (x = 10.75 m) de la rotura en modelo numérico (x = 11.5 m). Tal y como referido anteriormente, la importancia de las características no lineales del flujo crece en la zona pos rotura. En modelo físico se observó una reflexión importante debida a la estructura que no puede ser convenientemente modelada numéricamente porque COULWAVE no es capaz de simular los efectos de la porosidad de la estructura.

En caso B, el modelo numérico simula muy bien el incremento progresivo de altura de ola hasta la primera rotura y su posterior disminución, reformación y ocurrencia de segunda rotura y, de nuevo, la disminución de altura de ola. En esto caso, la reflexión de ola provocada pela estructura no es tan significativa y, por eso, el modelo numérico tiene un comportamiento mucho mejor.

Análisis espectral

Partiendo de las series temporales de elevación de superficie libre calculadas numéricamente y medidas en modelo físico, se determinaron los valores de densidad espectral de variancia con SAM (Capitão, 2002) presentados en Figura 6 y Figura 7, para los casos A y B, respectivamente.

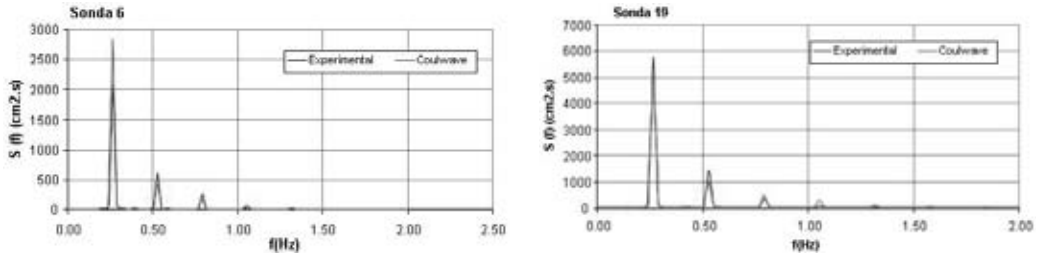


Figura 6. Caso A. Espectros de energía en las sondas 6 y 19. Valores numéricos y experimentales.

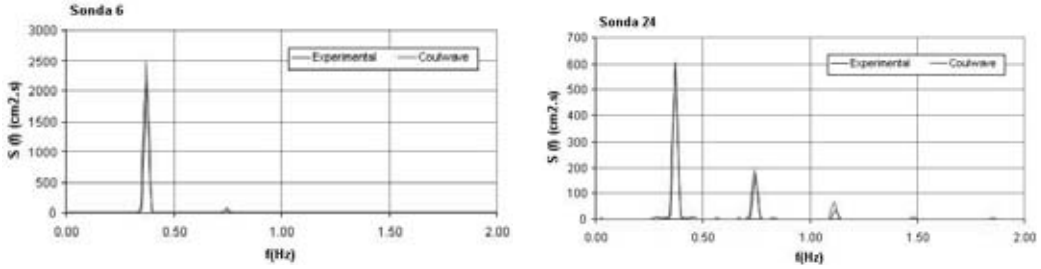


Figura 7. Caso B. Espectros de energía en las sondas 6 e 24. Valores numéricos y experimentales.

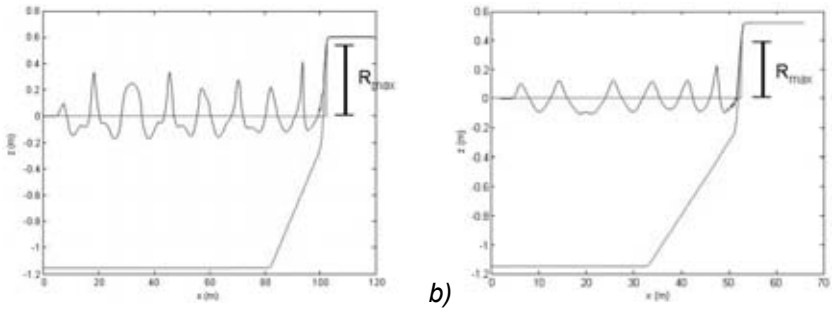
Analizando el comportamiento de COULWAVE, uno puede concluir:

- El modelo distribuye la energía, que se concentró inicialmente en la frecuencia fundamental, por los armónicos siguientes cuando la ola se propaga a zonas de menor profundidad.
- El modelo COULWAVE logra simular la posición de los picos de la frecuencia fundamental y de los componentes armónicos generados en todo dominio de cálculo. Sin embargo hay algunas diferencias en la amplitud máxima de estos picos.

"Run-up"

En Figura 8 se presentan los perfiles de elevación de superficie libre a lo largo del canal para los casos A y B. En dichos perfiles se visualiza claramente el "run-up" sobre la estructura.

Para cuantificar el "run-up", se identificó la sonda la más distante del inicio del canal (Tabla 2) que en la duración del ensayo presenta más grande variación de elevación de superficie libre. El valor de elevación de superficie libre medida en dicha sonda es adicionado al valor de cota del nivel de reposo en la misma sonda y se obtiene así R_{max}.



a) b)

Figura 8. Perfil de superficie libre a lo largo del canal. "Run-up": a) Caso A; b) Caso B.

En Tabla 3 se presentan el valor de "run-up" medido en aquella sonda y el valor calculado numéricamente siguiendo el procedimiento anterior, para los casos A y B.

Tabla 3. "Run-up" (m). Casos A y B. Valores a escala 1:10 del modelo físico.

	Caso A	Caso B
Experimental	0.641	1.227
COULWAVE	0.658	0.903

Como se puede constatar, el modelo COULWAVE prevé muy razonablemente el "run-up" el los dos casos. En caso A, se confirma incluso el "run-up" de la estructura tal y como observado en modelo físico. En caso B las diferencias entre modelo físico y numérico son más evidentes. De notar que se utiliza el modelo COULWAVE para simular el "run-up" en una protección de costa con una inclinación muy grande (1:1.5) cuando comparada con playas en las que la topografía tiene una variación suave y que serían los mejores casos de aplicación de COULWAVE.

CONCLUSIONES

En esto artículo se describió la aplicación del modelo numérico COULWAVE (Lynett & Liu, 2004) en la simulación de propagación de oleaje sobre una playa de pendiente constante (1:20) que termina en una estructura de protección marginal. Los valores de elevación de superficie libre en variados puntos a lo largo del canal (análisis en el tiempo y análisis espectral), de altura significante y de "run-up" fueron comparados con los resultados de ensayos en modelo físico en LNEC, Fortes et al. (2008). Fueron testados dos casos: Caso A, con T= 3.79 s y H= 0.4 m y Caso B, con T= 2.68 s y H= 0.2 m. La ola del caso A presenta características más no lineales que la del caso B. Aún en caso A se verifican un "run-up" y una reflexión en la estructura más grandes que en caso B. Por eso aquél es un caso más exigente para la aplicación del modelo

numérico. Por otro lado, en caso B, se verificó la ocurrencia de dos roturas de ola sucesivas.

Las principales conclusiones son que:

- El modelo simula adecuadamente casi todos los cambios de las características olas a lo largo de su propagación, y presenta una evolución similar a los resultados experimentales con respecto a las series temporales de elevación de superficie libre y la variación espacial de la media cuadrada de la altura de las olas;
- El análisis espectral de los resultados numéricos ha mostrado que el modelo puede reproducir las frecuencias de pico y los armónicos de los resultados experimentales:
- Las diferencias entre los resultados numéricos y experimentales son más evidentes cerca de la estructura, donde la onda es no lineal. La reflexión de la estructura acentúa las diferencias entre los resultados pues que el modelo numérico no simula correctamente la porosidad de la estructura. Estas diferencias son más evidentes en teste A.
- El modelo numérico tiene algunas limitaciones en la simulación del rompiente y de la resaca de olas, ya que ambos fenómenos son fuertemente dependientes de parámetros intrínsecos del modelo y de la porosidad de la estructura. Por otra parte, la gran pendiente del talud de la estructura viola las condiciones de aplicabilidad del modelo.
- La aplicación de COULWAVE a otros casos experimentales y el análisis detallado en términos de los parámetros estadísticos y de los valores de velocidad, determinará su aplicabilidad en casos prácticos de ingeniería en los que la resaca y las reflexiones tienen un papel importante.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación del proyecto europeo CoMIBBS-HYDRALAB III - 6º Programa-Cuadro, Contrato No. 022441 y de FCT a través del proyecto PTDC/ECM/67411/2006.

REFERENCIAS

Capitão (2002) Modelação estocástica numérica e física da agitação marítima. Tese de doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Abril.

Chen Q., Kirby, J.T., Darymple, R.A., Kennedy, A.B. & Chawla, A. (2000), "Boussinesq modelling of wave transformation, breaking and run-up. II: Two Horizontal Dimensions." J. Water., Port, Coastal and Ocean Engng. 126: 48-56.

Fortes, C.J.E.M., Neves, M.G., Pinheiro, L., Palha, A., Lemos, R., Santos, J., Capitão, R., Sousa, I. (2008), "A methodology for the analysis of scale effects on the physical modelling of wave propagation and wave breaking. Preliminary tests", Proc. OMAE.

Kennedy, A.B., Chen, Q., Kirby, J.T. & Dalrymple, R.A. (2000). "Boussinesq modelling of wave transformation, breaking and run-up. I: One Dimension", J. Water. Port, Coast.Ocean Engng 126: 39-47.

Kirby, J.T.; Wei, G.; Chen, Q.; Kennedy, A. B.; Dalrymple, R. A. (1998) "FUNWAVE 1.0 – Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model Documentation and User's Manual", Res. Rep. No.CACR 98-06,

Lynett P, Wu T., Liu PL-F (2002) "Modelling wave run-up with depth-integrated equations". Coastal Engineering, 46 (2002) 89-107.

Lynett P, Liu PL-F (2004) "Modelling wave generation, evolution and interaction with Depth-Integrated, Dispersive Wave equations. COULWAVE Code Manual. Cornell Univ. Long Inter. Wave Modelling Package.

Wei, G. e Kirby, J.T. (1995), "Time-dependent numerical code for extended Boussinesq equations", J. Waterways, Ports, Coastal and Ocean Eng., ASCE, pp. 251-261.

MODELADO DE OLEAJE EN ALTA RESOLUCIÓN EN CONDICIONES DE FETCH LIMITADO

M. Alomar[1], R. Bolaños Sánchez[2], A. Sairouni[3], A. Sánchez-Arcilla[1]

1. Laboratori d'Enginyeria Marítima/ Universitat Politècnica de Catalunya (LIM/UPC), c/ Jordi Girona 1-3, Edif.D1, 08034 Barcelona. marta.alomar@upc.edu. agustin.arcilla@upc.edu.

2. Proudman Oceanographic Laboratory (POL), Joseph Proudman Building, 6 Brownlow Street, Liverpool L3 5DA, Reino Unido. rbol@pol.ac.uk.

3. Servei Meteorològic de catalunya (SMC), C/Berlín núm. 38-48 4ª, 08029 Barcelona. asairouni@meteocat.cat.

INTRODUCCIÓN

El presente estudio pretende determinar la exactitud de las predicciones de oleaje en condiciones de fetch limitado usando el código SWAN de alta resolución en la costa catalana. Para ello se han usado registros de oleaje obtenidos durante la campaña RIMA-Med. En esta campaña se instrumentó una zona costera no mareal durante otoño-invierno 2007. Las observaciones se han comparado con estimaciones de modelos operacionales y de modelos de alta resolución. La sensibilidad del modelo de oleaje a los campos de viento se ha analizado forzando el modelo con vientos observados y vientos predichos.

Los modelos de oleaje generado por viento cerca de la costa están limitados por características a pequeña escala en los campos de viento debidas principalmente a la orografía y a la interfase tierra-mar. La costa noreste peninsular es un claro ejemplo donde los modelos de oleaje son imprecisos, generando errores en las predicciones de la altura significante (H_s) que alcanzan los 2m de bias. Diversos autores han señalado que un aumento de la resolución comportaría un aumento de la velocidad del viento y una disminución de las sub-predicciones de altura de ola comúnmente observadas (Signell et al. 2005; Cavaleri and Bertotti 2004). Los resultados del presente estudio muestran que una mayor resolución de los modelos, en condiciones

de fetch limitado, efectivamente comporta una sobre-predicción del viento pero también una inesperada sub-predicción de la altura de ola. El estudio de la sensibilidad del modelo a los campos de viento permitió identificar una posible transferencia ineficiente de energía hacia las olas durante el crecimiento del oleaje en la zona de estudio.

Área de estudio

La zona de estudio se encuentra al sur de la costa catalana, en el Mediterráneo noroccidental (véase Figura 1). El área se caracteriza por una orografía compleja en la que los Pirineos al norte y una serie de valles fluviales y cadenas montañosas paralelas a la costa favorecen la canalización de los vientos del N en dirección NW hacia mar a dentro. Estos vientos son particularmente intensos en otoño e invierno y se denominan localmente Mestral. Los vientos del E son también muy frecuentes y más intensos, lo que genera las mayores alturas de ola registradas en la región. El oleaje característico coincide con las direcciones de viento predominantes (E, NW y S (sobretodo en verano)). En la zona de estudio destaca la existencia de oleajes bimodales (swell del E y sea del NW) (Sánchez-Arcilla et al. 2008).

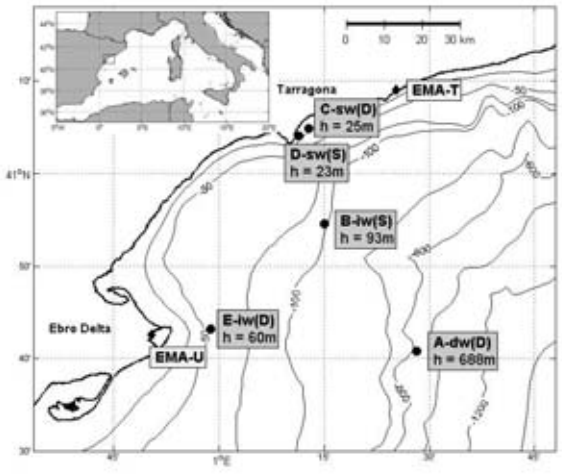


Figure 1. Mapa de la zona de estudio y localización de los instrumentos de medida.

METODOLOGÍA

Campanya RIMA-Med

Dentro del proyecto nacional RIMA se llevó a cabo la campaña instrumental RIMA-Med con el objetivo de instrumentar una zona costera-portuaria con frecuentes condiciones de crecimiento de oleaje limitado por fetch y espectros bimodales. Dentro de RIMA-Med se colocaron dos instrumentos a distintas profundidades (B-iw(S) y C-sw(D); véase Figura 1). El nombre dado a cada boya contiene una letra en mayúsculas de referencia, seguida de un par de letras en minúsculas que indican la profundidad de fondeo (*dw*, *iw*, *sw* – aguas profundas, intermedias y someras) y una letra entre paréntesis que se refiere a la naturaleza direccional (D) o escalar (S) de las medidas tomadas. Además, se tomaron datos registrados en instrumentos situados permanentemente en la zona de estudio y pertenecientes a Puertos del Estado (A-dw(D) y D-sw(S)) y a la red XIOM (E-iw(D)). También se usaron observaciones de velocidad del viento (WS) y dirección registradas en la boya exterior A-dw(D), y en las estaciones costeras de Torredembarra (EMA-T) e Illa de Buda (EMA-U), pertenecientes al Servicio Meteorológico de Cataluña (SMC) (véase Figura 1).

La campaña de medidas RIMA-Med tuvo lugar entre el 30 de octubre de 2007 y el 10 de enero de 2008. Debido a problemas operativos, no se obtuvieron observaciones simultáneas en todos los instrumentos. En concreto, no se registraron datos en A-dw(D) y B-iw(S) durante 15 - 30 días respectivamente en noviembre ni en C-sw(D) en diciembre y enero.

Modelos de viento y oleaje

La predicción operacional en la costa catalana durante RIMA-Med consistía en el modelo atmosférico MASS (Mesoescale Atmospheric Simulation System) (Codina et al. 1997) y el modelo de oleaje de tercera generación WAM (Monbaliu et al. 2000). La resolución espacial era de 18km y la resolución temporal de 6h, con un horizonte de predicción a +48h y dos pases diarios. Los modelos fueron implementados por el SMC y el Laboratorio de Ingeniería Marítima (LIM/UPC).

El modelo atmosférico de alta resolución usado en la segunda parte de este trabajo es el MM5 (Grell et al. 1994). Los campos vientos a 4km de resolución espacial y 3h de resolución temporal fueron obtenidos por el SMC anidando tres veces el modelo (36, 12 y 4km) a los campos de reanálisis diarios del ECMWF. Actualmente el modelo MM5 funciona de forma operacional en el SMC. El modelo de oleaje usado a alta resolución es el SWAN Cycle III, versión 40.72A (Ris 1997). La malla incluye la costa catalana con una resolución espacial de 1km y los vientos del MM5 de mayor resolución (Pase

1; véase Tabla 1). El modelo SWAN se seleccionó de acuerdo con Bolaños et al. (2007) que concluyeron que en la zona de estudio SWAN predecía ligeramente mejor los parámetros integrados del oleaje que WAM, a costa de una estimación no tan precisa de la forma del espectro.

Análisis de sensibilidad del modelo al viento

Para el estudio de la sensibilidad del modelo de oleaje de alta resolución a los campos de viento se usaron distintas fuentes de viento de entrada (véase Tabla 1). En primer lugar se utilizaron datos de viento real medido en las estaciones meteorológicas para forzar todo el dominio de forma homogénea con los valores puntuales de cada estación (Pase 2). En el Pase 3, se usaron los valores máximos del viento predicho entre A-dw(D) y la costa (el fetch) de forma homogénea en toda la malla. En el Pase 4, y de acuerdo con Cavaleri and Bertotti (1997), se seleccionó un valor entre 1 y 1.5 con el que calibrar los valores de viento del Pase 1 (para mejorar la estimación del oleaje). Por último, en el Pase 5 se cambió la formulación por defecto de SWAN para el cálculo de la entrada y la disipación de energía del oleaje debidas al viento (Komen et al. 1984; de ahora en adelante KOM) por la formulación de Janssen (1989) y Janssen (1991) (de ahora en adelante JAN). En KOM el crecimiento del oleaje es independiente del estado inicial del oleaje. En JAN la transferencia de energía hacia el oleaje aumenta para estados de mar más desarrollados. JAN se usa por defecto en el modelo de oleaje WAM.

Pase		**Vientos**	**Distribución espacial**	**Resolución temporal**	**Settings SWAN**	**T_p**	**H_s (2º pico)**
Pase 1		MM5	Variable	3h	KOM	- 26%	- 17%
	2.1	A-dw(D)	Homogéneo	1h	KOM	- 38%	- 42%
Pase 2	2.2	EMA-T	Homogéneo	1h	KOM	- 59%	- 78%
	2.3	EMA-U	Homogéneo	1h	KOM	- 68%	- 75%
Pase 3		Max WS	Homogéneo	1h	KOM	- 15%	+ 1%
Pase 4	4.1	1.1*MM5	Variable	3h	KOM	- 22%	- 2%
Pase 5		MM5	Variable	3h	JAN	- 18%	+ 75%
WAM		MASS	Variable	6h	JAN	+ 13%	- 21%

Tabla 1. Pases del modelo de alta resolución SWAN usando diferentes fuentes de viento para modelizar el temporal 3. La última fila es información relativa a los modelos operacionales durante el mismo periodo de tiempo.

RESULTADOS

RIMA-Med

Durante RIMA-Med se registraron 5 temporales de oleaje (véase Tabla 2). La selección e identificación de temporales se basó en los métodos cuantitativos revisados en Sánchez-Arcilla et al. (2008) y en una identificación visual en la que se asoció el principio y el fin de el temporal con el incremento y decremento acusados de la altura de ola significativa (H_s).

En la Tabla 2 destaca la ocurrencia de temporales de oleaje tipo bimodal. En 3 de 5 temporales predominaron las condiciones de oleaje bimodal: mezcla de sea (NW) y swell (E), de acuerdo con los resultados presentados por Sánchez-Arcilla et al. (2008) y Bolaños et al. (2009). Además, y aunque no se muestra, el análisis de las series temporales de H_s y periodo de pico (T_p) señala la existencia de una alta variabilidad espacial dentro de la limitada área de estudio (60Km^2). Por una lado, se observa una desviación de la dirección de pico de casi 30º entre A-dw(D) y E-iw(D). Por otro lado, durante condiciones de fetch limitado se observan diferencias significativas en la altura de ola entre las dos boyas de fetch similar (E-dw(D) y B-iw(S)). También se observaron picos de H_s no homogéneos espacialmente. Esta variabilidad en las observaciones de oleaje se asocia a la variabilidad espacial de los campos de vientos y a la complejidad de la topografía y la batimetría. Estos resultados refuerzan la importancia de reproducir correctamente la variabilidad espacial de los campos de viento (alta resolución) a la hora predecir el oleaje local.

Ref.	Fecha de inicio y fin	Tipo espectral	Dirección de pico	H_s máxima en E-iw(D)
1	14 - 18.11.2007	Predomina bimodal	NW + E	2.1m
2	24 - 30.11.2007	Predomina bimodal	NW + E	1.7m
3	07 - 13.12.2007	Predomina unimodal	NW	2.3m
4	15 - 25.12.2007	Unimodal	E	4.1m
5	03 - 06.01.2008	Ligeramente bimodal	NW + S + E	2.4m

Tabla 2. Características de los temporales de oleaje registradas durante RIMA-Med.

La segunda parte de este trabajo se centra en el estudio del temporal 3, que se caracteriza por unas condiciones de oleaje principalmente unimodales generadas por

viento offshore del NW. Es decir, condiciones de crecimiento limitado por fetch. Este temporal se caracterizó por dos picos de H_s. El valor máximo en A-dw(D), la boya de mayor fetch (55km), alcanzó los 3.4m (véase Figura 2). En B-iw(S) y E-iw(D) H_s alcanzó valores máximos de 2.3m para un fetch de 20km. Los valores medios de T_p en A-dw(D) rondaron los 6s.

Modelos de viento y oleaje

Las predicciones de los modelos operacionales de viento y oleaje (MASS y WAM) fueron poco consistentes. En ocasiones se sobre-predijeron los vientos en A-dw(D), con lo que H_s también se sobre-predijo (i.e. temporal 2: >50% sobre-predicción de H_s (no se muestra). En otras ocasiones, tanto viento como oleaje se sub-predijeron (i.e. temporales 3 y 4 cuya sub-predicción de H_s alcanzó 25 y 30% en el pico del temporal (véase Figura 2). De la predicción operacional del temporal 5 destaca la no reproducción del swell durante la segunda mitad del temporal, traduciéndose en una sub-predicción de H_s del 66% (no se muestra). La predicción del T_p también es diversa ya que se observa una sobre-predicción de aprox.12% durante los tres primeros temporales, y una sub-predicción de 10-20% durante los dos últimos temporales. Estos resultados apuntan hacia una sobre-predicción de T_p de oleajes en crecimiento y a una sub-predicción de oleajes completamente desarrollados.

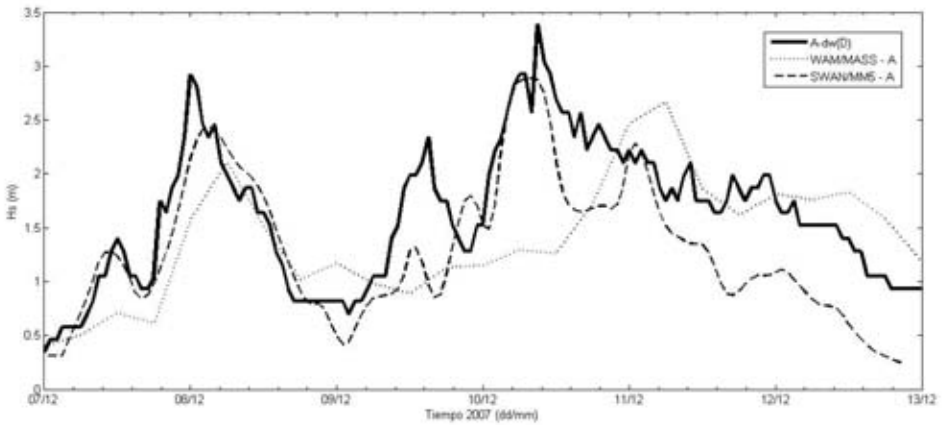


Figura 2. Observaciones de H_s en A-dw(D), y predicciones del modelo operacional de menor resolución (WAM) y el modelo de mayor resolución (SWAN) durante el temporal 3 (7-13 de diciembre de 2007).

El uso de modelos de mayor resolución (MM5 y SWAN) para modelizar el temporal 3 (limitado por fetch) permitió obtener una mejora de la predicción de H_s. El modelo atmosférico sobre-predijo los vientos entre un 110%, en las estaciones costeras, y un

25% en A-dw(D) (no se muestra). La sub-predicción de H_s en A-dw(D) y en el pico del temporal disminuyó hasta en un 8% (del 25% pasó al 17%) (véase Figura 2). En cambio, SWAN sub-predijo T_p en un 26% frente al 12% de sobre-predicción obtenida mediante el modelo operacional de menor resolución WAM. Sin embargo, la validación del modelo usando T_p es poco adecuada, sobretodo para estados bimodales (incluso ligeramente) durante los que la 'estabilidad' de la variable se reduce. De estos resultados se concluye que el aumento de la resolución sobre-estima los vientos, lo que se traduce en un mejor predicción de H_s y sub-estima el T_p.

Las predicciones del temporal 3 obtenidas mediante el modelo de alta resolución reprodujeron muchas de las diferencias espaciales descritas en el apartado anterior entre A-dw(D) y E-iw(D), y B-iw(S), y no resueltas por el modelo operacional debido a un mayor grosor de malla. Este resultado respalda la mejora significativa que aporta el uso de modelos de mayor resolución.

Por otro lado, la disponibilidad de observaciones en instrumentos con distinto fetch permitió evaluar las estimaciones del modelo de alta resolución con el fetch. De acuerdo con lo descrito anteriormente por Cavaleri y Bertotti (2004), se observó que la predicción mejora al aumentar el fetch tanto en términos de H_s como T_p. Este resultado apunta hacia una ineficiente transferencia de energía en el modelo durante el crecimiento del oleaje en fetch cortos.

Análisis de sensibilidad del modelo al viento

Los resultados del estudio de los distintos pases del modelo usando distintas fuentes de viento se muestran en la Tabla 1 (cuantitativamente) y en la Figura 3 (gráficamente). Del Pase 2 destacan las sub-predicciones considerables (75-42%) que se obtuvieron al usar datos reales de viento registrados en las estaciones meteorológicas. Estudios anteriores al norte de la zona de estudio describieron un aumento del viento desde la línea de costa hacia mar abierto (Flamant et al. 2003). Este aumento del viento en la interfase tierra-océano explica las sub-predicciones que se obtienen con los datos de las estaciones costeras, pero no explica la sub-predicción que generan los datos de A-dw(D) con los que se esperaría una sobre-predicción importante de H_s. Este resultado apunta hacia la posible existencia de vientos más intensos en otro punto a lo largo del fetch. También es un indicador de la alta variabilidad espacial de los campos de vientos en la zona, a diferencia de lo anteriormente descrito por otros autores en el golfo de León (Flamant et al. 2003).

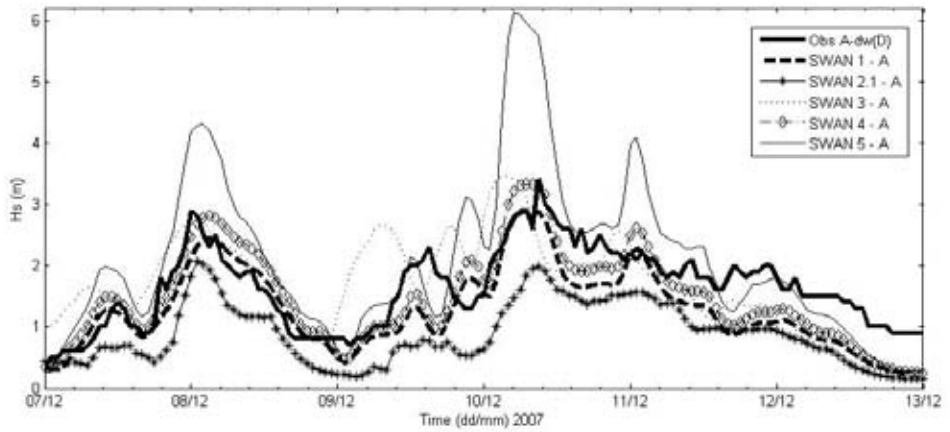


Figura 3. Observaciones de H_s en A-dw(D), y predicciones del modelo de mayor resolución (SWAN) forzado con distintos campos de viento.

En el Pase 3 se usaron los vientos máximos a lo largo del fetch aplicados de forma homogénea sobre todo el dominio. El resultado fue una buena aproximación de la magnitud de H_s y una disminución de la sub-predicción del T_p (hasta un 15%). También en el Pase 4 un aumento de los vientos del modelo en un factor de 1.1 genera una buena aproximación de H_s y una disminución, aunque menor, de la sub-predicción del T_p respecto al Pase 1 (hasta un 22%). La necesidad de aumentar los vientos ya de por si sobre-estimados para mejorar las predicciones del oleaje refuerza la hipótesis de que para la zona de estudio, la formulación de transferencia de energía del viento hacia las olas en el modelo es ineficiente.

Por ello en el Pase 5 se cambió la formulación por defecto del modelo de oleaje y se usó JAN en vez de KOM. Pero el modelo no alcanzó la convergencia generando valores anormalmente altos de H_s. Este resultado indica que la implementación de la formulación JAN (originalmente desarrollada para WAM) en SWAN en condiciones no estacionarias es incorrecta. Algunos problemas de convergencia de JAN en SWAN se discuten en Niclasen (2006).

CONCLUSIONES

Los datos obtenidos durante la campaña RIMA-Med proporcionan medidas de oleaje y viento en una zona de 60Km^2 durante más de dos meses a finales de 2007. Estos datos son de gran utilidad para el estudio del crecimiento del oleaje tanto en condiciones de fetch-limitado como durante estados bimodales, en una zona de

variabilidad espacial importante. En este estudio estos datos se han usado para evaluar la mejora de las predicciones de oleaje usando modelos de viento y oleaje de mayor resolución durante un evento de crecimiento del oleaje limitado por fetch.

El análisis de los modelos operacionales demuestra que todavía es necesario mejorar significativamente las predicciones operacionales de oleaje en la zona de estudio. Concretamente, durante un caso de fetch-limitado registrado en diciembre de 2007 la estimación operacional sub-predijo H_s en el pico de la tormenta en un 25%. En general, T_p se sobre-estimó en casos de generación del oleaje y estados bimodales (12%) pero se sub-estimó en casos de oleajes desarrollados. Algunos autores como Signell et al. (2005) apuntan a un incremento de la resolución como la solución a las sub-predicciones de los modelos en cuencas cerradas. En este estudio mostramos que la mejora asociada al incremento de resolución en condiciones de fetch limitado tampoco es suficiente. El modelo de oleaje a 1km de resolución redujo la sub-predicción de H_s pero sólo hasta un 17% (para vientos sobre-estimados en un 25%).

El análisis de la sensitividad a los campos de viento ha demostrado por un lado la importancia de la variabilidad espacial proporcionada por los modelos. Por el otro lado ha puesto de relevancia un modelado ineficiente de la transferencia de energía desde el viento hacia las olas más acusada en fetch cortos. En la región de estudio el oleaje parece crecer más deprisa de lo contemplado por las formulaciones teóricas disponibles en la actualidad y una posible razón es la alta variabilidad espacial de la zona.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio se ha realizado dentro del proyecto RIMA (MEC-TRA2006-05132/TMAR) y con la ayuda adicional del proyecto europeo MARIE (MTKD-CT-2004-014509). Los datos de las boyas fueron proporcionados por la red XIOM y Puertos del Estado. Los datos meteorológicos fueron proporcionados por el SMC y el ECMWF.

REFERENCES

Bolaños, R., A. Sanchez-Arcilla and J. Cateura. 2007. Evaluation of two atmospheric models for wind–wave modelling in the NW Mediterranean. J. Marine Syst. 65: 336-353.

Bolaños, R., G. Jorda, J. Cateura, J. Lopez, J. Puigdefabregas, J. Gomez and M. Espino. 2009. The XIOM: 20 years of a regional coastal observatory in the Spanish Catalan coast. J. Mar. Syst. 77: 237-260.

Cavaleri, L. and L. Bertotti. 1997. In search of the correct wind and wave fields in a minor basin. Mon. Weather Rev. 1964-1975.

Cavaleri, L. and L. Bertotti. 2004. Accuracy of the modelled wind and wave fields in enclosed seas. 56: 167-175(9).

Codina, B., M. Aran, S. Young and A. Redaño. 1997. Prediction of a mesoscale convective system over Catalonia (Northeastern Spain) with a nested numerical model. Meteorol. Atmos. Phys. 62: 9-22.

Flamant, C., J. Pelon, D. Hauser, C. Quentin, W. M. Drennan, F. Gohin, B. Chapron and J. Gourrion. 2003. Analysis of surface wind and roughness length evolution with fetch using a combination of airborne lidar and radar measurements. J. Geophys. Res. 108.

Grell, G. A., J. Dudhia and D. R. Stauffer. 1994. Description of the fifth-Generation Penn State/NCAR Mesoscale Model (MM5).

Janssen, P. A. E. M. 1989. Wave-induced stress and the drag of air flow over sea waves. J. Phys. Oceanogr. 19: 745-754.

Janssen, P. A. E. M. 1991. Quasi-linear theory of wind-wave generation applied to wave forecasting. J. Phys. Oceanogr. 21: 1631-1642.

Komen, G. J., K. Hasselmann and K. Hasselmann. 1984. On the existence of a fully developed wind-sea spectrum. J. Phys. Oceanogr. 14: 1271-1285.

Monbaliu, J., R. Padilla-Hernandez, J. C. Hargreaves, J. C. C. Albiach, W. Luo1, M. Sclavo and H. Günther. 2000. The spectral wave model, WAM, adapted for applications with high spatial resolution. Coast. Eng. 41: 41-62.

Niclasen, B. A. 2006. An operational wave model for the Faroe Shelf. . University of the Faroe Islands.

Ris, R. 1997. Spectral modelling of wind waves in coastal areas. Delft University Press.

Sánchez-Arcilla, A., D. González-Marco and R. Bolaños. 2008. A review of wave climate and prediction along the Spanish Mediterranean coast. Nat. Hazard. Earth Sys. 8: 1217-1228.

Signell, R. P., S. Carniel, L. Cavaleri, J. Chiggiato, J. D. Doyle, J. Pullen and M. Sclavo. 2005. Assessment of wind quality for oceanographic modelling in semi-enclosed basins. J. Marine Syst. 53: 217-233.

MODELOS LOCALES DE PREVISIÓN DE CORRIENTES EN LOS PUERTOS DE BILBAO Y PASAIA

A. Del Campo[1], L. Ferrer[1], A. Fontán[1], M. González[1], C. Hernández[1], J. Mader[1], A. Rubio[1], Ad. Uriarte[1]

1. AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia s/n, portualdea, 20110, Pasaia, Gipuzkoa.
adelcampo@azti.es

INTRODUCCIÓN

En las últimas tres décadas la oceanografía ha experimentado un avance muy superior al desarrollado en todo el resto de su historia. Este hecho ha venido motivado, por un lado, por el desarrollo de nuevas tecnologías, métodos de muestreo y análisis, y por otro, por el debate del cambio climático y su predicción, así como, por los problemas relacionados con el agotamiento de los recursos marinos, la degradación de las regiones costeras y la intensificación del trafico marítimo, entre otras razones. Los resultados de los últimos avances en oceanografía, tanto científicos como tecnológicos, plantean un nuevo reto a la comunidad de científicos marinos: el de la *Oceanografía Operacional* (Parrilla, 2001; Fischer et al., 1999). El procedimiento que sigue la oceanografía operacional es el de la transmisión de datos observados en continuo a centros de cálculo donde se procesan y se utilizan en modelos numéricos de previsión. Los resultados de estos modelos se usan para generar productos secundarios con aplicaciones específicas en ámbitos más locales, proporcionando previsiones que deben distribuirse rápidamente a administraciones y sectores interesados. En la actualidad, ya existen previsiones realizadas dentro del campo de la oceanografía operacional que ofrecen servicios en algunos ámbitos locales, aportando regularmente datos de velocidad y dirección del viento en el mar, temperatura del aire, altura y dirección del oleaje, amplitud de las mareas, y temperatura del agua de mar. Además de estos servicios, existen otros que podría dar la oceanografía operacional y que serían de gran ayuda tanto para las empresas privadas como para las administraciones públicas. Entre ellos, se incluyen la predicción de la deriva de las manchas de hidrocarburos y la calidad de las aguas para la gestión del litoral.

La necesidad de desarrollar estos servicios locales surge de los requerimientos de la legislación actual, la cual fomenta el desarrollo de herramientas de gestión portuaria. Como ejemplo, el Real Decreto 253/2004 de 13 de febrero de 2004, exige un estudio exhaustivo de condiciones oceanográficas y meteorológicas para determinar la evolución de posibles vertidos de hidrocarburos en los ámbitos portuarios mediante el uso de modelización numérica. El empleo de estas herramientas de predicción responde a la política actual de protección y mejora del medio acuático en las aguas portuarias, promovida por la Directiva Marco del Agua, DMA (200/60/CE), del Parlamento Europeo y del Consejo de la Unión Europea. El objetivo marcado por la DMA para las zonas portuarias, declaradas como áreas de aguas fuertemente modificadas, es el de lograr un buen potencial ecológico para el año 2015 (Borja y Elliot, 2007). En este sentido, la Recomendación de Obras Marítimas sobre calidad de aguas litorales en áreas portuarias, ROM 5.1-05, establece un primer procedimiento mediante el cual diferenciar aquellos espacios acuáticos portuarios que, debido a las alteraciones hidromorfológicas a las que se ven sometidos, se clasifican como masas de agua modificadas. La ROM 5.1-05 establece que la tipificación de las masas de agua modificadas se llevará a cabo mediante la combinación de un descriptor físico, como es el tipo de sustrato dominante (rocoso/sedimentario), y un descriptor hidromorfológico, como es el tiempo de renovación. Este último representa los procesos de transporte de la masa de agua y, por lo tanto, está directamente relacionado con los procesos bioquímicos que inciden en su calidad como, por ejemplo, la reducción de oxígeno y la eutrofización.

Los modelos desarrollados hasta el momento proporcionan valores integrados en el espacio y el tiempo de los indicadores de intercambio de masas de agua (y por supuesto de sustancias) entre las zonas semiconfinadas y el mar exterior. No obstante, en la actualidad se está trabajando en el desarrollo de metodologías operacionales, basadas en modelado numérico y calibración con datos de campo, para obtener en tiempo real esta información. El desarrollo de una herramienta de estas características ayudaría a comprender la capacidad de depuración en cada entorno portuario, ayudando así a mejorar el diseño de las infraestructuras de saneamiento en zonas portuarias. A continuación, se describe el esquema de oceanografía operacional que se está implementando en el sureste del Golfo de Vizcaya, y más concretamente en el País Vasco, y su estado actual de desarrollo, incidiendo en su utilidad en los puertos de Bilbao y Pasajes (Figura 1).

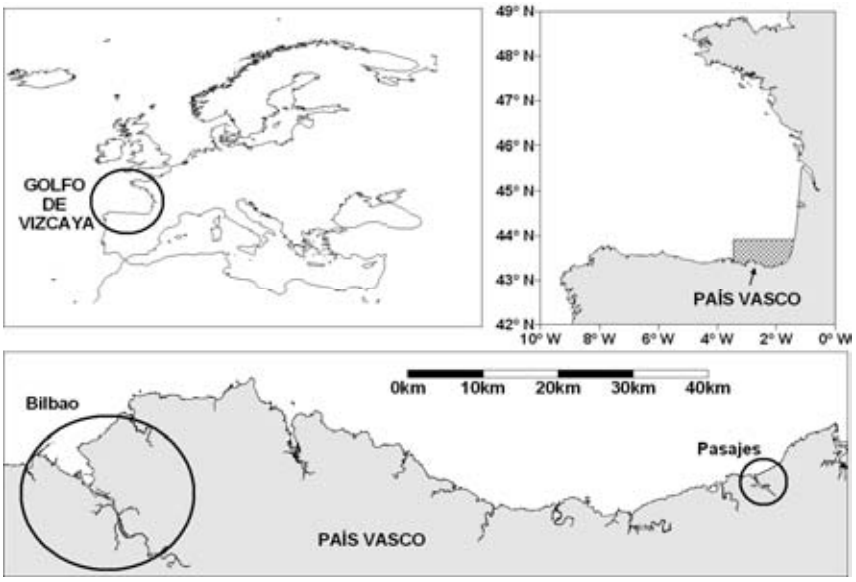


Figura 1. Localización de los puertos de Bilbao y Pasajes en la costa del País Vasco.

MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Bajo el acrónimo de ITSASEUS se enmarcan las diferentes acciones que se están llevando a cabo en un proyecto de investigación realizado por AZTI-Tecnalia y la Agencia Vasca de Meteorología, EUSKALMET, y cuyo fin es la implementación de un sistema operacional océano-meteorológico en el entorno marítimo del País Vasco. El sistema que se está desarrollando combina la modelización meteorológica, de oleaje y de corrientes e hidrográfica, a diferentes escalas, junto con otros aspectos como el tratamiento, análisis y representación de datos. El fin último es la obtención de aplicaciones concretas para el área del Golfo de Vizcaya y el entorno de la costa vasca. Como resultado de este proyecto, la Agencia Vasca de Meteorología, que operará el sistema, así como otros agentes portuarios, dispondrán de diferentes productos de predicción operativos e información océano-meteorológica de calidad para su distribución a los diferentes usuarios o a sus necesidades propias.

El sistema actual está compuesto por diferentes módulos altamente interrelacionados y se implementa a diferentes resoluciones, contemplando las escalas global, regional y local. El primer componente es el módulo atmosférico, encargado de proporcionar una caracterización adecuada de las condiciones atmosféricas y los forzamientos necesarios para el funcionamiento del resto de módulos a diferentes resoluciones. Para las escalas regional y local se trabaja, de forma preliminar, mediante el anidamiento de diferentes mallas del modelo de mesoescala MM5, utilizando los datos del modelo GFS (Global Forecast System) para la escala global. El módulo de oleaje,

basado en el modelo Wavewatch-III, es el encargado de generar una predicción de las diferentes variables que caracterizan al oleaje en las escalas establecidas.

El módulo de circulación es el responsable de caracterizar adecuadamente las condiciones marinas en el ámbito regional del Golfo de Vizcaya y local del País Vasco, con aplicaciones concretas en las zonas portuarias. Este módulo está basado en el modelo ROMS desarrollado por la Universidad de Rutgers (Shchepetkin y McWilliams, 2005) y trabaja con los forzamientos generados por el módulo atmosférico, proporcionando información sobre las corrientes, y temperatura y salinidad del agua de mar. El sistema se completa con un módulo de validación, que es el encargado de evaluar el funcionamiento del sistema, en base a una sería de índices definidos para cada caso. La malla del modelo ROMS usada sobre el País Vasco (anidada a la malla del Golfo de Vizcaya) se extiende en longitud y latitud entre 5,30ºW a 1,10ºW y de 43,20ºN a 45ºN, respectivamente, con una resolución media horizontal de 2,2 km y con 32 niveles sigma en profundidad.

Los resultados de la modelización sobre el País Vasco se emplean para obtener condiciones iniciales y de contorno para los modelos ROMS de alta resolución (< 30 m de paso de malla) desarrollados en las zonas portuarias de Bilbao y Pasajes. En ambos puertos existe información proveniente de una estación océano-meteorológica (OM); en el caso del puerto de Pasajes, dicha estación funciona desde el año 2001 (www.azti.es/oceanodedatos), y desde el año 2003 en el puerto de Bilbao (www.euskalmet.euskadi.net), proporcionando datos en tiempo real de viento, visibilidad, temperatura del aire, presión atmosférica, corrientes marinas a 6 profundidades, oleaje, mareas, y temperatura del agua a 5 profundidades diferentes.

Además, se dispone de otras 4 estaciones océano-meteorológicas situadas en puertos de competencia autonómica (Bermeo, Ondarroa, Getaria y Hondarribia), dos boyas de aguas profundas situadas sobre fondos de profundidad superior a 500 m al norte de Cabo Matxitxako y de Donostia-San Sebastián, y un sistema radar HF con instrumentación en el Cabo Matxitxako y Cabo Higuer (propiedad del Departamento de Transportes y Obras Públicas del Gobierno Vasco). Los datos registrados por toda esta instrumentación están siendo utilizados para calibrar y validar los modelos numéricos empleados. Asimismo, para las zonas portuarias de Bilbao y Pasajes se dispone de una cartografía de fondos de alta resolución obtenida mediante sonda multihaz, que se ha empleado para la definición batimétrica de las mallas numéricas de simulación en dichos puertos.

Adicionalmente al modelo ROMS (desarrollado mediante el Método de Diferencias Finitas), en las zonas portuarias mencionadas se realizan simultáneamente simulaciones con el modelo ECADIS (Espino, 1994). Dicho modelo está englobado dentro del paquete TRIMODENA y emplea una aproximación estacionaria para el análisis de la corriente producida por el viento, mediante la resolución de las ecuaciones de aguas someras por Elementos Finitos quasi-3D. En su configuración actual, el modelo permite obtener soluciones prácticamente instantáneas de corrientes a partir de las medidas de viento de las estaciones OM de Punta Lucero en Bilbao y de la bocana de Pasajes. Con ambos modelos, ROMS y TRIMODENA, se realizan simulaciones a 96 horas a partir de previsiones meteorológicas, permitiendo sus resultados dar respuesta inmediata a un vertido puntual. Los resultados de las corrientes superficiales obtenidos con el modelo TRIMODENA en el Puerto de Bilbao se ponen diariamente a disposición de la Autoridad Portuaria (www.azti.es/bilboil). Esta información es utilizada en un modelo de dispersión de partículas de tipo Euleriano, RECODE, que permite simular y predecir el movimiento de un posible vertido de hidrocarburo, conocido su volumen, posición y tipo de sustancia (González et al., 2000), así como la variación de sus propiedades fisicoquímicas (emulsión, evaporación, viscosidad, densidad, etc.). Los campos de corrientes están siendo empleados para realizar una evaluación precisa de los tiempos de residencia en los puertos de Bilbao y Pasajes, así como posibles zonas de retención de contaminación.

SIMULACIONES Y VALIDACIÓN

Un ejemplo de los resultados de simulaciones de corrientes superficiales para los puertos de Pasajes y Bilbao son mostrados en las Figuras 2 y 3, respectivamente. Estos campos de corrientes correspoden a máxima llenante, y han sido obtenidos utilizando datos de viento procedente de modelado numérico. Como se puede observar, los campos de corrientes obtenidos por el modelo TRIMODENA evolucionan de manera gradual, mientras que los generados mediante el modelo ROMS presentan una mayor complejidad. Ambos modelos ofrecen resultados similares, en cuanto a intensidad de la corriente, en las áreas internas de los puertos de Pasajes y Bilbao. El efecto de las condiciones iniciales y de contorno (provenientes de la malla de simulación sobre el País Vasco) utilizadas en el modelo ROMS se hace patente en los contornos más externos de los puertos de estudio, especialmente en Bilbao cuya geometría es más compleja. Asimismo, el efecto del viento sobre la corriente parece más notable en el modelo ROMS. El modelo TRIMODENA no incorpora a la simulación las condiciones iniciales predichas del día anterior ni las condiciones de

contorno provenientes de las predicciones a mayor escala. Esto hace que pierda información de la situación previa a una simulación sobre las corrientes existentes a una escala más regional. Las diferencias entre los resultados de ambos modelos no hacen más que confirmar la necesidad de una validación exhaustiva con datos de campo reales.

El proceso de validación de las corrientes simuladas a partir de datos in-situ se ha iniciado para el modelo TRIMODENA. En primer lugar se ha llevado a cabo un análisis de la coherencia entre la corriente superficial registrada en la estación de Pasajes durante el año 2008 y la simulada por el modelo. En este caso, el modelo ha sido alimentado con los datos de viento registrados por dicha estación, con el fin de obtener resultados más realistas. Para analizar los resultados del modelo en términos de variabilidad, se emplea el espectro de coherencia, que se interpreta como la fracción de las fluctuaciones de una señal (o variable) que puede atribuirse a la otra en uso (Emery y Thomson, 2001).

En la Figura 4 (imagen superior) se muestra el espectro suavizado de coherencia (99% nivel de confianza) entre las componentes Este-Oeste y Norte-Sur de la corriente superficial registrada por la estación de Pasajes y la simulada por TRIMODENA en el punto donde se ubica dicha estación. Como se puede apreciar, el espectro es muy variable para corrientes superficiales de periodo bajo (inferior a 20 horas), lo cual quiere decir que el modelo no parece reproducir adecuadamente corrientes de escalas inferiores a 20 horas en tiempo real. En cambio, para corrientes superficiales de periodo alto (superior a 20 horas) la coherencia entre simulaciones y observaciones es más estable; el modelo es capaz de explicar en torno al 60% de la variabilidad observada para la componente Este-Oeste y; en torno al 50% para la componente Norte-Sur. Eliminando de ambas series las corrientes superficiales de periodo inferior a 20 horas, se puede observar una correlación razonable entre la serie temporal de corriente superficial registrada por la estación y la simulada por el modelo TRIMODENA. En la Figura 4 (imagen inferior) se muestra la serie temporal del vector correlación al cuadrado (Crosby et al., 1993) de la corriente superficial observada y simulada. En general, se observa una correlación elevada entre observaciones y predicciones; el modelo explica en torno al 80% de la variabilidad observada en los datos. Teóricamente, el modelado portuario con ROMS debería de ofrecer mejores correlaciones en este sentido, ya que incorpora condiciones iniciales y de contorno provenientes de la malla de simulación ROMS sobre el País Vasco.

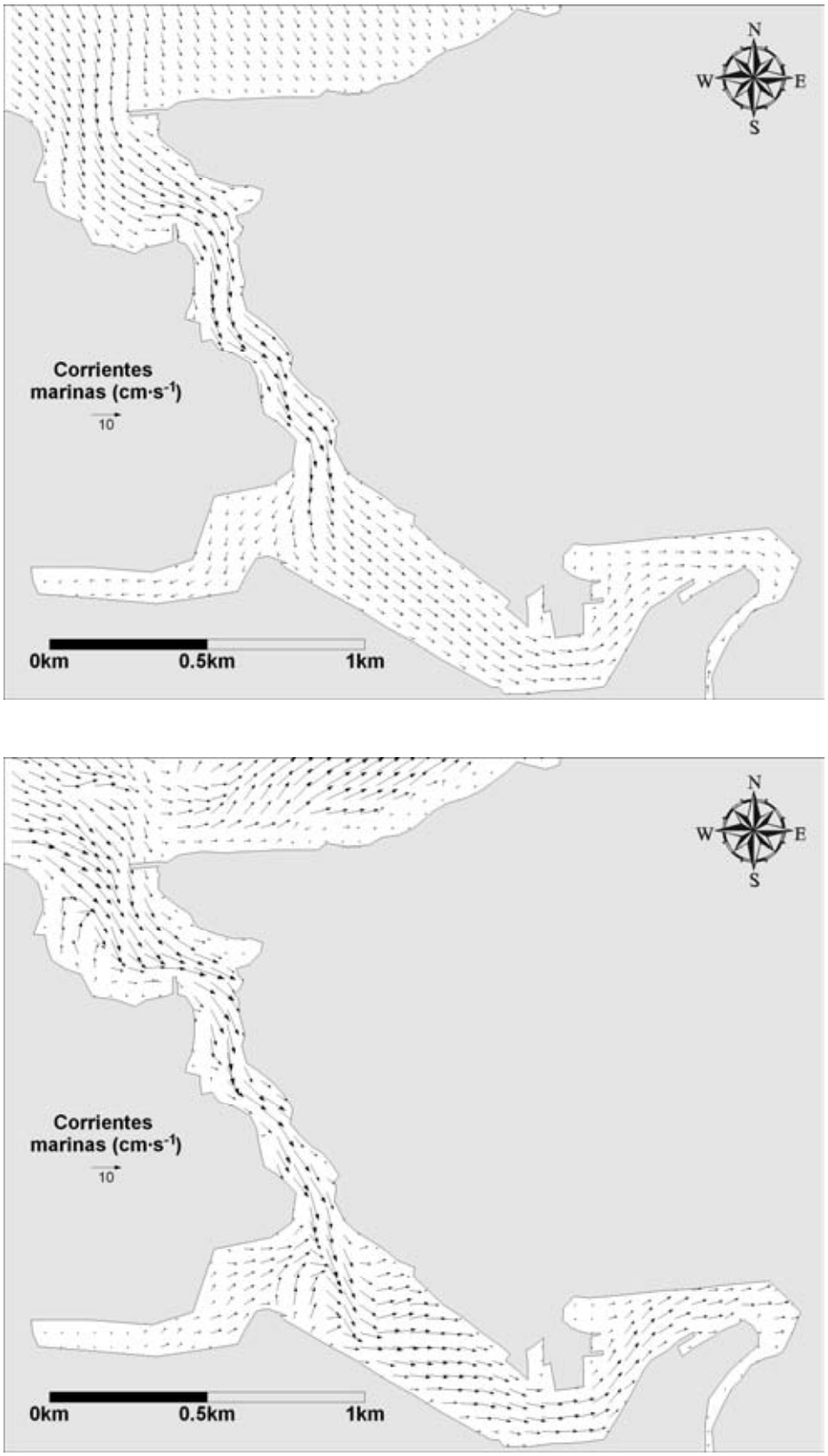


Figura 2. Corrientes de superficie simuladas mediante el modelo TRIMODENA (imagen superior) y ROMS (imagen inferior) para el puerto de Pasajes, el 2 de octubre de 2009 en máxima llenante.

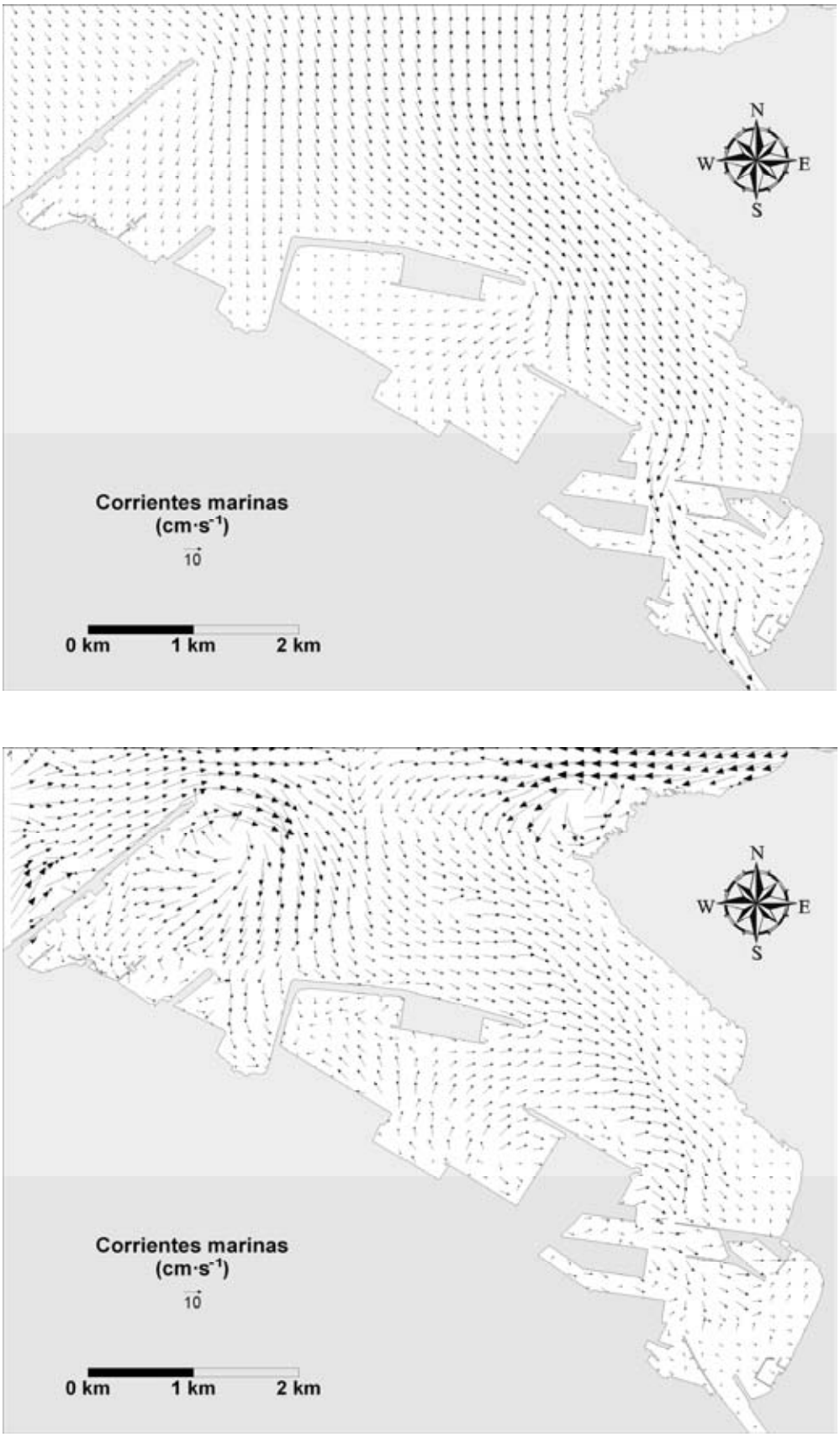


Figura 3. Corrientes de superficie simuladas mediante el modelo TRIMODENA (imagen superior) y ROMS (imagen inferior) para el puerto de Bilbao, el 2 de octubre de 2009 en máxima llenante.

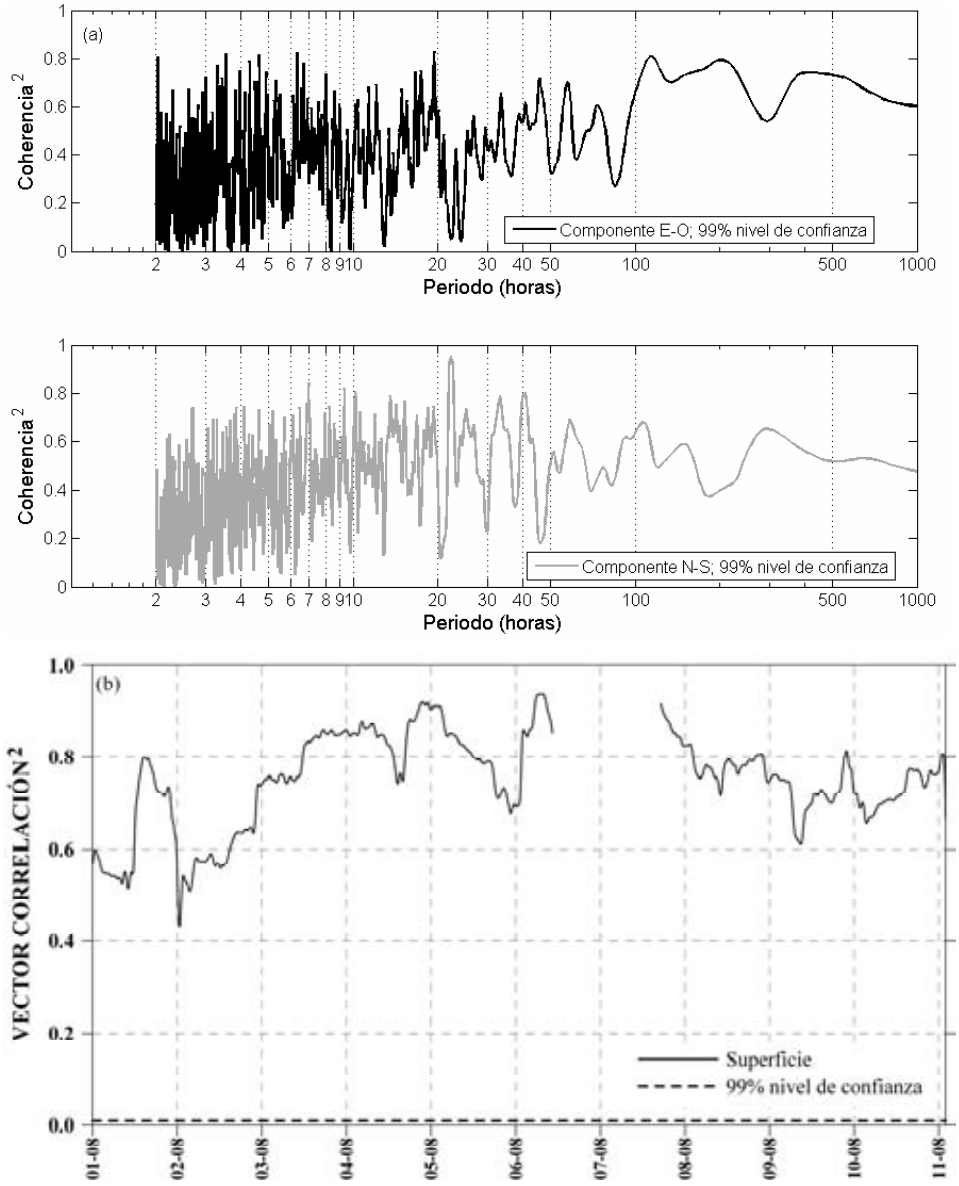


Figura 4. a) Espectro suavizado de coherencia (99% nivel de confianza) entre las componentes E-O y N-S de la corriente superficial observada en la estación OM de Pasajes durante el año 2008 y la simulada por TRIMODENA en el punto donde se localiza dicha estación; y b) serie temporal del vector correlación al cuadrado (99% nivel de confianza) de la intensidad de la corriente superficial de paso bajo (periodo de corte 20 horas) observada y simulada en la estación de Pasajes, en 2008. El tamaño de la muestra es de 720 horas.

CONCLUSIONES

Los modelos de previsión de corrientes ROMS y TRIMODENA están siendo implementados en las zonas portuarias de Bilbao y Pasajes. Las comparativas previas entre ambos modelos confirman la necesidad de una exhaustiva validación de resultados con datos de campo. Los primeros resultados de la validación de TRIMODENA muestran que este modelo predice adecuadamente corrientes

superficiales de periodo superior a 20 horas. Dichos resultados podrían mejorar con la incorporación de condiciones iniciales y de contorno provenientes de modelado a mayor escala, mediante procedimientos apropiados.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo ha sido realizado con financiación del Dpto. de Industria, Comercio y Turismo (programas de investigación ETORTEK, proyecto ITSASEUS, y SAIOTEK, proyecto MODELTOX) y del Dpto. de Transportes y Obras Públicas (Gobierno Vasco). Los trabajos realizados en el puerto de Pasajes y Bilbao están siendo financiados por el proyecto LOREA (programa UE-Interreg 2009) y la Autoridad Portuaria de Bilbao (convocatoria PETRI, ref. PET2006_0111, del Ministerio de Ciencia e Innovación).

REFERENCIAS

Borja, A., Elliott, M., 2007. What does 'good ecological potential' mean, within the European Water Framework Directive?. Marine Pollution Bulletin, 57, 1559-1564.

Crosby, D.S., Breaker, L.C., Gemmill, W.H., 1993. A proposed definition for vector correlation in geophysics: theory and application. Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, 10 (3), 355-367.

Emery,W.J., Thomson, R.E., 2001. Data Analysis Methods in Physical Oceanography. Second ed. Rev. Elsevier Science, Amsterdam, 640pp.

Espino, M., 1994. Estabilización de la Superficie Libre en la Solución de Ecuaciones Shallow-Water por Elementos Finitos. Aplicaciones Oceanográficas. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Fischer, J., Flemming, N., Holt, M.R., Rogers, J., 1999. A profile of operational oceanography. EuroGOOS Secretariat.

González, M., Espino, M., Comerma, E., Gyssels, P., Hernáez, M., Uriarte, Ad., García M.A., 2000. A numerical tool for hydrocarbon pollution forecasting in the autonomous port of Bilbao. Oil & hidrocarbons Spills II, C.A. Brebbia & G.R. Rodríguez (eds.), WIT Press, Las Palmas de Gran Canaria, 95-104.

Parrilla, G., 2001. Oceanografía operacional: un nuevo reto. Física de la Tierra, 13, 167-179.

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

VALIDACIÓN DEL ACOPLAMIENTO DE MODELOS NUMÉRICOS PARA PREVISIÓN DE OLEAJE EN PRAIA DA VITÓRIA (AÇORES)

J.A. Santos[1], C.J.E.M. Fortes[1], L. Pinheiro[1], A. Simões[2], L. Guilherme[1]
1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Av. do Brasil, 101, Lisboa, Portugal.
jasantos@lnec.pt, jfortes@lnec.pt, lpinheiro@lnec.pt, lguilherme@lnec.pt
2. Universidade dos Açores, campus da Terra Chã, Ilha Terceira, Açores, Portugal.
anabela@uac.pt

INTRODUCCIÓN

El proyecto MOIA, actualmente en marcha en LNEC y en Universidade dos Açores, visa el desarrollo de una herramienta integrada para apoyo a la gestión portuaria. Esta herramienta deberá ser capaz de preveer los efectos de oleaje y de corrientes de marea en infraestructuras y en operaciones portuarias asimismo que en navegación. Esto sistema, llamado MOIA, procesa los datos disponibles (previsiones de viento y/o de oleaje, las características morfológicas del puerto y de su entorno) y utiliza modelos numéricos para propagación de oleaje para evaluar la necesidad de emisión de avisos u alertas (por ejemplo, por mensajes de texto SMS) a las entidades portuarias competentes por estar en peligro la seguridad del puerto.

Un esquema simplificado del sistema MOIA se presenta en la figura 1. MOIA se presenta al usuario como un interfaz grafico y amigable y se hace de varios módulos.

1. Caracterización de oleaje y de corrientes de marea dentro del puerto a partir de estimativas de parámetros de oleaje y de corrientes de marea obtenidas en aguas profundas con modelos de previsión de escala regional;
2. Caracterización de efectos de oleaje y de corrientes de marea en infraestructuras, en navegación y en operaciones portuarias;
3. Accionamiento de alertas y/u avisos para las variadas regiones del puerto y gestión en tiempo real de procedimientos y de los recursos necesarios para mitigar riesgos potenciales
4. Base de datos para almacenamiento de información relevante.

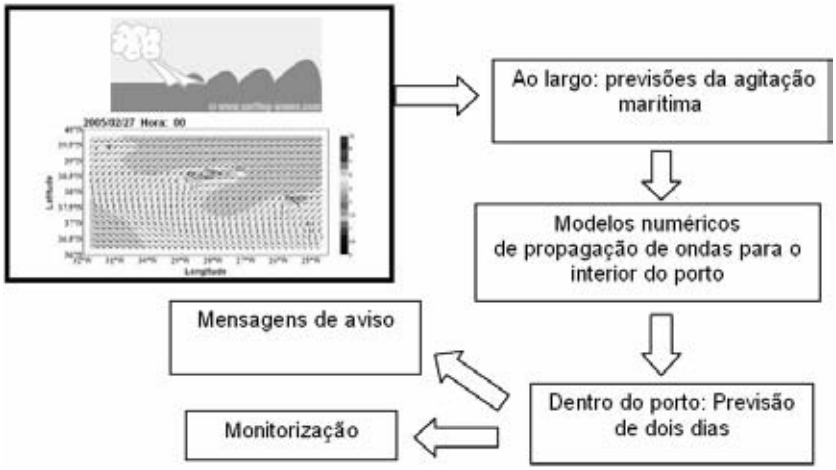


Figura 1. El sistema MOIA. Esquema simplificado.

Si uno tiene acceso a previsiones de oleaje con un o dos días de antelación entonces uno puede preveer la ocurrencia de eventos potencialmente peligrosos i emitir en tiempo útil avisos y mensajes de alerta, evitando, de esta forma, situaciones de emergencia en las actividades portuarias.

El caso de estudio de MOIA es el área marítima adyacente al puerto de Praia da Vitória, en la isla Terceira del archipiélago de Açores. Esto local fue escogido porque en su proximidad están colocados diversos instrumentos de medición capaces de caracterizar el oleaje, haciendo esto, por eso, un local muy interesante para verificar el desempeño de modelos numéricos para propagación de oleaje.

En el ámbito del primer modulo – caracterización de oleaje – fue desarrollada una herramienta para estimar la propagación de oleaje desde aguas profundas hasta el interior de un puerto. Porque un sólo modelo no es capaz de simular la propagación de oleaje desde la zona de su generación hasta el interior de un puerto debido a la gran área de la región modelada y a la diversidad de características presentes (gama de profundidades en la región estudiada y presencia de un puerto en dicha región) es necesario utilizar varios modelos numéricos asimismo que acoplar esos modelos para obtener los resultados deseados.

Son por lo menos tres los modelos necesarios para una buena previsión del oleaje al interior de un puerto como esto de Praia da Vitória. Un modelo que haga la previsión en aguas profundas a partir de previsiones de viento para la región estudiada, un segundo modelo que propague aquello oleaje desde aguas profundas hasta la bocana del puerto (esto puede implicar propagación de oleaje a través de una larga área de

mar) y un tercer modelo que propague oleaje para el interior del puerto simulando los efectos de obstáculos sobre el oleaje, a saber la difracción y la reflexión del oleaje.

Un procedimiento de esto tipo ya está implementado y acopla el modelo WAVEWATCH III (Tolman 1999 – que fornece previsiones en la región marítima adyacente al archipiélago de Açores, en una malla de cálculo de 0.05º por 0.05º (lat x long) – con el modelo SWAN (Booij et al. 1996) – que propaga oleaje desde aguas profundas hasta la bocana del puerto – y con el modelo DREAMS (Fortes 1993) – responsable por la propagación desde la bocana hacia el interior del puerto.

Debido al tiempo necesario para realizar los cálculos de los variados modelos se consideró que no es posible utilizar en tiempo real estos modelos y se optó por un abordaje expedito basado en la utilización de matrices de transferencia que relacionan las características del oleaje previstas en aguas profundas con las características del oleaje dentro del puerto, Santos et al. (2009).

En la aplicación al puerto de Praia da Vitória no hubo todavía una validación de los resultados producidos por el conjunto completo de modelos numéricos por no están disponibles mediciones del oleaje dentro del puerto. Con datos de oleaje medidos en la boya colocada fuera del puerto sobre una profundidad de cerca de 90 m y 4 km a nordeste del puerto, es posible evaluar la calidad de los resultados producidos con la implementación del modelo numérico SWAN. Esto es el objetivo del presente artículo.

Después de esto capítulo de introducción se presenta en capítulo 2 la región estudiada, el puerto de Praia da Vitória, y en capítulo 3 la metodología propuesta para determinar características de oleaje dentro del puerto. En capítulo 4 se presenta la validación de la implementación del modelo SWAN con datos de oleaje medidos en la boya de Praia da Vitória mientras que en capítulo 5 se listan las conclusiones del trabajo realizado.

EL PUERTO DE PRAIA DA VITÓRIA

La isla Terceira, Figura 2, haz parte del grupo central del archipiélago de Açores y tiene cerca de treinta kilómetros de largo y veinte kilómetros de ancho. En su costa Este está ubicado el puerto de Praia da Vitória. Los dos rompeolas que protegen el puerto definen una bacía portuaria aproximadamente rectangular con cerca de 1 km x 2 km.

En Figura 2 uno puede observar una carta de los fondos de la zona marítima adyacente a la isla Tercera. Como casi todas las islas de Açores, ésta es de origen volcánico y por eso menos de cinco kilómetros de la costa uno tiene la batimétrica de quinientos metros. Frente al puerto de Praia da Vitória una cruz cerca de la batimétrica de cien metros marca la posición donde fue fondeada la boya direccional del proyecto CLIMAAT que está a menos de 4 kilómetros a nordeste del puerto. Los datos medidos por esta boya, que son actualizados on-line cada 15 minutos, son altura significante, altura máxima, período medio, período máximo observado, período de la ola de altura máxima y dirección de oleaje. En la página web del proyecto (http://www.climaat.angra.uac.pt/) uno pude consultar los datos enviados en tiempo real por esta boya.

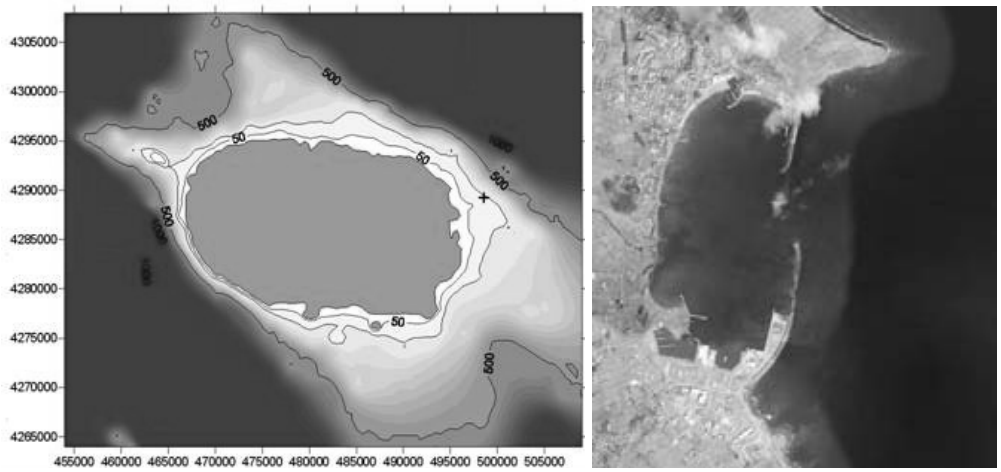


Figura 2. Carta de los fondos de la región marítima adyacente a la Isla Terceira y puerto de Praia da Vitória.

DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE DENTRO DEL PUERTO

Procedimiento general

Una parte importante del proyecto MOIA es la automatización de previsiones de oleaje en aguas profundas y su propagación hasta el puerto.

En el esquema de Figura 3 se presenta la metodología adoptada. El motivo de utilizar variados modelos es la inexistencia de un modelo sólo capaz de simular, de forma computacionalmente eficaz, la propagación de oleaje en una región tan vasta y

teniendo cuenta de todos fenómenos relevantes para aquella propagación. Por eso, hay que acoplar modelos numéricos.

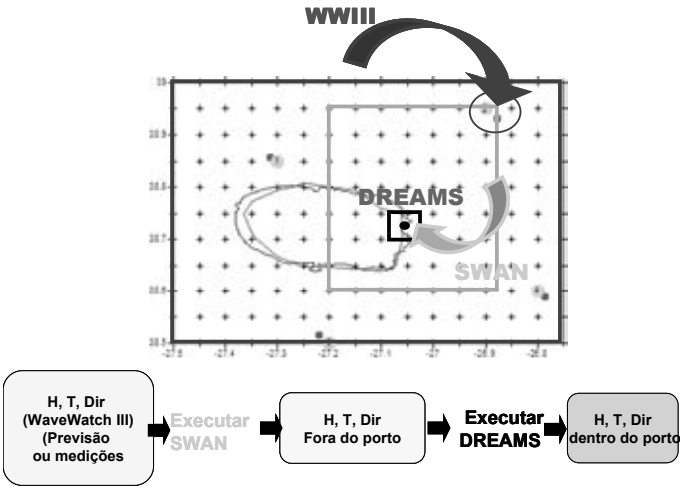


Figura 3. Esquema de acoplamiento de los modelos numéricos.

Más concretamente, para determinado estado de agitación marítima en aguas profundas previsto por WAVEWATCH III (WWIII) y caracterizado por (Hs, Tmed, DIR, DISP) en que Hs es la altura significante de oleaje, Tmed el periodo medio, DIR la dirección media de periodo de pico y DISP la dispersión direccional para el mismo periodo, SWAN transfiere estas características para la región frente a la bocana del puerto donde DREAMS es utilizado para preveer los valores de Hs, Tmed y DIR en el interior del puerto en posiciones predefinidas.

Previsión en tiempo real

La metodología presentada en el punto anterior es válida para transferir una condición de oleaje desde aguas profundas hasta el interior del puerto. Sin embargo, debido al esfuerzo computacional que puede estar asociado a la utilización de SWAN y DREAMS, será poco probable su repetición cuando el objetivo sea hacer previsiones en tiempo real.

Para contornar esta dificultad se ha propuesto la determinación, a priori, para la región estudiada de las matrices de transferencia de oleaje, es decir de los valores que relacionan el oleaje en aguas profundas con el oleaje en un o variados puntos dentro del puerto. Una vez conocida la matriz de transferencia de oleaje desde aguas profundas hasta un punto seleccionado, para cada conjunto de características de oleaje allí (Hs, Tmed, DIR, DISP) para un determinado instante, MOIA hace una

interpolación tetradimensional sencilla utilizando la matriz de transferencia y obtiene la previsión, en tiempo real, de las características del oleaje en el punto deseado. De hecho, Palha (2007) demostró con el sistema pyMOIA que la transferencia de características de oleaje puede ser automatizada de forma expedita, recorriendo a matrices de transferencia calculadas a priori.

Esto implica la simulación a priori de un largo abanico de condiciones de oleaje que represente de forma correcta todas las posibilidades de las cuatro variables de relevo. Con los resultados de esta simulación uno puede construir la matriz que permite interpolar de forma eficaz cualesquier casos no simulados. Esto método además de reducir drásticamente el tiempo de cálculo, permitiendo simulaciones casi instantáneas, tiene la ventaja de hacer mucho más simples el proceso de automatización pues que le bastan dos interpolaciones, una para la propagación con SWAN y otra para la propagación con DREAMS.

VALIDACIÓN DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO SWAN

Aunque ya tenga sido demostrada la operatividad del procedimiento de transferencia de características de oleaje desde aguas profundas hasta el interior del puerto de Praia da Vitória basado en la utilización de matrices de transferencia, dicha demostración fue realizada con matrices que no cubrían completamente la gama de parámetros posible, debido al tiempo necesario para correr los programas SWAN y DREAMS con todos aquellos dados. Además, antes de empezar dicha tarea importa garantizar que los resultados producidos por los modelos numéricos tienen desvíos muy pequeños frente a los valores observados en las mediciones realizadas en la región estudiada.

Todavía no fue posible validar los resultados producidos por el conjunto completo de modelos numéricos por no estar disponibles mediciones de oleaje dentro del puerto de Praia da Vitória. Por eso, el primer paso hacia la evaluación de la calidad de los resultados de los modelos numéricos se limitó a la implementación del modelo SWAN pues están disponibles datos de la boya de Praia da Vitória.

Se utilizó una malla regular con distancia entre nudos de 400 m definiendo una región rectangular con 55 kilómetros por 40 kilómetros conteniendo la zona marítima adyacente a isla Tercera, Figura 4. Además, como se puede veer en la misma figura, se utilizó también una malla cuadrada con 20 kilómetros de lado y una distancia entre

nudos de 100 metros anidada en la primera. Los resultados de la primera malla eran utilizados como condiciones de contorno para la malla anidada. El objetivo era obtener mejores resultados con la malla más fina en la zona de fondeo de la boya y en la bocana del puerto. Desde el punto de vista computacional, utilizar una malla anidada tiene la gran ventaja de ser más eficiente que utilizar la malla global con la distancia entre nudos de la malla anidada.

El espectro direccional fue definido a partir de la discretización de un espectro en frecuencia con 21 intervalos, desde 0.070 Hz hasta 2.0 Hz, con distribución logarítmica y una discretización direccional barriendo 360º y dividida en 180 intervalos ($\Delta\theta$ = 2º). Todas corridas con versión 40.72 de SWAN fueron realizadas en modo estacionario, sin considerar corrientes o viento. Los fenómenos incluidos fueron:

- en la malla global: refracción, asomeramiento y rompiente por influencia del fondo y por la pendiente de la ola (whitecapping).
- en la malla anidada: refracción, asomeriamiento, rompiente por influencia del fondo y por la pendiente de la ola (whitecapping), interacciones entre triades de olas (triad wave-wave interaction) y generación de harmónicas (frequency shifting).

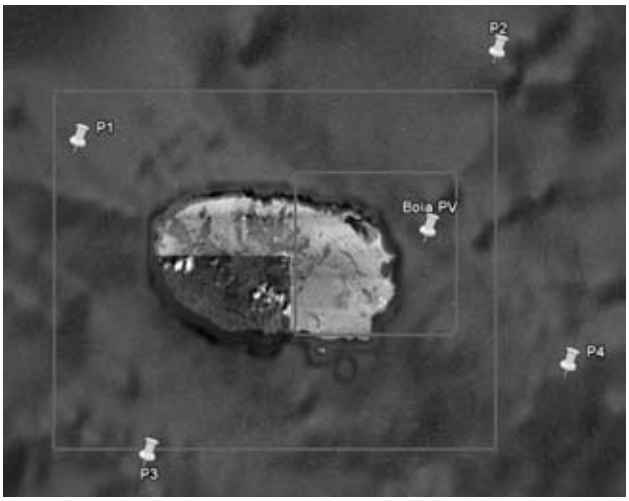


Figura 4. Mallas utilizadas en las simulaciones de SWAN.

En esta primera validación se testaron solamente condiciones de oleaje en las fronteras de SWAN definidas utilizando el espectro JONSWAP para describir la distribución de energía en frecuencia y los parámetros de esto espectro (altura significante y período de pico) asimismo que la dirección media de período de pico y la dispersión direccional fueron obtenidos de las previsiones horarias más recientes de WWIII en el punto P2 de Figura 4. Como cada doce horas está disponible una nueva previsión de WWIII, las previsiones horarias utilizadas en esta validación tenían una

edad máxima (o alcance máximo) de doce horas relativamente al instante de origen de la secuencia de previsiones.

En Figura 5 se presentan secuencias de alturas significantes para el periodo de 1 de enero de 2009 al 28 de febrero de 2009 obtenidas en la zona de fondeo de la boya de Praia da Vitória. Esto es un período muy interesante porque hubo dos intervalos de tiempo con oleaje de altura significante superior a 5 m (del 31 de enero al 1 de febrero y del 3 de febrero al 4 de febrero).

Además de los resultados de SWAN con la malla de 400 m (triángulos rojos) y con la malla de 100 m anidada en aquella (circunferencias negras) la figura incluye también resultados de SWAN con una malla de 1000 m cubriendo la misma región de la malla de 400 m (circunferencias gris), resultados de WWIII en el nudo de su malla que está cerca de la boya (cruces negras) y los valores obtenidos del análisis en el dominio del tiempo de las mediciones de la boya cada tres horas (cuadrados negros).

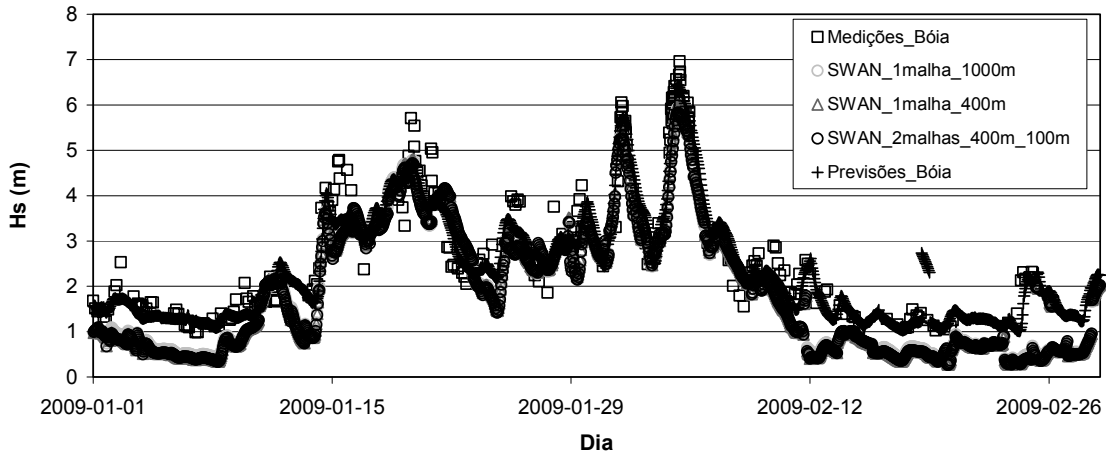


Figura 5. Secuencias de alturas significantes en la posición de la boya de Praia da Vitória.

La figura muestra que las previsiones de SWAN son semejantes a los valores obtenidos a partir de las mediciones. Los periodos con oleaje de altura significante más grande que 5 m son reproducidos y la evolución general de altura significante está bien representada. Notable en Figura 5 es la buena concordancia entre las previsiones de WWIII y los valores de la boya. De hecho, casi siempre las previsiones da WWIII están más cerca de aquellos valores que las previsiones de SWAN. Esto puede indicar que es necesario incluir el viento en estas previsiones.

En Tabla 1 se cuantifica la concordancia entre los valores caracterizadores de oleaje (altura significante, periodo de pico y dirección media de periodo de pico) obtenidos

con modelos numéricos y a partir de mediciones de la boya. Para todos los parámetros utilizados (RMSE – raíz cuadrada del error medio cuadrático y R – coeficiente de correlación) las previsiones de WWIII son mejores que las de SWAN. La excepción es la dirección media de periodo de pico cuya previsión de WWIII es peor que las de SWAN aunque no sea significativa la diferencia y esta se puede atribuir a los problemas normales con esta grandeza debido al cambio de 360º a 0º. Sin embargo, las correlaciones entre los valores de altura significativa producidos por SWAN y los de la boya son muy buenas.

Tabla 1. Parámetros de evaluación de concordancia entre mediciones y previsiones

			RMSE	SI	R
SWAN	1 malla 1000 m	HS	0.837	0.272	0.927
		TP	2.104	0.169	0.584
		DIR	108.232	0.370	0.292
	1 malla 400 m	HS	0.843	0.274	0.926
		TP	2.103	0.169	0.587
		DIR	106.794	0.365	0.319
	2 mallas 400, 100 m	HS	0.869	0.282	0.923
		TP	2.114	0.170	0.572
		DIR	119.817	0.410	-0.114
WWIII		HS	0.519	0.169	0.952
		TP	1.997	0.160	0.645
		DIR	122.972	0.421	0.275

Aunque en Figura 5 no haya una diferencia notable entre los resultados de SWAN con una malla de 1000 m, 400 m o de 100 m anidada en la malla de 400 m, en la posición de la boya de Praia da Vitória, lo mismo no es verdad para las previsiones en un punto frente a la bocana del puerto, como puede verse en Figura 6. Las previsiones de altura significante en la malla de 1000 m son siempre más grandes que las en las mallas de 400 m o en la malla de 100 m anidada en aquella mientras que las diferencias entre resultados en estas dos mallas no es muy importante. Es decir: se pueden obtener resultados razonables en la bocana del puerto con una malla de 400 m.

CONCLUSIONES

Se presentaron en esto artículo los resultados de la validación de la implementación de SWAN en la zona marítima adyacente al puerto de Praia da Vitória. Estos resultados mostraron que la utilización de mallas anidadas no modifica

significativamente los resultados si uno utiliza una malla con 400 m. Además, la inclusión del viento en SWAN puede ser importante para mejorar los resultados de SWAN.

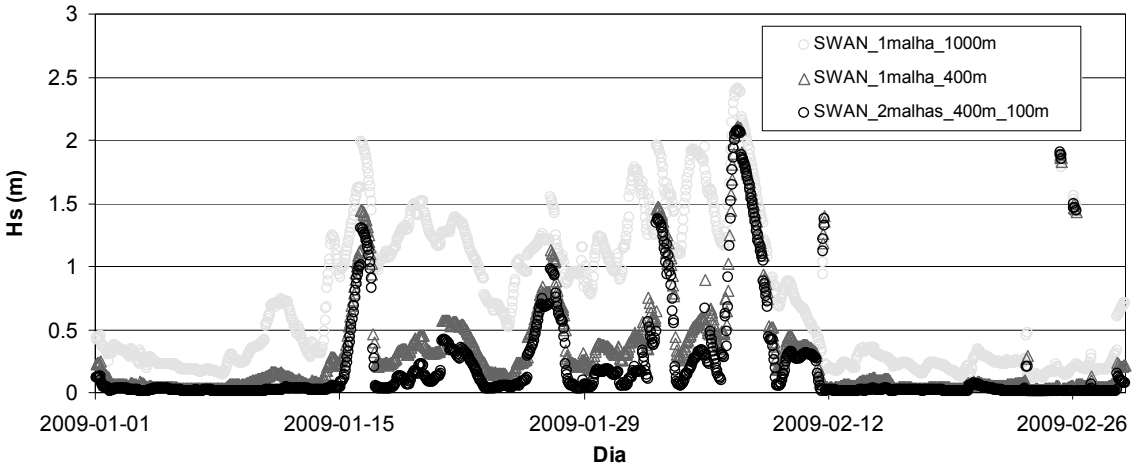


Figura 5. Secuencias de alturas significantes en un punto frente a la bocana del puerto.

AGRADECIMIENTOS

El proyecto MOIA está financiado por Fundação para a Ciência e a Tecnologia (PTDC/ECM/73145/2006) con fundos de la República Portuguesa y de Unión Europea.

REFERENCIAS

Booij, N.R., Holthuijsen, L.H., Ris, R.C., 1996. The SWAN wave model for shallow water. Proc. 25th Int. Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 668 - 676.

Fortes, C.J.E.M., 1993. Modelação matemática da refracção e da difracção combinadas de ondas marítimas (análise pelo método dos elementos finitos), Dissertação de Mestrado em Eng. Mecânica, IST.

Palha, A.C., 2007. pyMOIA – Previsão, em Tempo Real, da Agitação Marítima em Zonas Portuárias. 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007 (CD-ROM).

Santos, J.A., Guilherme, L., Fortes, C.J.E.M., Pinheiro, L., Simões, A. 2009. Coupling numerical models for wave propagation in the MOIA package. Journal of Coastal Research, Special Issue 56, 544-548.

Tolman, H.L., 1999. User manual and system documentation of WAVEWATCH-III version 1.18., NOAA / NWS / NCEP / OMB technical note 166, 110 pp.

Tema: Clima Marítimo, Oceanografía física

Predicción de oleaje a lo largo de una ruta marÍtima: Aplicación a las autopistas del Mar

Marta Gómez Lahoz[1]

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

INTRODUCCIÓN

Desde 1996 Puertos del Estado dispone de una sistema operativo de predicción de oleaje de escala oceánica, desarrollado por el Área de Medio Físico. Este sistema se procesa dos veces al día, a las 0 y a las 12 horas UTM y tiene un horizonte de predicción de 72 horas. La predicción de viento, necesaria para forzar el sistema, proviene del modelo de área limitada HIRLAM, de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). (Gómez y Carretero, 2005).

La predicción de oleaje es una herramienta básica para la navegación. Tanto cuando el buque se encuentra en el puerto, para las maniobras de carga y descarga, como durante la travesía.

Utilizando como base la información proporcionada por el sistema de predicción de Puertos del Estado, se ha desarrollado una herramienta para facilitar la predicción del estado del mar durante la travesía de un barco. Esta herramienta puede ser utilizada tanto desde las oficinas de la Autoridad Portuaria como a bordo del barco. Permite, de una manera muy sencilla, especificar el puerto de origen, la hora a la que comenzará la travesía y la duración de la misma. A partir de esta información, en pocos segundos, el sistema facilita la información sobre el estado del mar y el viento a lo largo de la ruta.

SISTEMA DE PREDICCIÓN DE OLEAJE DE PUERTOS DEL ESTADO

El sistema de predicción de oleaje, desarrollado por Puertos del Estado, tiene como principal objetivo proporcionar la predicción a los puertos españoles por lo que se trata de una predicción eminentemente costera. La combinación de escalas necesaria para predecir el oleaje en la costa, (escala oceánica y escala costera), unida el hecho de

que la plataforma continental de la Península Ibérica es muy estrecha, hace que este sistema sea diferente a los sistemas operativos en otros institutos meteorológicos, que por lo general han sido desarrollados para predecir el oleaje en aguas abiertas y profundas. La combinación de escalas ha sido resuelta dividiendo el sistema en dos: un sistema de escala oceánica y uno de escala local.

El sistema oceánico está basado en dos aplicaciones del modelo WAM (the WAMDI group, 1988), una para el Océano Atlántico y una para el Mar Mediterráneo. Para aumentar la resolución de las aplicaciones cerca de la costa, sin tener que utilizar una resolución muy alta en todo el océano, se ha desarrollado un esquema de anidamiento en dos direcciones para el modelo WAM (Gómez et al, 1997). Con este método la resolución de la aplicación del Atlántico se aumenta de 1 grado en aguas abiertas a 0.25 grados cerca de la costa y la del Mediterráneo de 10 a 5 minutos. Ver figura 1.

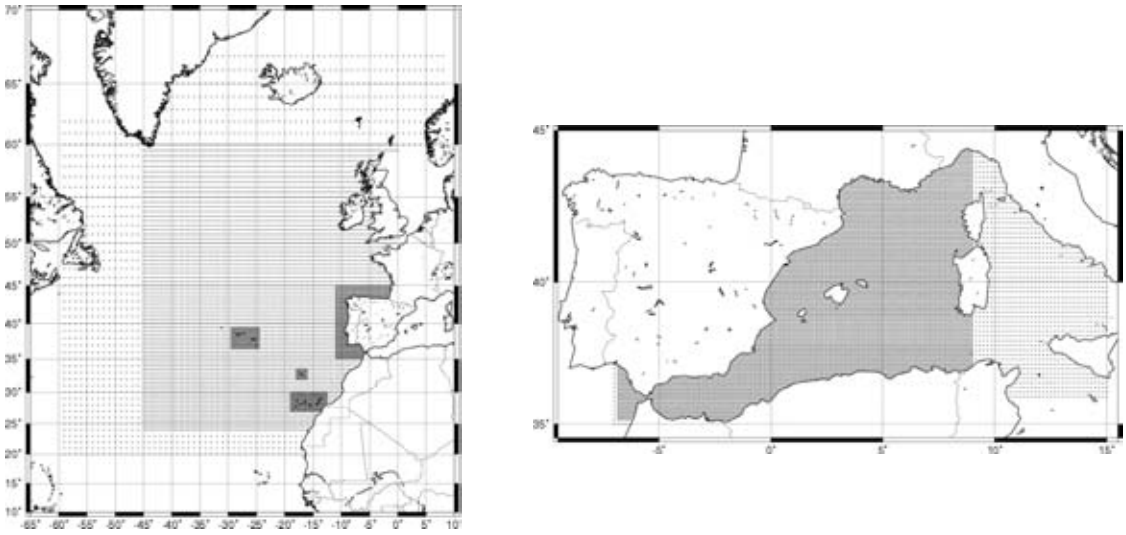


Figura 1. Mallas del sistema de predicción de escala oceánica para el Atlántico y el Mediterráneo.

A su vez las aplicaciones del Atlántico y el Mediterráneo dan condiciones de contorno a 4 aplicaciones anidadas, tres basadas en el modelo WAM en el Cantábrico con una resolución de 2.5 minutos, Cádiz y Canarias con una resolución de 5 minutos y la cuarta basada en el modelo WAVEWATCH (Tolman, 1991) en el Estrecho de Gibraltar, con una resolución de un minuto. Estas cuatro aplicaciones anidadas completan el sistema de escala oceánica. Ver la figura 2.

El sistema de predicción de oleaje de escala oceánica funciona dos veces al día y los resultados, mapas, tablas y series temporales pueden ser consultados, gratuitamente y en abierto, en la página web de Puertos del Estado por cualquier usuario.

Los resultados de la predicción son verificados en tiempo real usando datos de las redes de medida de Puertos del Estado. Los resultados de este proceso de verificación en tiempo real se muestran en la misma página web, por lo que cualquier usuario puede consultar a la vez la predicción y la verificación de la misma de los ciclos de días previos.

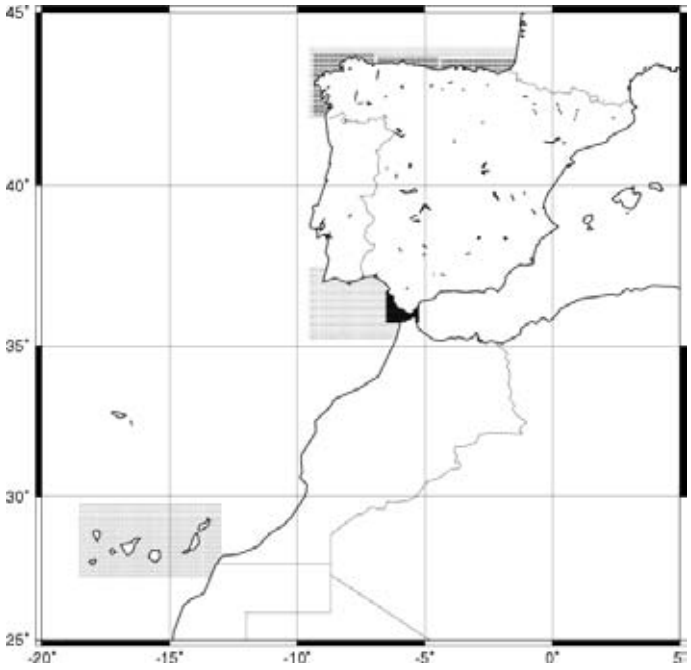


Figura 2. Aplicaciones anidadas del sistema de predicción de oleaje de escala oceánica, cubriendo el Estrecho de Gibraltar, con una resolución de 1 minuto, la costa Cantábrica, con una resolución de 2.5 minutos y el Golfo de Cádiz y las Islas Canarias con una resolución de 5 minutos.

El sistema local está basado en el modelo SWAN (Boij et al, 1999) y está compuesto por una aplicación para cada puerto. Estas aplicaciones normalmente cubren un área de unos 25 x 25 kilómetros alrededor del puerto, con una resolución de 200 metros y reciben condiciones de contorno del sistema de escala oceánica. Ver figura 3. Están forzadas por los mismos campos de viento que el sistema oceánico, siendo uno de los siguientes objetivos obtener campos de viento de alta resolución para las aplicaciones locales. La predicción del nivel de mar, desarrollada en Puertos del Estado (Alvarez et, al 2001) es utilizada para modificar la batimetría de las aplicaciones locales. Adicionalmente se ha incorporado al sistema un módulo de predicción de la agitación en el interior del puerto, acoplado al modelo SWAN.

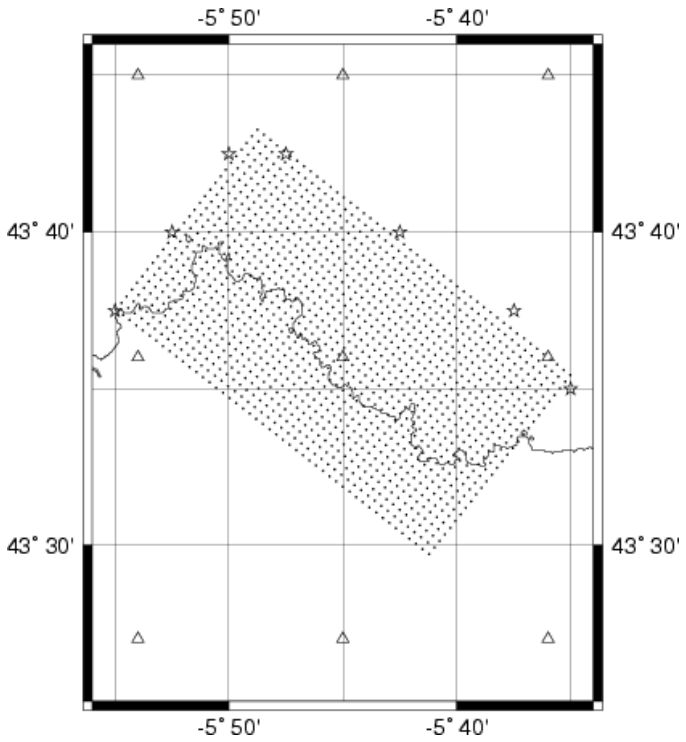


Figura 3. Aplicación local en el puerto de Gijón

Los puertos en los que ya ha sido instalada la predicción local son: Barcelona, Cartagena, Almería y Alicante en el mar Mediterráneo, Gijón, Ferrol, Avilés y Coruña en la costa Cantábrica, Cádiz y Tenerife. Se están desarrollando otras dos aplicaciones en Valencia y Algeciras. Ver Figura 4.

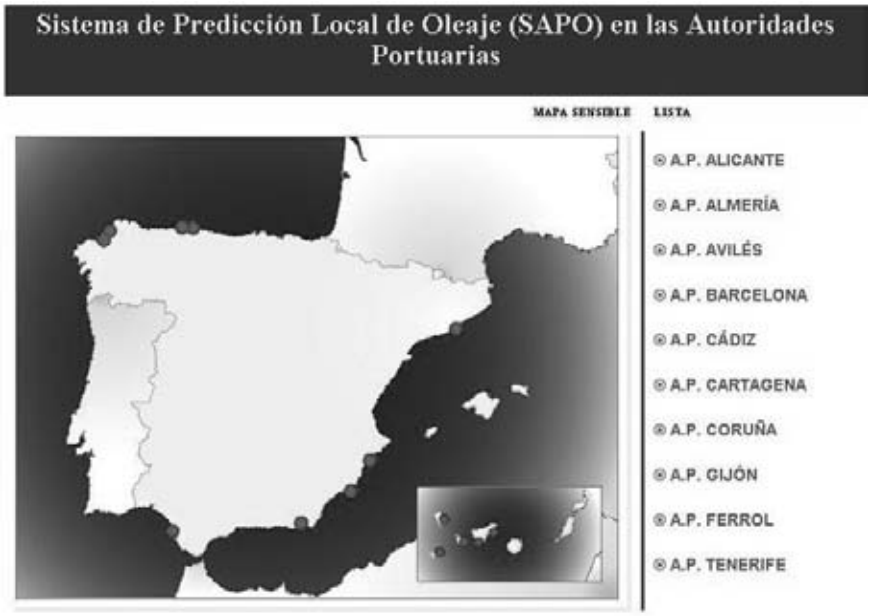


Figura 4. Autoridades Portuarias que disponen de un sistema local de predicción de oleaje

.

La predicción local de oleaje tiene incorporado un sistema de alerta. De acuerdo con el personal de cada Autoridad Portuaria se ha establecido un umbral de peligrosidad para la altura significativa del oleaje y la velocidad del viento. Si la predicción de cualquiera de estos dos parámetros alcanza el umbral, el sistema envía automáticamente un mensaje de alerta a una lista de direcciones de correo electrónico. Algunos puertos han solicitado que la alerta tenga también en cuenta la dirección del oleaje, como es el caso de Barcelona con el oleaje que tiene componente sur.

APLICACIÓN A LAS AUTOPISTAS DEL MAR

El concepto de autopista del mar surge en el Libro Blanco de Transporte de la Comisión Europea de septiembre de 2001 con el objetivo de reactivar el transporte marítimo para hacer frente a la congestión que sufre el transporte por carretera en Europa.

Para poder competir con el transporte por carretera, la Autopista del Mar debe representar un salto cualitativo respecto al transporte marítimo de corta distancia, suponiendo una oferta equiparable en calidad-precio al transporte por carretera. Por este motivo las rutas seleccionadas como Autopistas del Mar deben mantener una serie de criterios de calidad: frecuencia, coste, simplicidad procedimientos administrativos, etc

En este compromiso de calidad debe de estar involucrada tanto la empresa naviera concesionaria de la explotación de la autopista del mar, como las autoridades portuarias que sean puerto de origen y destino de la autopista.

En este momento existen dos autopistas del mar que involucran a puertos españoles:

- La ruta Gijón – Saint Nazaire
- Las rutas Vigo – Saint Nazaire y Algeciras – Vigo – Saint Nazaire

Desde Puertos del estado se ha asumido el compromiso de favorecer en todo lo posible el buen desarrollo de las autopistas del mar y en este contexto, el Área de Medio Físico ha desarrollado una herramienta capaz de dar la predicción de oleaje a lo largo de la ruta teniendo en cuenta la posición del barco en cada momento.

Esta herramienta consiste en una página de entrada, en la que se especifica el puerto de origen, la fecha y hora e salida del barco y la duración estimada de la travesía y a partir de esta información se calcula la posición que tendrá el barco en cada hora en punto de la ruta. Ver figura 5.

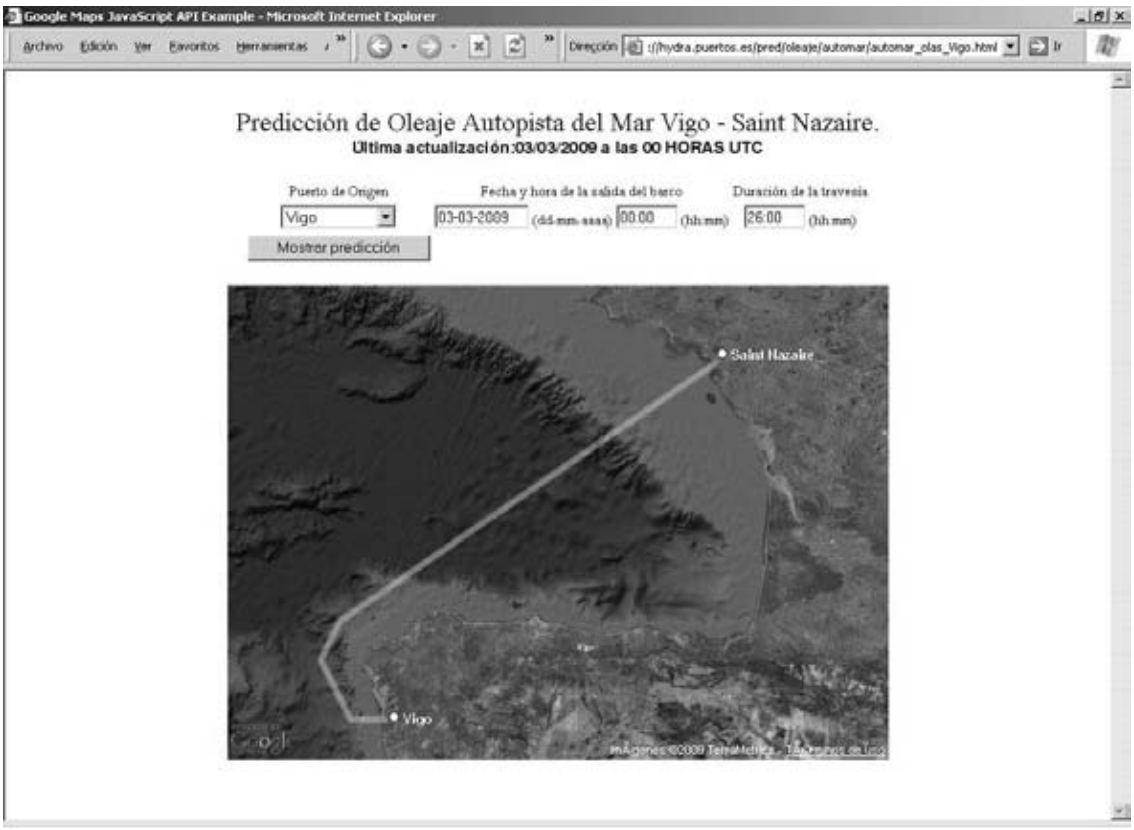


Figura 5: Pantalla de entrada de la herramienta de predicción de oleaje para la ruta Vigo - Saint Nazaire. El usuario debe introducir el puerto de origen, la fecha y hora de salida del barco y la duración estimada de la travesía.

Utilizando la predicción del horizonte correspondiente a cada hora para cada posición se calculan los parámetros previstos de viento y oleaje, interpolados de los 4 puntos de malla que le rodean. Por una lado se da una información gráfica representando con un circulo de color la posición del barco y la altura significativa correspondiente (ver figura 6) y por otro lado, si se posiciona el ratón en cualquiera de los puntos, aparece una ventana con los valores numéricos de la fecha y hora, altura significativa, periodo de pico y dirección del oleaje. Ver figura 7.

Así mismo, pinchando en cualquiera de los puntos se ofrece un mapa de isolíneas de altura significativa y dirección del mar de viento y al mar de fondo. Con este mapa se pretende que el usuario tenga una visión de conjunto, no sólo de la posición en la que se encuentra si no de lo que está sucediendo a su alrededor. Ver figura 8.

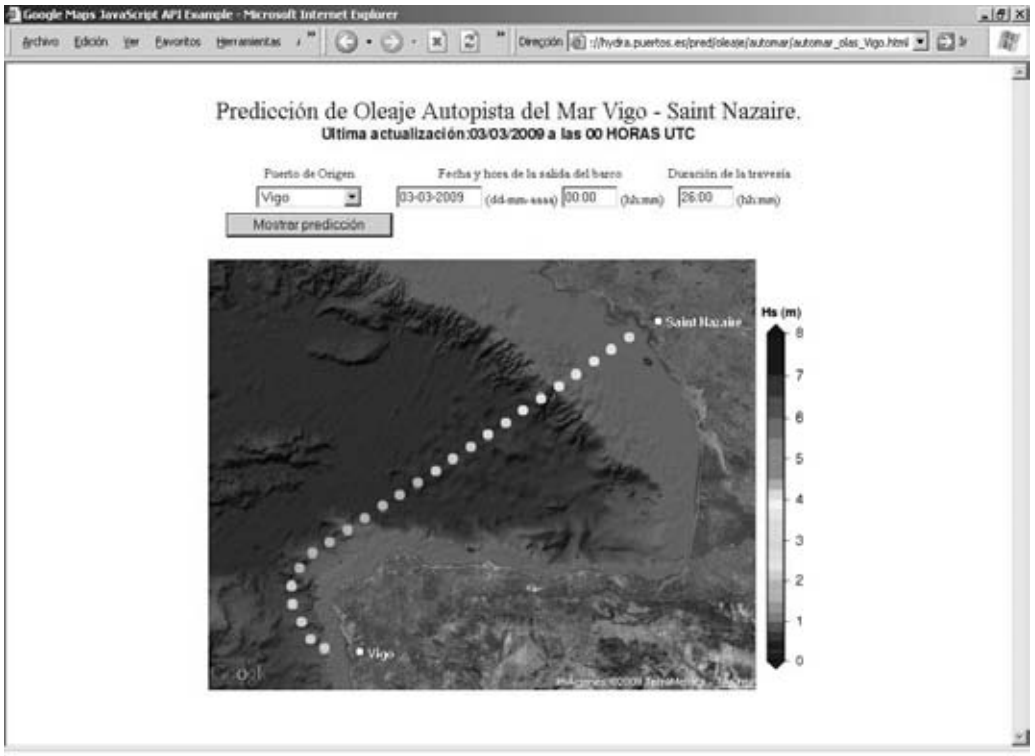


Figura 6: Predicción de oleaje a lo largo de la ruta Vigo – Saint Nazaire. Los círculos representan la posición del barco para cada hora de la travesía y el color representa la altura significativa que se va a encontrar en ese momento y en esa posición.

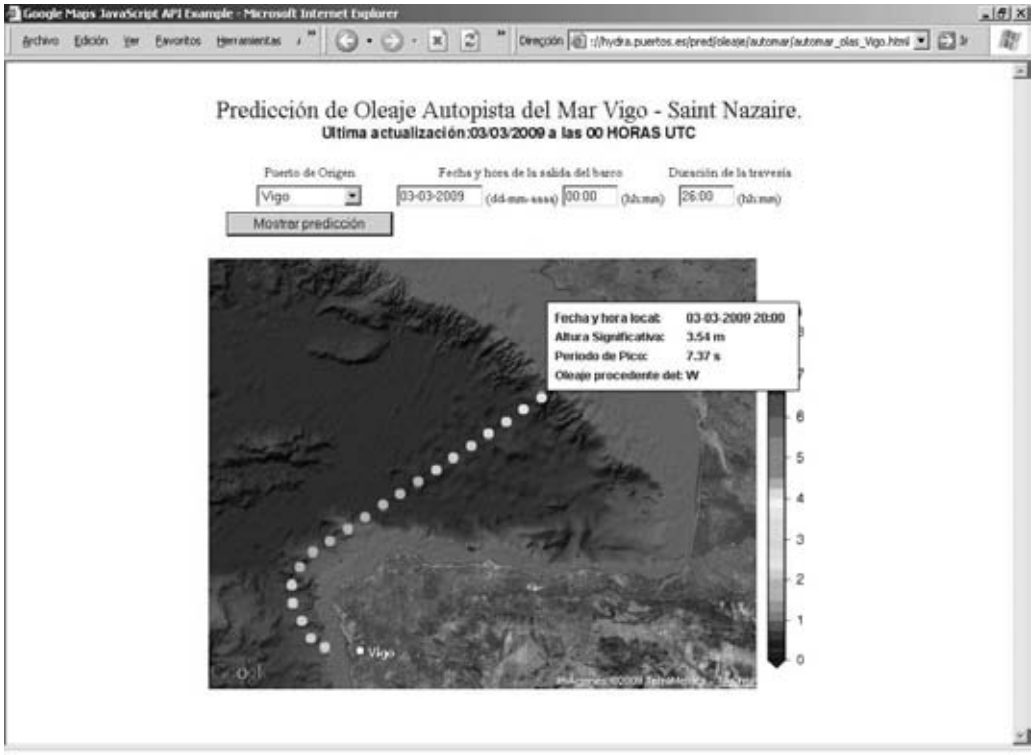


Figura 7: En este mapa se muestra un ejemplo de la información que se obtiene al seleccionar cualquiera de los círculos que representan la posición del barco.

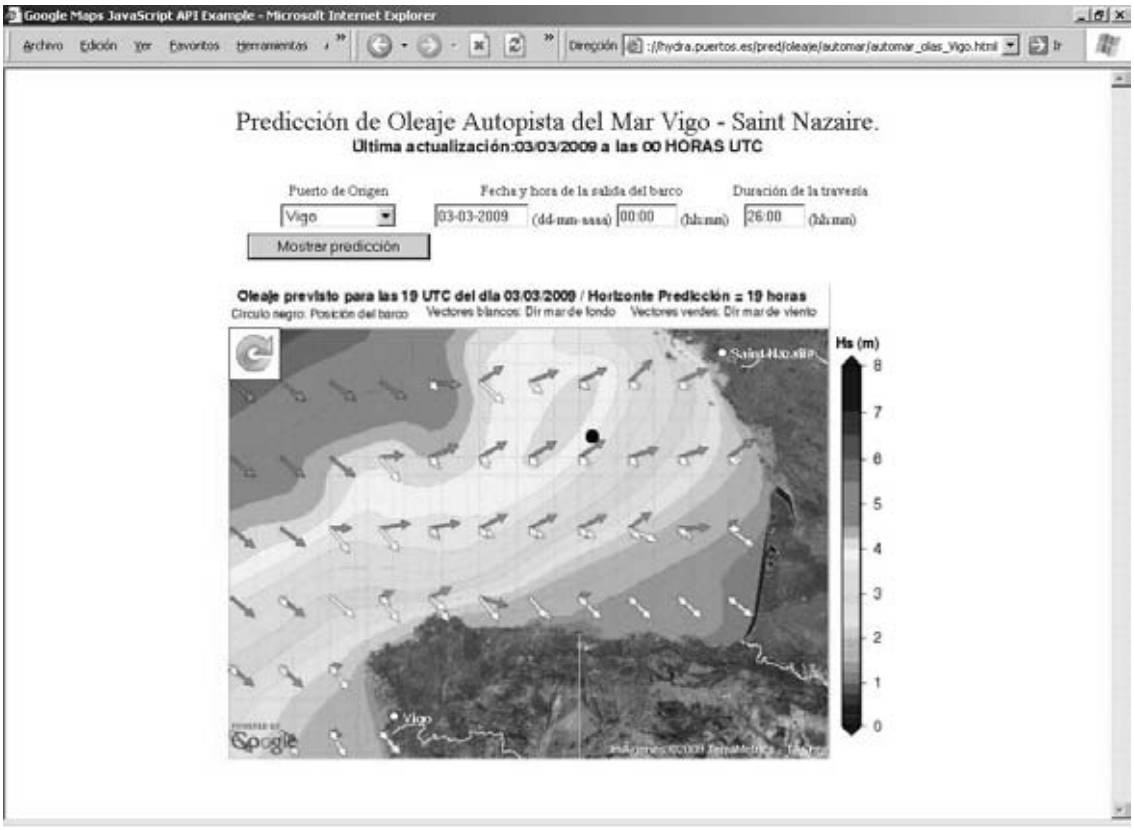


Figura 8: Mapa de isolíneas de altura significativa que se obtiene al pinchar sobre alguno de los círculos que representan la posición del barco. Los vectores verdes representan la dirección del mar de viento y los vectores blancos la dirección del mar de fondo. El círculo negro representa la posición del barco.

En las próximas fases de desarrollo de esta herramienta se incorporarán nuevas posibilidades como optimizaciones de ruta en función del oleaje, información sobre el viento, el periodo del oleaje, el nivel del mar y las corrientes, incorporación de las medidas existentes en la zona, alertas por umbrales establecidos en colaboración con la empresa naviera, etc.

CONCLUSIONES

La predicción de oleaje es un producto de valor añadido para las autopistas del mar, esencial en su competitividad frente al transporte por carretera.

El conocimiento previo de las condiciones de viento y oleaje facilitan la toma de decisiones en el transporte marítimo: modificación de la hora de salida, cambio de ruta, adaptación de la velocidad, etc.

La predicción de oleaje permite garantizar la seguridad de los pasajeros y de las mercancías durante la travesía, así como un ahorro importante de combustible.

REFERENCIAS

Alvárez Fanjul, E., Gómez Pérez, B., Rodríguez Sanchez-Arévalo, I., 2001. Nivmar: a storm-surge forcasting system for the Spanish waters. Sciencia Marina, Vol 65: 145-154.

Boij, N., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., 1999. A third generation wave model for coastal region, Part I: Model description and validation, J. Geoph. Research, 104, C4: 7649-7666.

Carretero Albiach, J.C, Álvarez Fanjul, E., Gómez Lahoz, M., Pérez Gómez, B., Rodríguez Sanchez-Arévalo, I., 2000. Ocean forecasting in narrow shelf seas: application to the Spanish coasts. Coastal Engineering 41 (2000): 269-293..

Gómez Lahoz, M., Carretero Albiach, J.C., 1997. A two-way nesting procedure for the WAM model: application to the Spanish coast. Trans. of the ASME Vol119: 20-24.

Tolman, H.L., 1991. A thrid-generation model for wind waves on slowly varying, unesteady and inhomogeneous depths and currents. J. Phys. Oceanogr. 21: 782-797.

WAMDI Group, Hasselman, S., Hasselman, K., Janssen, P.A.E.M., Komen, G.J., Bertotti, L., Lionelo, P., Guillaume, A., Cardone, V.C., Greenwood, J.A.,Reistad, M., Zambresky, L.,Ewing, J.A., 1988. The WAM model: a third-generation ocean wave prediction model. J.Phys.Oceanogr. 18: 1775-1810

MODELADO 3D DE LA HIDRODINÁMICA MAREAL EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS. RESULTADOS PRELIMINARES

C.J. González, J. Chioua, O. Álvarez, R. Mañanes

Departamento de Física Aplicada, Universidad de Cádiz. CASEM, Campus Universitario de Puerto Real, 11510 Puerto Real (Cádiz). carlosjose.gonzalez@uca.es

RESUMEN

Mediante el modelo hidrodinámico tridimensional, no-lineal, de muy alta resolución, en diferencias finitas y coordenadas-sigma UCA 3D, complementado con datos experimentales de elevación, corrientes y CTD en la Bahía de Algeciras, se realizó la simulación de la dinámica de marea de la constituyente principal M_2 en dicho ambiente y, por extensión, el Estrecho de Gibraltar. En el seno de la Bahía, los resultados muestran un sistema de circulación caracterizado por contracorrientes de marea entre las capas de agua atlántica (superior) y mediterránea (profunda). Además, se manifestó la propagación hacia el interior de la Bahía de las oscilaciones de alta frecuencia asociadas a las ondas internas baroclinas generadas en el Estrecho de Gibraltar.

INTRODUCCIÓN Y ZONA DE ESTUDIO

La Bahía de Algeciras conforma un ambiente físico de características peculiares, debido a su configuración morfobatimétrica y a su situación geográfica, en el extremo oriental del Estrecho de Gibraltar (Fig. 1). Asimismo, la importancia social de la Bahía radica en su alta densidad poblacional, el intenso tráfico marítimo que circula por sus aguas y atraca en los grandes Puertos de Algeciras y Gibraltar, y en las numerosas instalaciones de industria pesada aledañas a su costa. Por tanto, el conocimiento detallado de la interacción entre estos factores físicos y sociales se hace imprescindible para la correcta gestión y aprovechamiento de este ambiente, amén de la relevancia científica de dichos estudios por sí misma. Aunque existen varios trabajos

publicados relativos a las características geoquímicas y biológicas de la Bahía de Algeciras (véase, e.g. Estacio et al., 1997; Morillo y Usero, 2008), hasta la fecha hay poca información disponible acerca de su hidrodinámica (PCACG, 2004), condicionada por la meteorología local y la dinámica general del Estrecho de Gibraltar.

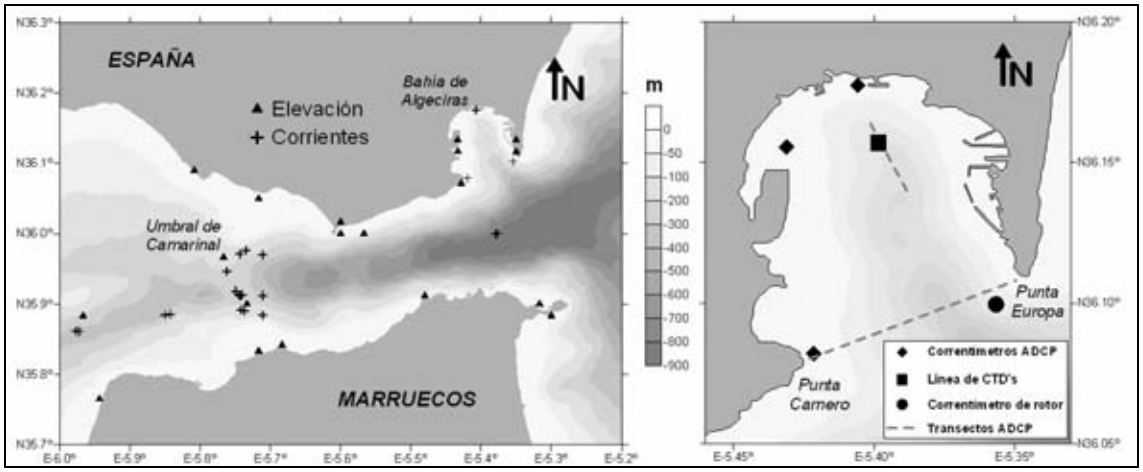


Figura 1. Derecha: geografía del Estrecho de Gibraltar y posiciones de validación de la simulación. Izquierda: detalle de la Bahía de Algeciras con los nuevos registros experimentales.

El Estrecho de Gibraltar posee una hidrodinámica particular caracterizada por la fuerte estratificación por densidad en la columna de agua, de forma que las aguas atlánticas, más cálidas y menos salinas que las mediterráneas, conforman una capa superior con un transporte neto hacia el Mediterráneo para compensar el balance hídrico negativo de esta cuenca, mientras que las aguas mediterráneas, más densas, se desplazan hacia el Atlántico en profundidad (véase, e.g., García-Lafuente, 1986). Debido a su amplia conexión con el Estrecho, es de esperar que la hidrodinámica particular de la Bahía de Algeciras se vea afectada por los efectos baroclinos de esta estructura. Desde el departamento de Física Aplicada de la Universidad de Cádiz, y en el marco de su participación en diversos Proyectos de Investigación (véase el apartado de Agradecimientos), se han abordado distintos estudios, tanto numéricos como experimentales, enfocados a profundizar en el conocimiento de la hidrodinámica de este ambiente. En particular, se efectuó una monitorización del sistema de corrientes en la Bahía (Fig.1, derecha) mediante la instalación de tres perfiladores acústicos de efecto Doppler (ADCP) y un correntímetro de rotor, complementados con dos transectos mediante ADCP instalado en embarcación al efecto (uno transversal en la bocana de la Bahía y otro longitudinal en el cañón interior), así como una línea de CTD's en el cañón central. Dichos datos fueron contrastados con los resultados preliminares de la simulación numérica 3D de la hidrodinámica de marea asociada a la constituyente lunar principal semidiurna M_2 en la Bahía de Algeciras, y por extensión

en el Estrecho de Gibraltar, que se muestran en el presente artículo. En el siguiente apartado se describen los fundamentos del modelo hidrodinámico UCA 3D, así como las características particulares de la simulación realizada. A continuación se ofrece una relación de los resultados más relevantes de la simulación, contrastados con los datos experimentales mencionados y otros anteriormente publicados. Finalmente, en el último apartado se apuntan las principales conclusiones derivadas de estos resultados preliminares.

EL MODELO HIDRODINÁMICO UCA 3D

El modelo hidrodinámico tridimensional, no-lineal, de muy alta resolución, en diferencias finitas y coordenadas-sigma UCA 3D está basado en la resolución numérica de las ecuaciones 3D de conservación de la masa y el momento que, en su forma cartesiana primitiva, pueden expresarse como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u}\cdot\nabla u - fv + g\left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{1}{\rho_0}\int_z^{\xi}\frac{\partial \rho'}{\partial x}dz'\right) - \nabla(\vec{A}\cdot\nabla u) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u}\cdot\nabla v + fu + g\left(\frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{1}{\rho_0}\int_z^{\xi}\frac{\partial \rho'}{\partial y}dz'\right) - \nabla(\vec{A}\cdot\nabla v) = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} + \rho g = 0 \quad (3)$$

$$\nabla\cdot\vec{u} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \nabla\cdot(S\vec{u}) - \nabla(\vec{D}_S\cdot\nabla S) = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla\cdot(\theta\vec{u}) - \nabla(\vec{D}_\theta\cdot\nabla\theta) = 0 \quad (6)$$

donde t es el tiempo y x, y, z las coordenadas espaciales horizontales y vertical; P es la presión; $\rho = \rho_0 + \rho'$ es la densidad del agua, siendo ρ_0 el valor medio y ρ' la desviación respecto al mismo; $\vec{u} = (u, v, w)$ es la velocidad de la corriente y $\vec{A} = (A_h, A_h, A_z)$ el tensor de coeficientes de viscosidad turbulenta; f es el parámetro de Coriolis; ξ es la elevación de la superficie libre sobre el nivel de referencia; S y θ son la salinidad y temperatura del agua respectivamente, siendo $\vec{D}_S = (D_{Sh}, D_{Sh}, D_{Sz})$ y $\vec{D}_\theta = (D_{\theta h}, D_{\theta h}, D_{\theta z})$ sus tensores de coeficientes de difusión turbulenta; y g es la aceleración de la gravedad. El modelo resuelve a su vez un sistema 2D verticalmente promediado (Álvarez et al., 1997) mediante un esquema en diferencias finitas semi-

implícito de Crank-Nicolson y el método de descomposición de Peaceman y Rachford (1955), según las ecuaciones:

$$\left\langle \frac{\partial u}{\partial t} \right\rangle_z + \left\langle \vec{u}\cdot\nabla u \right\rangle_z - f\left\langle v \right\rangle_z + g\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{r}{H}u_B|\vec{u}_B| - \frac{A_h}{H}\nabla\cdot\left(H\left\langle \nabla u \right\rangle_z\right) = 0 \quad (7)$$

$$\left\langle \frac{\partial v}{\partial t} \right\rangle_z + \left\langle \vec{u}\cdot\nabla v \right\rangle_z + f\left\langle u \right\rangle_z + g\frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{r}{H}v_B|\vec{u}_B| - \frac{A_h}{H}\nabla\cdot\left(H\left\langle \nabla v \right\rangle_z\right) = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} + \left\langle \nabla\cdot(\vec{u}H) \right\rangle_z = 0 \quad (9)$$

donde $H = h + \xi$ es la profundidad total, siendo h la cota batimétrica; r es el coeficiente de fricción por fondo y $\vec{u}_B = (u_B, v_B)$ es la velocidad horizontal de referencia sobre el lecho marino; y $\left\langle \ \right\rangle_z$ indica promediado vertical desde el fondo a la superficie. El acoplamiento entre ambos esquemas se realiza mediante *splitting* (Madela y Piacsek, 1977), de forma que el sistema 3D, transformado a coordenadas-sigma, es resuelto mediante un esquema semi-implícito en la horizontal e implícito en la vertical (véase, e.g., Mellor, 1996), proporcionando al sistema 2D los términos promediados verticalmente, la fricción por fondo y la sobre-elevación baroclina, mientras que éste, alternativamente, calcula de forma estable la elevación que emplea el sistema 3D como límite superior y renormaliza los perfiles de velocidad de acuerdo a los valores medios obtenidos. Las tensiones debidas a la viscosidad turbulenta son calculadas mediante un esquema de cierre de Mellor y Yamada (1982). La conservatividad del proceso simulado se asegura mediante el cálculo independiente de los distintos términos de la ecuación del balance de energía, sin que se observen desviaciones significativas respecto al mismo en la simulación realizada.

Para la simulación de la dinámica de marea asociada a la constituyente M_2 en la Bahía de Algeciras se escogió un dominio que contempla el conjunto del Estrecho de Gibraltar y la zona occidental del Mar de Alborán, para una correcta consideración de los fenómenos baroclinos antes mencionados. La discretización espacial se llevó a cabo mediante una malla rectangular tipo-C de Arakawa con un espaciado internodal regular de 500 m en ambas direcciones horizontales y 50 niveles-sigma en la vertical. El intervalo temporal de cálculo fue de 1.2 s, capaz de asegurar la estabilidad del proceso numérico. El sistema se forzó en los extremos occidental y oriental de la malla con una onda de marea solitaria M_2, junto a la constituyente de frecuencia-cero Z_0 para contemplar los flujos medios presentes en el Estrecho. Las amplitudes y fases de elevación y velocidad de este forzamiento, así como los valores iniciales de salinidad y temperatura en todo el dominio, se infirieron a partir de los resultados experimentales de las campañas mencionadas en la Introducción y trabajos previos de Tejedor et al.

(1998) e Izquierdo et al. (2001). En los contornos abiertos se impuso una condición radiativa de elevación y velocidad, de forma que las perturbaciones numéricas sin origen físico se radian fuera del dominio de cálculo. Los resultados analizados en la sección siguiente corresponden a los últimos 10 ciclos M_2 simulados, una vez se constataron la estabilidad y conservatividad del proceso numérico.

RESULTADOS

Campos verticalmente promediados

Los campos espacio-temporales de elevación de la superficie libre y velocidad de la corriente (verticalmente promediada) proporcionados por los resultados numéricos fueron procesados mediante análisis armónico (Foreman y Henry, 1989) a fin de obtener los campos de amplitud y fase de elevación y los parámetros de las elipses de corriente de la constituyente M_2 en el dominio. La validación de dichos resultados se efectuó mediante el contraste de los mismos con datos experimentales procedentes de la literatura y las campañas citadas (Fig. 1, izquierda). Para la elevación (Tabla 1), los errores cuadráticos medios (rms) en las 19 estaciones son de 4.0 cm para la amplitud y 4.4º para la fase. En cuanto a la velocidad de la corriente (Tabla 2) dichos errores, a

Tabla 1. Validación de las constantes armónicas para la elevación mareal.

Estación				**Amplitud (cm)**		**Fase (º Greenwich)**	
#	Lon. (º E)	Lat. (º N)	Fuente	Observado	Modelado	Observado	Modelado
1	-5.9667	35.8833	Candela (1990)	78.5	65.5	56.1	56.2
2	-5.7667	35.9667		60.1	56.2	51.8	55.4
3	-5.7333	35.9000		54.0	55.1	61.8	57.2
4	-5.7167	35.8333		57.1	56.5	66.8	66.0
5	-5.7167	36.0500		52.3	53.4	47.6	48.5
6	-5.6000	36.0167		41.2	43.6	41.2	43.0
7	-5.5667	36.0000		44.4	42.2	47.6	45.4
8	-5.3000	35.8833		29.7	29.6	50.3	52.2
9	-5.4800	35.9117		36.4	37.8	46.5	51.2
10	-5.4333	36.1333		31.0	32.3	48.0	47.3
11	-5.9433	35.7650	García-Lafuente (1986)	75.8	68.5	67.0	55.5
12	-5.8083	36.0900		64.9	63.6	49.0	52.1
13	-5.6833	35.8417		51.8	47.9	69.0	58.5
14	-5.4283	36.0717		31.1	33.6	47.5	44.6
15	-5.6000	36.0000	IEO	40.2	44.1	40.5	43.7
16	-5.4331	36.1169	Pairaud et al. (2008)	32.0	32.3	48.0	47.0
17	-5.3500	36.1333	Tsimplis et al. (1995)	29.8	33.0	46.0	48.5
18	-5.3500	36.1167	WOCE (NOAA)	31.8	33.0	50.0	47.5
19	-5.3167	35.9000		30.3	31.7	49.8	52.2
Error rms				4.0		4.4	

Tabla 2. Validación de las constantes armónicas para la corriente mareal.

Estación				Semieje mayor (cm s^{-1})		Fase (º Greenwich)	
#	Lon. (º E)	Lat. (º N)	Fuente	Observado	Modelado	Observado	Modelado
1	-5.7494	35.9184	Bruno (com. personal)	105.6	108.9	140.0	150.2
2	-5.7437	35.9710	Candela (1990)	71.6	85.7	131.4	127.9
3	-5.7402	35.9132		92.3	108.8	147.6	151.2
4	-5.7367	35.8903		96.1	90.6	145.5	135.7
5	-5.3792	35.9997		24.3	30.7	162.8	145.5
6	-5.8425	35.8860	Mañanes et al. (1998)	65.2	61.5	156.5	130.5
7	-5.7111	35.9699	Rico y Ruiz (1988)	73.9	57.7	130.6	129.8
8	-5.7111	35.9120		96.7	95.6	149.0	151.3
9	-5.7111	35.8843		91.9	97.9	145.4	137.8
10	-5.9722	35.8611		47.2	53.2	138.0	111.5
11	-5.3778	36.0000		25.0	30.4	162.0	145.5
12	-5.8500	35.8843		69.3	55.4	156.0	127.8
13	-5.9767	35.8617	Sánchez et al. (2008)	46.0	54.6	152.0	112.5
14	-5.7450	35.9133		106.8	106.3	158.7	151.1
15	-5.7433	35.9117	Tsimplis (2000)	101.2	107.1	155.7	151.2
16	-5.7617	35.9467		64.4	103.3	142.2	146.9
17	-5.7350	35.9767		40.0	74.7	163.0	127.5
18	-5.7417	35.8917		35.0	89.5	142.0	137.5
19	-5.4215	36.0820	Datos propios	8.4	6.5	157.7	131.4
20	-5.4058	36.1773		1.9	0.6	151.6	170.5
21	-5.3567	36.0997		16.4	17.0	121.0	127.4
Error rms				18.2		18.3	

partir de 21 estaciones, son mayores, de 18.2 cm s^{-1} para el semieje mayor de la elipse de corriente y 18.3º para su fase, aunque aceptables teniendo en cuenta, por un lado, las magnitudes implicadas, y por otro, la incertidumbre asociada al promediado vertical (mediante el método de integración numérica de Simpson) aplicado a los parámetros armónicos experimentales a los que se ha tenido acceso.

Los campos obtenidos para la Bahía de Algeciras (Fig. 2, derecha) muestran muy poca variabilidad espacial en las amplitudes y fases de elevación, con valores en torno a 33 cm y 48º Greenwich respectivamente. En cambio, las elipses de corriente (verticalmente promediada) muestran semiejes mayores de hasta 30-35 cm s^{-1} en el

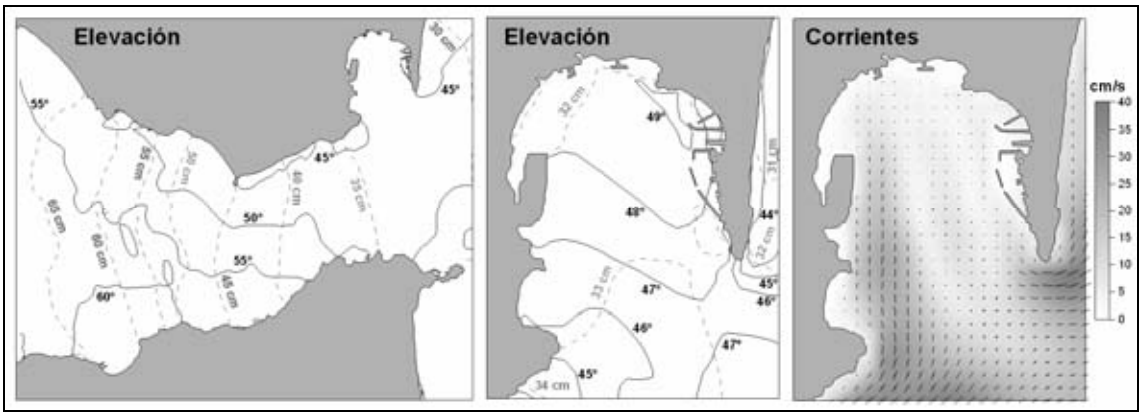


Figura 2. Campos de elevación (amplitud y fase) y velocidad verticalmente promediada (semiejes mayor y menor de las elipses de corriente) de la marea M_2.

margen occidental (costa algecireña) y al sur de Punta Europa, mientras que en el cañón central no sobrepasan 10 cm s^{-1}. En cuanto a la situación general en el Estrecho de Gibraltar (Fig. 2, izquierda), las cartas de amplitud y fase para la elevación M_2 se manifiestan similares a otras anteriormente publicadas basadas tanto en el registro experimental como en simulaciones numéricas (véase, e.g., Candela, 1990; Tejedor et al., 1998); la amplitud de elevación decrece hacia el Mediterráneo, mientras que la fase disminuye aproximadamente en sentido diagonal hacia el NE.

Estructura vertical de las corrientes

Uno de los resultados preliminares más relevantes de la simulación 3D de la dinámica de marea M_2 en la Bahía de Algeciras es la manifestación de un sistema de contracorrientes en los perfiles verticales de velocidad, de forma que entre las capas atlántica (superior) y mediterránea (profunda) las elipses de corriente alcanzan un desfase en torno a 180º. Este fenómeno ya ha sido descrito y explicado en cuerpos de agua semicerrados con estratificación por densidad (véase, e.g., Simpson et al., 1990), y en este caso explica la baja intensidad de las corrientes verticalmente promediadas

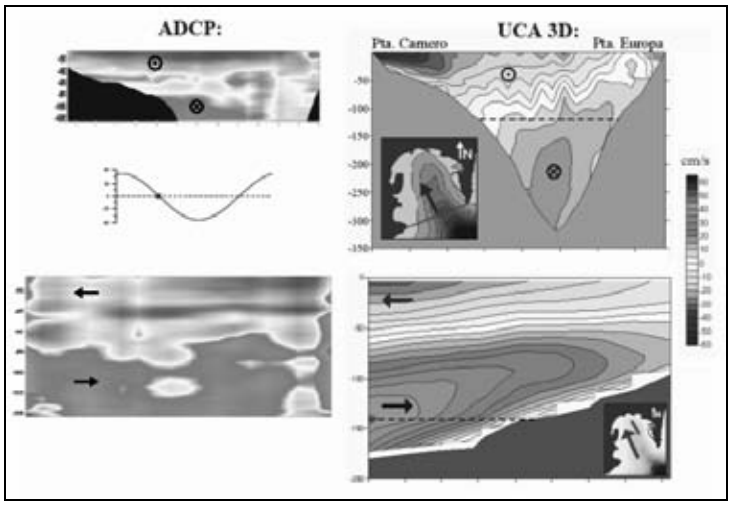


Figura 3. Transectos transversal (arriba) y longitudinal (abajo) de la corriente longitudinal durante la vaciante, donde se aprecia el sistema de contracorrientes en la Bahía de Algeciras (🕓, ←: vaciante; 🕓, →: llenante; línea discontinua: límite de penetración del ADCP).

que se obtuvo en las zonas más profundas del cañón central, donde las velocidades de ambas capas, de sentidos opuestos, tienden a compensarse, mientras que en los más someros márgenes costeros sólo aparece la capa atlántica. Los resultados del modelo en episodios de máximas corrientes fueron comparados con los datos experimentales procedentes de los dos transectos ADCP (Fig. 3), encontrándose un alto grado de concordancia cualitativa (y en menor grado, cuantitativa) tanto en el

transecto transversal en la bocana de la Bahía como en el longitudinal a lo largo del cañón central interior; las discrepancias observadas pueden deberse en parte bien al lapso de tiempo transcurrido durante las pasadas de ADCP (aproximadamente una hora), bien a la situación de mareas vivas y muertas durante las mismas, no contempladas en la simulación.

Manifestación de la onda interna baroclina

En cuanto a la generación y propagación de oscilaciones de período corto generadas en la zona del Umbral de Camarinal, conocidas como onda interna baroclina (véase, e.g., Lacombe y Richez, 1982; Bruno et al., 2002), el modelo ofrece resultados que muestran concordancia cualitativa y cuantitativa con las observaciones experimentales *in situ* e imágenes de satélite (Fig. 4). Atendiendo solamente a la sobre-elevación de la superficie libre, se manifiesta la generación de un solitón por cada ciclo M_2, seguido de

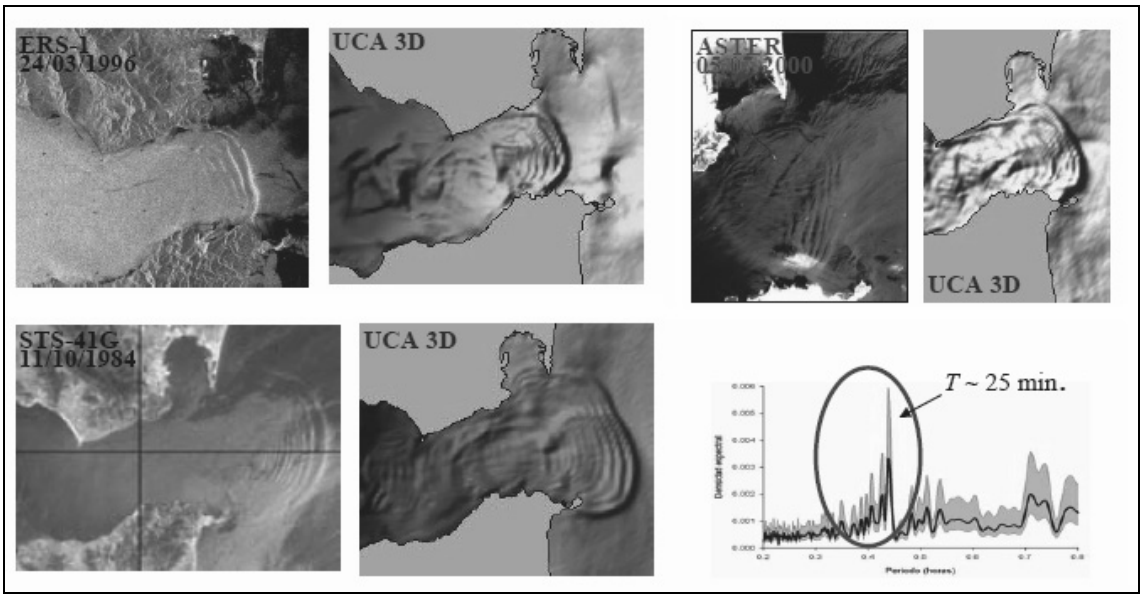


Figura 4. Propagación de la onda interna baroclina en imágenes de satélite (Global Ocean Associates, 2002) y simuladas con UCA 3D, junto a la distribución espectral de elevación a partir de datos de CTD en el interior de la Bahía (intervalos de confianza al 95%).

un tren de ondas con entre 7 y 10 frentes principales, que se propaga en ambos sentidos llegando a penetrar en el área de la Bahía de Algeciras. Los resultados del modelo muestran amplitudes del orden de 1 cm y períodos en torno a 22 minutos para estas oscilaciones de elevación, con longitudes de onda de 1.8-2.1 km y velocidad de propagación sobre 5 km h^{-1}. Estos resultados preliminares se manifestaron muy similares a los proporcionados por la línea de CTD's en el cañón interior de la Bahía (intervalo de muestreo de 1 minuto), cuya distribución de densidad espectral para la

elevación, con una frecuencia de corte inferior de 0.5 ciclos por hora, muestra un pico máximo para períodos en torno a 25 minutos (Fig. 4, esquina inferior derecha).

SUMARIO Y CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos de la simulación 3D de la dinámica de marea M_2 en el Estrecho de Gibraltar y la Bahía de Algeciras ponen de manifiesto los efectos de la estructura vertical estratificada de la columna de agua sobre la hidrodinámica de este sistema. Así, los resultados manifiestan la generación de un sistema de contracorrientes de marea entre las capas atlántica y mediterránea en el seno de la Bahía, así como la penetración en la misma de los frentes de onda interna baroclina generados en el Umbral de Camarinal. Esto último, además, implica la conveniencia de contemplar el conjunto del Estrecho de Gibraltar para una correcta simulación de estos fenómenos de período corto en la Bahía de Algeciras, debido a la dificultad práctica de considerarlos en las condiciones de contorno abierto para una malla de cálculo restringida a este subambiente.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido financiado en el marco del Plan de Calidad Ambiental del Campo de Gibraltar, el Proyecto de Excelencia P06 RNM-01443 de la Junta de Andalucía y el Proyecto Nacional I+D CTM2007-60408/MAR del Ministerio de Educación y Ciencia (MEC). Asimismo, los autores quedan sinceramente agradecidos al Dr. Miguel Bruno por la inestimable comunicación de datos de campo procedentes del Experimento “Strait 94-96”.

REFERENCIAS

Álvarez, O., Tejedor, B., Tejedor, L., 1997. Simulación hidrodinámica en el área de la Bahía de Cádiz. Análisis de las constituyentes principales. En: IV Jornadas Españolas de Puertos y Costas. Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia-98, vol. 2125, 125-136.

Bruno, M., Alonso, J.J., Cózar, A., et al., 2002. The boiling-water phenomena at Camarinal Sill, the Strait of Gibraltar. Deep-Sea Research II 49, 4097-4113.

Candela, J., 1990. The barotropic tide in the Strait of Gibraltar. En: Pratt, L.J. (Ed.). The Physical Oceanography of Sea Straits. Kluwer, Dordrecht, 457-475.

Estacio, F. J., García-Adiego, E. M., Fa, D. A., et al., 1997. Ecological analysis in a polluted area of Algeciras Bay (southern Spain): External 'versus' internal outfalls and environmental implications. Marine Pollution Bulletin 34 (10) 780-793.
Foreman, M.G.G., Henry, R.F., 1989. The harmonic analysis of tidal model time series. Advances in Water Resources, 12, 109-120.
García-Lafuente, J.M., 1986. Variabilidad del nivel del mar en el Estrecho de Gibraltar: Mareas y oscilaciones residuales. Tesis Doctoral, IEO, Fuengirola, Málaga, 154 pp.
Global Ocean Associates, 2002. An Atlas of Oceanic Internal Solitary Waves. Ed. Global Ocean Associates, Alexandria, VA. www.internalwaveatlas.com
IEO: www.ieo.es/indamar/mareas/documentos/informe-estadisticas-tarifa.pdf
Izquierdo, A., Tejedor, L., Sein, D.V., et al., 2001. Control variability and internal bore evolution in the Strait of Gibraltar: a 2-D two-layer model study. Estuarine, Coastal and Shelf Science 53 (5), 637-651.
Lacombe H., Richez C. 1982. The regime of the Strait of Gibraltar. En: Nihoul, J.C.J. (Ed.). Hydrodynamics of Semi-enclosed Seas. Elsevier Oceanographic Series 34, 13-73.
Madela, R.V., Piacsek, S.A., 1977. A semi-implicit numerical model for baroclinic oceans. Journal of Computational Physics 23, 167–178.
Mañanes, R., Bruno, M., Alonso, J., et al., 1998. Non-inertial interaction between tidal and subinertial barotropic flows in the Strait of Gibraltar. Oceanologica Acta 21 (1), 33-46.
Mellor, G.L., 1996. Users guide for a three-dimensional, primitive equation, numerical ocean model. Program in Atmosphere and Ocean Sciences, Princeton University, 38 pp.
Mellor, G.L., Yamada, T., 1982. Development of a turbulence closure model for geophysical fluid problems. Reviews of Geophysics and Space Physics 20 (4), 851-875.
Morillo, J., Usero, J., 2008. Trace metal bioavailability in the waters of two different habitats in Spain: Huelva estuary and Algeciras Bay. Ecotoxicology and Environmental Safety 71 (3), 851-859.
Pairaud, I.L., Lyard, F., Auclair, F., et al., 2008. Dynamics of the semi-diurnal and quarter-diurnal internal tides in the Bay of Biscay. Part 1: barotropic tides. Continental Shelf Research 28, 1294-1315.
PCACG, 2004. Estudio de la calidad ambiental del Campo de Gibraltar, IV Informe. www2.uca.es/grup-invest/plan-campodegibraltar/
Peaceman, D.W., Rachford, H.H., 1955. The numerical solution of parabolic and elliptic differential equations. Journal of Society for Industrial and Applied Mathematics 3, 28-41.
Rico-Palma, J., Ruiz-Cañavate, A., 1988. Fluctuaciones del flujo en el Estrecho de Gibraltar. En: Almazán, J.L., Bryden, H., Zinder, T., et al. (Eds.). Seminario sobre la Oceanografía Física del Estrecho de Gibraltar. SECEG, Madrid, 195-206.
Sánchez-Román, A., Criado-Aldeanueva, F., García-Lafuente, J., et al., 2008. Vertical structure of tidal currents over Espartel and Camarinal sills, Strait of Gibraltar. Journal of Marine Systems 74, 120-133.
Simpson, J.H., Brown, J., Matthews, J., et al., 1990. Tidal straining, density currents, and stirring in the control of estuarine stratification. Estuaries 13 (2), 125-132.
Tejedor, L., Izquierdo, A., Sein. D.V., et al., 1998. Tides and tidal energetics of the Strait of Gibraltar: a modelling approach. Tectonophysics 294 (3-4), 333-347.
Tsimplis, M.N., 2000. Vertical structure of tidal currents over the Camarinal Sill at the Strait of Gibraltar. Journal of Geophysical Research 105, 19709-19728.
Tsimplis, M., Proctor, R., Flather, R., 1995. A two-dimensional tidal model for the Mediterranean Sea. Journal of Geophysical Research 100 (C8), 16223-16239.
WOCE: woce.nodc.noaa.gov/woce_v3/wocedata/slevel_dm/tidalcon/del_mode/dmconst.htm

MODELADO HIDRODINÁMICO DE LAGUNAS LITORALES INTERMITENTES EN ANDALUCÍA. APLICACIÓN A ZAHARA DE LOS ATUNES (CÁDIZ)

Moreno, I.[1], Ávila, A.[2], Losada, M.A.[1]

[1] Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Avda. del Mediterráneo s/n 18006 Granada. isabelmm@ugr.es, mlosada@ugr.es
[2] Técnicas Reunidas, S.A. Infraestructuras y Medio Ambiente. c/ Rafael Calvo 9. 28010 Madrid. aavila@trsa.es

INTRODUCCIÓN

La situación geográfica de Andalucía, unida a sus características climáticas y topográficas posibilita que las costas de esta región estén salpicadas de cuerpos de agua someros que se engloban bajo la denominación de laguna litoral. Estos ambientes se distinguen por estar separados del mar por una barrera de arena aunque unido a él a través de un inlet o canal. Las características principales de las lagunas litorales del sur de España son: pequeñas dimensiones, intermitencia, morfología unidimensional, ratio area/profundiadad elevada, carencia de deltas de flujo y reflujo y estar alimentados por ríos. La morfología y sedimentología de estos ambientes condiciona el cierre y apertura del inlet, dependiendo principalmente de 1) la magnitud de los pulsos de energía que soportan estos ambientes procedentes de continente y océano cuando se produce un temporal, avenida o evento que tienden a abrir el sistema y 2) la duración de las calmas, en las que el sistema se adapta a las condiciones energéticas medias buscando el equilibrio y que generalmente conlleva el cierre de la barrera.

La función ambiental más importante que desarrollan estos sistemas está relacionada con la interacción entre océano, continente y atmósfera a través de flujos de masa, cantidad de movimiento y energía. La conjunción de un gran número de agentes forzadores en estas zonas propicia la aparición de gradientes muy dispares a los que la naturaleza responde con un número elevado de procesos biogeoquímicos y ecológicos, fomentando así la diversidad. Estos sistemas tienen también un valor socioeconómico elevado, sirviendo en ocasiones como refugio para barcos, control de

inundaciones, estabilización de la línea de costa, valor paisajístico y recreativo, etc. La intermitencia en estos sistemas lleva aparejado en la mayoría de las ocasiones un detrimento en el desarrollo de sus funciones, ocasionando problemas en su gestión como pueda ser una disminución en la calidad del agua, el aumento del riesgo de inundación, etc.

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La laguna de estudio se encuentra en las inmediaciones de la población gaditana de Zahara de los Atunes (Figura 1). Su bahía tiene aproximadamente 1300 m de longitud y una anchura media de unos 50 m. El inlet, cuando está abierto, tiene una longitud de unos 160 m y una anchura de 16 m. Esta laguna es muy somera (profundidades medias normalmente menores de 0.60 m), que unido a los vientos frecuentes de la zona garantizan la mezcla completa de sus aguas. Está alimentada por el río Cachón, un arroyo intermitente que drena un área de 39.5 km^2. En esta región costera mesomareal el rango de las mareas vivas es de aproximadamente 2.5 m.

Figura 1. Vista aérea de la laguna y población de Zahara de los Atunes

La laguna de Zahara de los Atunes se encuentra cerrada de forma natural prácticamente todo el año, salvo en verano, cuando es abierta artificialmente. Durante los últimos años varios problemas de tipo ambiental y social han tenido lugar en esta laguna. Hasta principios de los 90 las aguas residuales de esta población se vertían a la laguna, generando condiciones insalubres, malos olores e insectos. Este problema se corrigió con el traslado de los vertidos hasta la estación depuradora de la cercana localidad de Barbate. La población también soporta esporádicamente episodios de

inundaciones, el último de relevancia en el año 2000. Para aliviar este problema se están acometiendo obras de ensanchamiento de la laguna y la fijación de sus paredes laterales con escollera. Otro problema presente en esta laguna y aún sin resolver es el de calidad de las aguas. Una de las medidas de gestión empleadas en este caso es la apertura artificial la laguna cuando comienza la época de temperaturas máximas y temporada turística alta.

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es contribuir al conocimiento del comportamiento hidrodinámico bajo condiciones climático-atmosféricas medias y extremas de las lagunas litorales intermitentes en general y en especial de la laguna litoral situada en los aledaños de la población de Zahara de los Atunes (Cádiz). Poder efectuar diagnósticos y pronósticos mediante el uso de herramientas desarrolladas específicamente para simular la evolución de las lagunas bajo distintas condiciones forzadoras supone siempre una ventaja a la hora de la toma de decisiones en la gestión integral de estos ambientes.

MODELADO MATEMÁTICO

La geometría irregular de las lagunas litorales e inlets, sus variaciones de profundidad y anchura, así como la aleatoriedad de algunos de los fenómenos que en ellos convergen, generan flujos de masa y cantidad de movimiento que sólo pueden ser descritos mediante la resolución de las ecuaciones completas de Navier-Stokes. La poca profundidad de las lagunas litorales en Andalucía y el predominio de los flujos horizontales permiten realizar simplificaciones y asumir hipótesis que reducen las ecuaciones 3D a modelos 1D. Para la caracterización de estos sistemas se ha desarrollado un modelo matemático unidimensional que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant (1871) mediante el esquema numérico de MacCormack-TDV (García-Navarro et al. 1992). A este esquema no oscilatorio de alto orden se le añade el *improved surface gradient method* descrito por Tseng (2003) para mejorar la conservación de la masa y reducir las oscilaciones espurias. La condición de estabilidad empleada es la de Courant-Friedrichs-Lévy y las variables de estado el caudal y el área transversal. En cuanto a las condiciones de contorno, el caudal del río

se utiliza como condición Dirichlet aguas arriba mientras que el área se emplea en la zona del mar. La verificación de la solución numérica hidrodinámica se realiza con las soluciones analíticas de Ippen (1966), el canal de Tseng (2003), el canal de Goutal y Maurel (1997) y un caso de resalto hidráulico (Tseng, 2003).

La apertura y cierre de la laguna durante un ciclo mareal se describe mediante una técnica de secado y mojado, mientras que para la evolución durante un evento se utiliza el transporte de sedimentos (formulación experimental de Van Rijn (1984a, 1984b)) y la variación del fondo (la ecuación de Exner). Una descripción más detallada de este modelo se puede consultar en Moreno (2008).

La calibración del modelo se realiza en base a datos de campo tomados en los primeros días de marea viva después de la apertura artificial de la laguna en Julio de 2008. La geometría de la laguna ya había sido determinada en una campaña previa en la que se utilizó un GPS diferencial con dicho fin. En esta ocasión se sitúan tres correntímetros (2 vectors y 1 ADCP) para poder observar el comportamiento de las velocidades y las presiones en el inlet, tramo medio y tramo final de la laguna (Figura 2). Se registraron también datos de velocidad y dirección del viento con un anemómetro y de presión atmosférica con un barómetro. En el análisis de datos se comprueba que el viento presenta velocidades bajas, por lo que se desprecia su efecto, y se filtra la influencia del oleaje en los registros del correntímetro localizado en el inlet. El parámetro empleado para la calibración es el número de Manning, siendo el valor de 0.05 el que proporciona el mejor ajuste para las secciones regulares trapezoidales. Este mismo número de Manning se utiliza con secciones irregulares más realistas, siendo el resultado satisfactorio, tal y como se observa en la Figura 3.

Figura 2. Localización de los equipos durante la campaña de campo

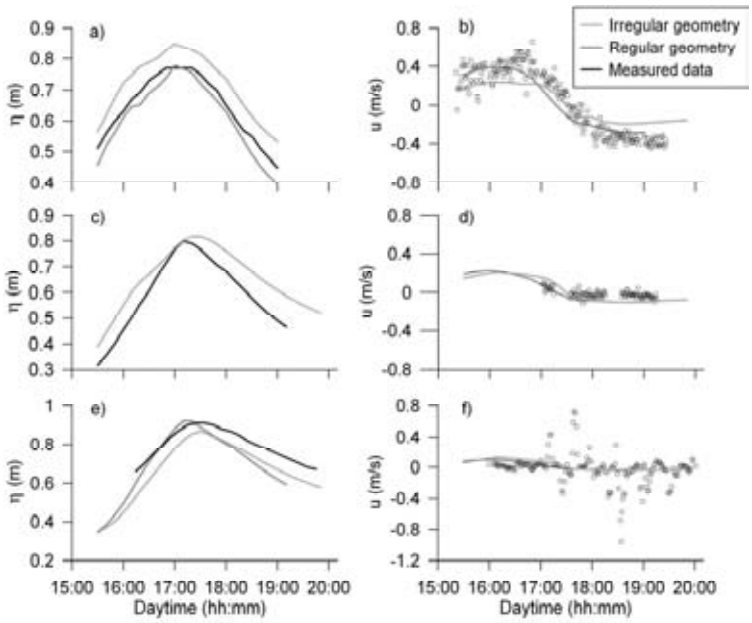


Figura 3. Calibración

RESULTADOS

Hidrodinámica

El intercambio de agua entre la laguna de Zahara de los Atunes y el Océano Atlántico es consecuencia principalmente de diferencias en el nivel de agua dentro y fuera de la laguna ocasionadas por las mareas. Dado que la componente de marea M_2 es la que mayor importancia posee en el suroeste de la Península Ibérica, se le introduce al modelo como agente forzador una onda de marea con esta única componente y con una amplitud de 1.25 m, que se corresponde con las mareas vivas en la zona. En la figura 4 se presentan los resultados obtenidos para los distintos tramos en los que se ha dividido la laguna. Como se puede ver en dicha figura, la laguna litoral resulta ser asimétrica y más en concreto con comporamiento flood-dominated (velocidades durante la marea entrante mayores que durante la marea vaciante, y duración mayor de esta última). La asimetría de las mareas controla la dirección del transporte neto de sedimentos. En el caso de Zahara de los Atunes la laguna se comporta como un sumidero para los sedimentos marinos, lo que determina su cierre. También se puede decir que esta laguna muestra una respuesta tipo *pumping-mode*, por la elevación prácticamente homogénea de la superficie libre en todos sus tramos.

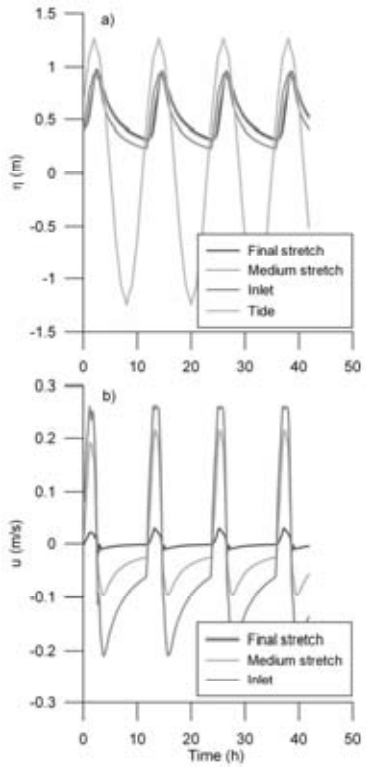


Figura 4. Evolución de la superficie libre y velocidad debido a una marea viva

Renovación de las aguas

La figura 4 muestra también cómo las velocidades en los distintos tramos de la laguna son muy diferentes. Más concretamente llama la atención que las velocidades en el tramo más cercano al río son prácticamente nulas. Para evaluar de forma cualitativa el tiempo de residencia del agua en la laguna y su tasa de renovación se determina el transporte lagrangiano de diversas partículas situadas en la superficie libre durante un ciclo mareal. En la figura 5 se observa cómo las partículas localizadas en la parte más interior de la laguna prácticamente no se mueven mientras que el desplazamiento de las partículas situadas en la parte más exterior de la laguna depende de la anchura que posea la sección transversal en la que se sitúan, que condiciona el valor puntual de la velocidad en ese tramo. El signo negativo de la gráfica indica que las partículas viajan hacia el mar, ya que aunque el agua tenga mayor velocidad durante la marea entrante, la mayor duración de la marea vaciante da lugar a este comportamiento. Por tanto, en la parte final de la laguna es dónde se producirán los mayores problemas de calidad de aguas, problemas que no se ven resueltos con la apertura artificial del inlet, ya que incluso en la situación más favorable (mareas vivas) el agua no sufre prácticamente ninguna renovación.

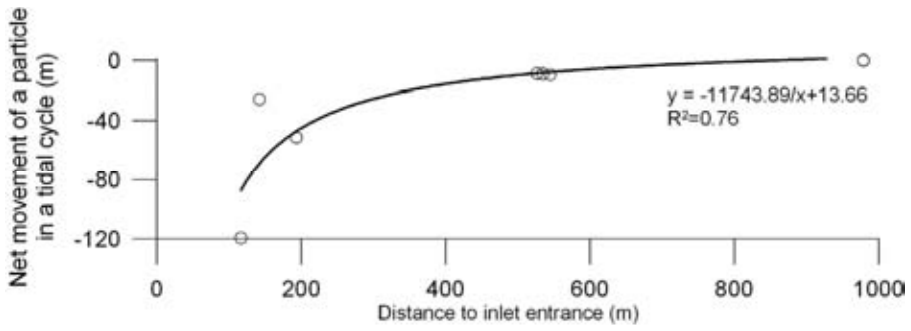


Figura 5. Transporte lagrangiano de partículas. Desplazamiento neto después de un ciclo de marea viva

Estabilidad del inlet

La evaluación de la estabilidad del inlet abierto artificialmente se realiza mediante un análisis de Escoffier (1940). La geometría se discretiza mediante secciones trapezoidales y se estudian dos alternativas, la posibilidad de variar la sección transversal del inlet mediante un aumento de su anchura sin variar su profundidad y viceversa. Como criterio de estabilidad se usa el encontrado por Byrne et al. (1980) para lagunas pequeñas, en las que la velocidad de equilibrio es de 0.35 m/s. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 6, donde se puede observar que el área de equilibrio está en aproximadamente 30 m^2. La configuración dada al inlet abierto no es suficiente para alcanzar la estabilidad, y la entrada de sedimentos desde el mar propiciada por el comportamiento *flood-dominated* de la laguna trasladará a este inlet en poco tiempo a una zona de inestabilidad, que favorecerá el rápido cierre del mismo.

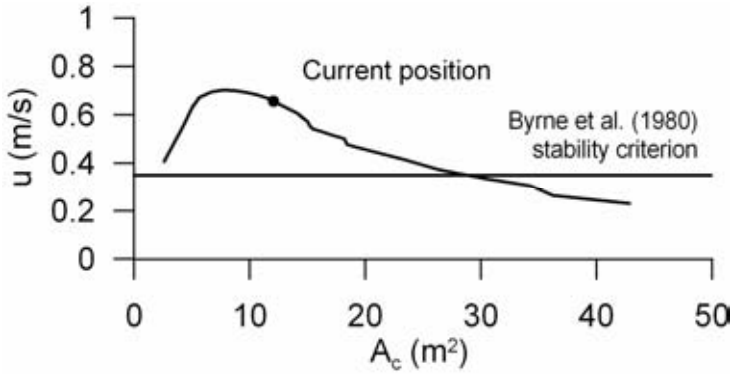


Figura 6. Curva de Escoffier y criterio de estabilidad

Fondo móvil

Durante la época en la que la laguna litoral permanece cerrada se producen aperturas transitorias ocasionadas por la sobreelevación del nivel de la laguna debido a altos caudales fluviales o del océano debido a la interacción de marea astronómica, meteorológica y oleaje durante el paso de una borrasca. Para simular el comportamiento de la laguna bajo condiciones extremas se utiliza un hidrograma con un caudal de punta de 12 m^3/s y se introduce una onda de marea cuya superficie libre se ve modificada por la marea meteorológica y el oleaje tal y como se muestra en la figura 7. Durante este evento se produce el rebase de la barrera tanto por el mar como por el río, con el consecuente transporte de sedimentos que lleva aparejado, si bien éste no es suficiente para abrir la barrera de forma permanente. La variación del perfil se muestra en la parte superior de la figura 7.

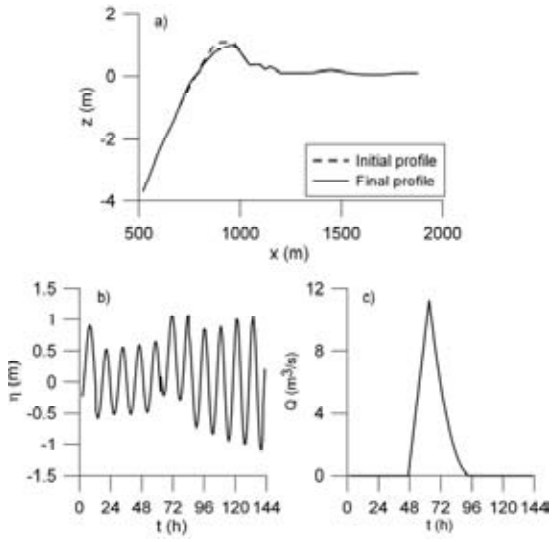


Figura 7. Perfil de la barrera antes y después de un evento (evolución de la superficie libre en el océano durante el evento abajo a la izquierda y del caudal del río abajo a la derecha)

CONCLUSIONES

La laguna litoral de Zahara de los Atunes (Cádiz) es una laguna que está cerrada casi de forma permanente. Condiciones extremas como las borrascas consiguen abrirla de forma temporal bien por elevados caudales en el río o por sobreelevación del nivel del mar. La evolución de fondo de la laguna y de la barrera en particular pueden ser

reproducidas por el modelo matemático utilizado en este artículo, ayudando a predecir posibles aperturas.

En verano, el sistema es abierto artificialmente, cerrándose de forma natural durante el otoño. Cuando la laguna está abierta y sólo se considera la marea como agente forzador, el sistema presenta oscilación uniforme de la superficie libre (respuesta pumping-mode) y su comportamiento es asimétrico (flood-dominated). Ello indica que la laguna es un sumidero de sedimentos y que el inlet tiende al cierre. Esta hipótesis se confirma mediante un análisis de estabilidad del inlet basado en el cálculo de la curva de Escoffier. Para mejorar los problemas de calidad de agua que esta laguna presenta, y como medida de gestión aplicable en el corto plazo, se propone ampliar la sección transversal del inlet abierto artificialmente. Esto supondría el aumento del prisma de marea que entra en la laguna, favoreciendo así la renovación de las aguas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado con la financiación del Ministerio de Medio Ambiente y con la colaboración de la Consejería de Innovación, Ciencia y Empresa de la Junta de Andalucía a través de su programa de becas de Formación de Personal Docente e Investigador.

REFERENCIAS

Byrne, R.J., Gammisch, R.A. and Thomas, G.R., 1980. Tidal prism-inlet area relations for small tidal inlets, Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering. ASCE, Sydney, Australia, pp. 517-533.

Escoffier, F., 1940. The stability of tidal inlets. Shore and Beach, 8(4): 114-115.

García-Navarro, P., Alcrudo, F. and Savirón, J.M., 1992. 1-D open-channel flow simulation using TDV-McCormack scheme. Journal of Hydraulic Engineering, 118(10): 1360-1372.

Goutal, N. and Maurel, F., (Eds.), 1997. Proceedings of the second workshop on dam-break wave simulation, HE-43/97/016/B. Département Laboratoire National d'Hydraulique, Groupe Hydraulique Fluviale, Electricité de France.

Ippen, A.T. and Harleman, D.R.F., 1966. Tidal dynamics in estuaries. In: Ippen, A.T. (Ed.), Estuarine and Coastline Hydrodynamics. McGraw-Hill, pp. 493-545.

Moreno, I., 2005. Lagunas litorales intermitentes en Andalucía: un modelo para la gestión. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Saint-Venant, B., 1871. Theory of unsteady water flow, with application to river floods and to propagation of tides in river channels. French Academy of Science, 73: 148-154.

Tseng, M.H., 2003. The improved surface gradient method for flows simulation in variable bed topography channel using TDV-McCormack scheme. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 43: 71-91.

van Rijn, L.C., 1984a. Sediment transport, Part I: Bedload transport. Journal of Hydraulic Engineering, 110(10): 1431-1456.

van Rijn, L.C., 1984b. Sediment transport, Part II: Suspended load transport. Journal of Hydraulic Engineering, 110(10): 1613-1641.

CORRIENTES INDUCIDAS POR EL VIENTO EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS

L. López, J. Chioua, O. Álvarez, R. Mañanes

Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. CASEM. Universidad de Cádiz. Polígono industrial Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real, Cádiz. laura.lopez@uca.es.

RESUMEN

En el presente trabajo se analiza la influencia del viento sobre las corrientes verticalmente promediadas en la Bahía de Algeciras mediante análisis de correlación lineal entre bandas de baja frecuencia. El análisis conjunto de los espectros de alta energía, coherencia y fase de las series de corriente y viento manifiesta la influencia del viento sobre las corrientes en las zonas más someras de la bahía. Asimismo, se aprecian patrones claramente correlacionados siguiendo los contornos costeros de Oeste a Este en episodios de vientos de Poniente, y de Este a Oeste en episodios de vientos de Levante. Esta conclusión se ve reforzada a través del análisis de los perfiles experimentales verticales de corriente, que reproducen comportamientos logarítmicos propios de esta influencia.

INTRODUCCIÓN

Los ambientes costeros, como bahías o estuarios, se caracterizan por su peculiaridad y fragilidad, ya que están sujetos a grandes actividades antropogénicas que conllevan una explotación de sus recursos. Un dominio costero de estas características es la Bahía de Algeciras situada junto al Estrecho de Gibraltar. El abundante tránsito marítimo, debido a la presencia de dos puertos activos a nivel internacional (Algeciras y Gibraltar), y la presencia de diversas instalaciones industriales, han sido eje de numerosos debates sobre la calidad ambiental de la Bahía y su entorno. Otro aspecto relevante es la presencia de las dos masas de agua Atlántica y Mediterránea en la

bahía a través de la conexión del Estrecho de Gibraltar, convirtiéndola por tanto en un dominio de especial interés desde los puntos de vista social y oceanográfico.

A pesar de que los estudios realizados en el marco oceanográfico del Estrecho de Gibraltar y su entorno son amplios, como los referentes a la creación y propagación de ondas internas (Vázquez, 2006), marea astronómica (García-Lafuente, 1986; Tejedor et al, 1998; Bruno et al, 2000; Vázquez, 2006) y fenómenos subinerciales y de largo periodo (Candela et al, 1989; García-Lafuente et al, 2002a; Vargas et al, 2006; Vázquez et al, 2008), los estudios referentes a la hidrodinámica de la Bahía de Algeciras son escasos. Recientemente, en el marco de los proyectos P06 RNM-01443 de la Junta de Andalucía y del Plan Nacional I+D+I CTM2007-60408/MAR, cuyos datos experimentales han sido utilizados en este trabajo, se están realizando estudios multidisciplinares con el fin de abordar un conocimiento general de las características naturales de la bahía.

Los análisis preliminares de los datos de campo obtenidos parecen indicar que una parte importante de la energía asociada a las corrientes no está relacionada con frecuencias de la marea astronómica sino a la banda larga. Adicionalmente, es conocida la importancia del viento sobre la bahía y su entorno, en particular vientos de carácter zonal (Sánchez, 1988; Dorman et al, 1995).

El objetivo del presente trabajo es analizar la contribución del viento sobre el régimen de corrientes de la Bahía de Algeciras. Una descripción geográfica de la zona de estudio y las descripciones de los procedimientos utilizados en la adquisición de los datos de campo se presentan en el siguiente apartado. En el tercer apartado se describe la metodología general aplicada en la correlación de ambas variables. Los resultados de dicha correlación se especifican en el cuarto apartado. Finalmente se presentan la discusión de los resultados y la conclusión final derivada de este estudio.

ZONA DE ESTUDIO Y OBSERVACIONES PRELIMINARES

La Bahía de Algeciras está situada al Sur de la Península Ibérica, junto al Estrecho de Gibraltar (véase Figura 1). Constituye un dominio semicerrado de 10 km de longitud y 8 km de anchura en la boca y una profundidad máxima de 500 m, delimitada en sus extremos por Punta Carnero al Oeste y Punta Europa (Gibraltar) al Este.

Con el fin de analizar las corrientes en la banda larga y su relación con el viento se utilizaron series temporales de velocidad de corriente registradas mediante 3 perfiladores de corrientes de efecto Doppler (ADCP), junto con las series de viento de 3 estaciones meteorológicas pertenecientes a la Consejería de Medio Ambiente. La localización de los fondeos de los ADCP y de las respectivas estaciones meteorológicas se muestra en la Figura 1. El registro de datos simultáneos de corriente y de viento comprendió dos periodos de 32 y 15 días. Inicialmente, se consideraron las tres estaciones meteorológicas para el análisis de correlación; no obstante, debido a la similitud que presentaban las mismas, se optó por hacer un promediado de las series, utilizando la serie promediada resultante como serie de referencia en los análisis posteriores. Mediante evaluaciones preliminares de las series y la rosa de viento en los dos periodos, se observaron vientos predominantes de Poniente y de Levante, caracterizados por su mayor contribución en la componente zonal respecto a la casi nula contribución meridional. Por este motivo, en este trabajo se presenta el análisis efectuado para la componente zonal representativa del viento propio de la zona.

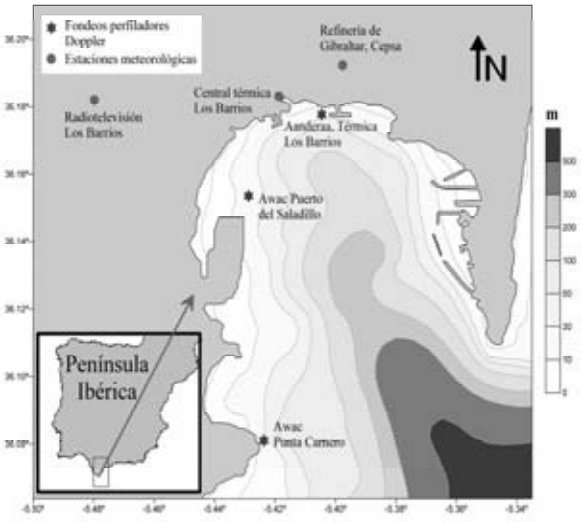


Figura 1: Localización de la Bahía de Algeciras y emplazamientos de la toma de datos (Con una estrella se representan las ubicaciones de los fondeos de los ADCP; Con un círculo sólido se representan las estaciones meteorológicas)

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Con el fin de analizar la correlación entre las observaciones de ambas variables, se procedió al tratamiento de los datos de viento y corriente después del preceptivo análisis de calidad.

Las series, con intervalos de muestreo de 3, 10 y 30 minutos, fueron sometidos a un suavizado de los datos mediante un filtro de media móvil ($A_nA_nA_{n+1}$) (Godin, 1972) para eliminar cualquier fluctuación de periodo inferior a una hora. Las series resultantes de velocidad se caracterizan por ser su intervalo de muestreo de un dato por hora. Asimismo, con el objetivo de obtener una estima cuantitativa del porcentaje de energía asociado a cada banda de frecuencia, se efectuó un estudio del reparto de la energía total de cada componente mediante técnicas de análisis espectral. El objetivo primordial fue obtener el registro de las series de velocidad en la banda larga, por lo que se procedió a la aplicación de un filtro de paso bajo ($A_{24}A_{24}A_{25}$) a cada una de las series. Se obtuvieron de esta manera series temporales con periodos superiores a 24 horas.

Mediante un proceso de análisis espectral cruzado se analizó el grado de correlación lineal entre las series de viento y corriente. El análisis se aplicó con la máxima resolución posible (mayor número de bandas), con el fin de obtener la mejor estima de las frecuencias en la banda larga que aportan correlación lineal entre variables. Asimismo, fue necesario hacer una estima cualitativa de la causa-efecto, por lo que se obtuvo el grado de significancia de la coherencia y diferencia de fase en los distintos espectros cruzados, mediante la técnica estadística de los intervalos de confianza. Junto con los grados de significancia, el estudio de los espectros de energía, obtenidos mediante el análisis espectral cruzado en las bandas de baja frecuencia, y su posterior comparación con la coherencia y fase entre dichos espectros, permitió consolidar la posible relación lineal causa-efecto entre el viento y la corriente. Finalmente, se obtuvieron los perfiles logarítmicos experimentales para cada ubicación a partir de su comparación con los perfiles teóricos asociados al viento, los cuales pueden ser representados a través de la Ecuación (1) (Pugh, 1996):

$$u(z) = u_0 - \frac{u_*}{k}\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad (1)$$

donde $u(z)$ es la velocidad de la corriente para cada profundidad z, u_0 la velocidad de corriente en superficie, u_* la velocidad de fricción, k la constante de Von Karmman con un valor de 0.4 y z_0 el parámetro de rugosidad con un valor de 0.1 cm (valor correspondiente al intervalo propuesto por Pugh (1996)).

RESULTADOS

Los resultados preliminares obtenidos muestran patrones aparentemente diferenciados en las corrientes de la zona. El análisis espectral aplicado a las series de corriente manifiesta altos contenidos energéticos en la banda larga en los emplazamientos interiores de la bahía (véase Figuras 2B, C), pero con una influencia mayor de la banda semidiurna relacionada con la marea astronómica en la frontera con el Estrecho de Gibraltar (véase Figura 2A).

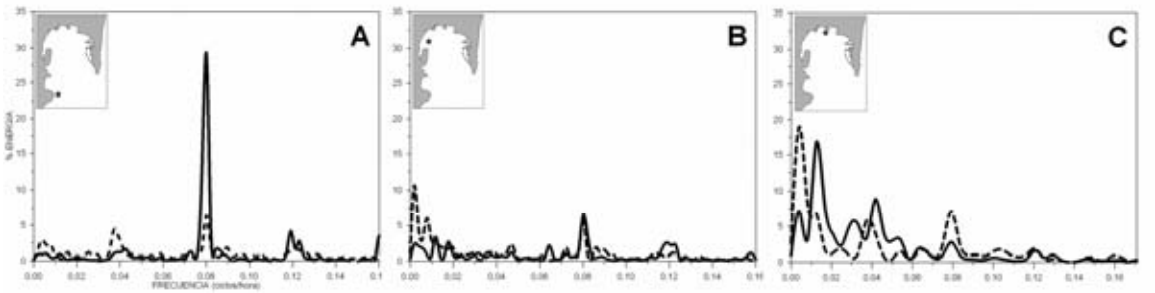


Figura 2. Análisis espectral series de corriente (Trazo continuo: componente meridional; Trazo discontinuo: componente zonal)
A) Punta Carnero; B) Puerto de Algeciras; C) Zona Interior, Térmica Los Barrios

Mediante el filtrado de datos $A_{24}A_{24}A_{25}$ se eliminaron frecuencias astronómicas y superiores en las series, presentando corrientes de baja frecuencia del orden de 0.05 m/s (véase Figuras 3A, B, C). Asimismo, los datos de viento filtrados análogamente con un filtro $A_{24}A_{24}A_{25}$, muestran un comportamiento cualitativo similar al de las corrientes, sugiriendo una correlación lineal entre ambas variables en todos los emplazamientos.

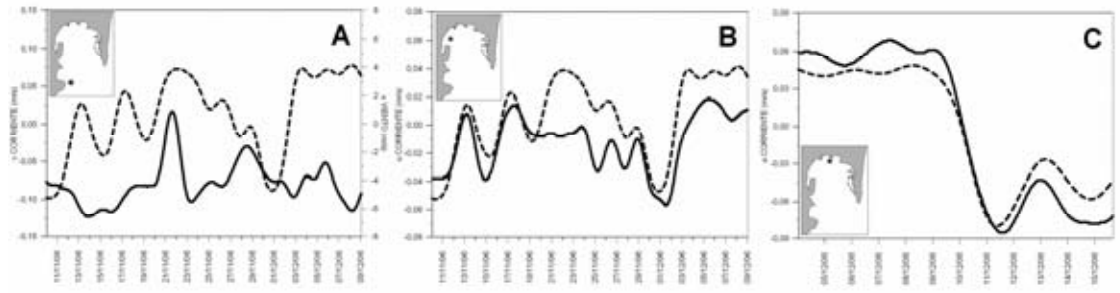


Figura 3. Correlación series de velocidad de corriente y viento de baja frecuencia. (Trazo continuo: corriente; Trazo discontinuo: viento)
A) Punta Carnero; B) Puerto de Algeciras; C) Zona Interior, Térmica Los Barrios
(La figura muestra la correlación de la componente de velocidad de corriente más energética con la componente zonal del viento)

Por otro lado, los resultados obtenidos en la correlación lineal cruzada, tal y como muestran las Figuras 4B y C, ponen de manifiesto altas correlaciones en la banda larga y diferencias de fase similares con valores cercanos a 0 grados en las zonas del

interior. En todo caso, las altas coherencias en las bandas más energéticas, junto con la estabilidad de la fase sugieren la relación causa-efecto entre el viento y las corrientes de forma más definida que en la zona de la boca de la bahía (véase Figura 4A).

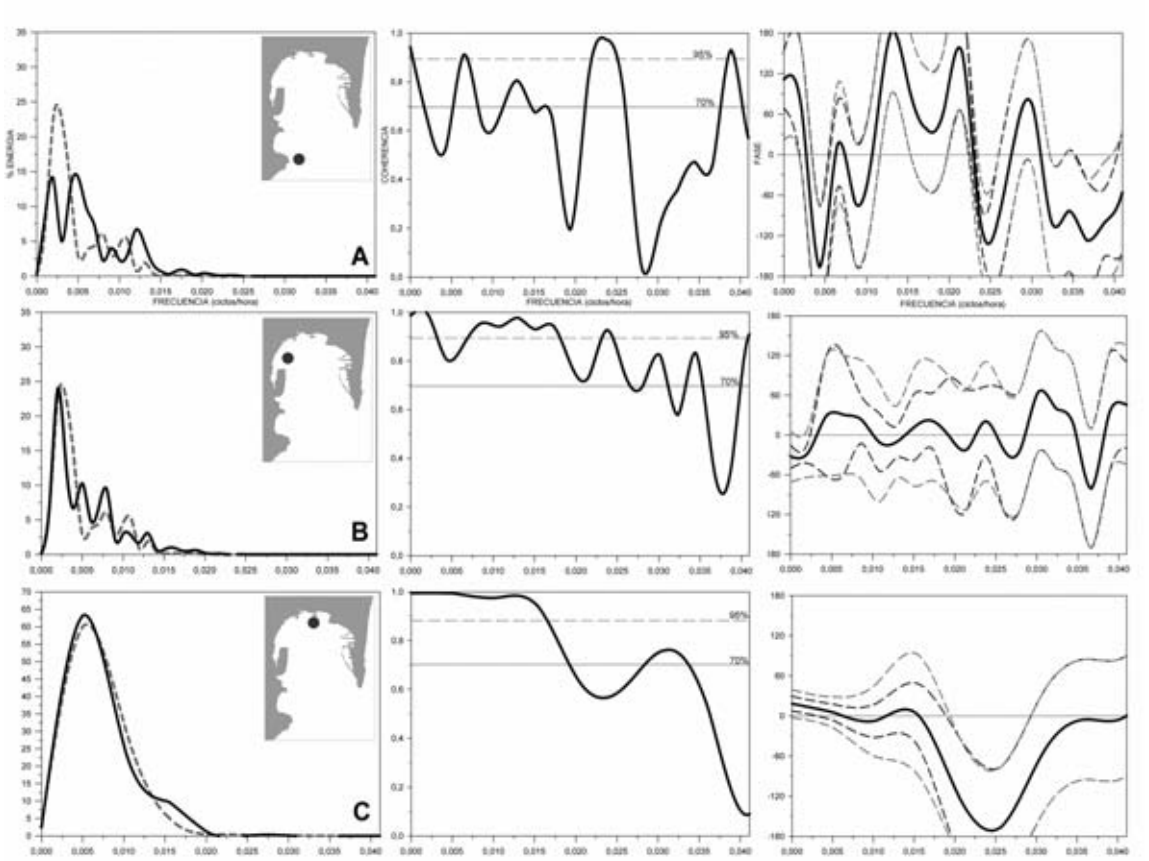


Figura 4. % energía espectros cruzados (Trazo continuo: corriente; Trazo discontinuo: componente zonal del viento), coherencia, fase (Trazo continuo: fase; Trazo discontinuo: intervalos de confianza)
A) Punta Carnero; B) Puerto de Algeciras; C) Zona interior, Térmica Los Barrios
(La figura muestra los resultados del análisis espectral cruzado de la componente más energética de la corriente con la componente zonal del viento)

Asimismo, los perfiles verticales de corrientes de acuerdo a las Figuras 5B y C refuerzan los resultados obtenidos, cuya tendencia logarítmica se ajusta a la propia de perfiles verticales sometidos a la influencia del viento (véase Ecuación 1). El análisis de correlación lineal (véase Figura 4A) y del perfil vertical en la boca de la bahía (véase Figura 5A), que sugieren sólo una pequeña correlación entre variables en este emplazamiento, parecen mostrar un régimen de corrientes mayoritariamente ocasionado por la influencia de la dinámica del Estrecho, que se debatirá posteriormente en el apartado de discusión.

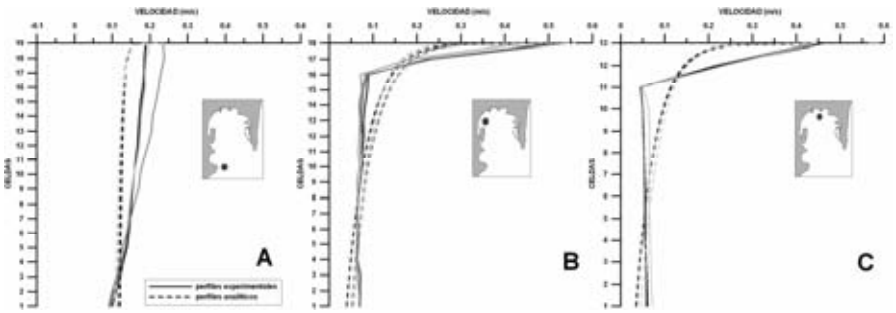


Figura 5. Perfiles teóricos y experimentales del vector velocidad de corriente en distintos instantes de tiempo (Trazo continuo: experimentales; Trazo discontinuo: teóricos) A) Punta Carnero; B) Puerto de Algeciras; C) Zona interior, Térmica Los Barrios

DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en el análisis de correlación lineal en la banda larga muestran una aparente relación causa-efecto entre ambas variables, que sugieren una respuesta del sistema de corrientes de mayor magnitud que la debida al forzamiento astronómico. Este hecho se ve reforzado por la evidencia física que sugiere esta correlación, basada en el análisis conjunto de los resultados de coherencia, diferencia de fase y altos valores de energía en bandas de baja frecuencia entre las variables, junto con el cálculo de los perfiles verticales de corrientes asociados a la influencia del viento. De acuerdo con lo anterior, el patrón experimental de corrientes presenta un comportamiento de corrientes medias inducidas por el viento paralelas a costa (véase Figura 6A), el cual se ajusta al patrón obtenido con el modelo bidimensional UCA 2D (Álvarez et al, 1997) en los puntos de observación (véase Figura 6B).

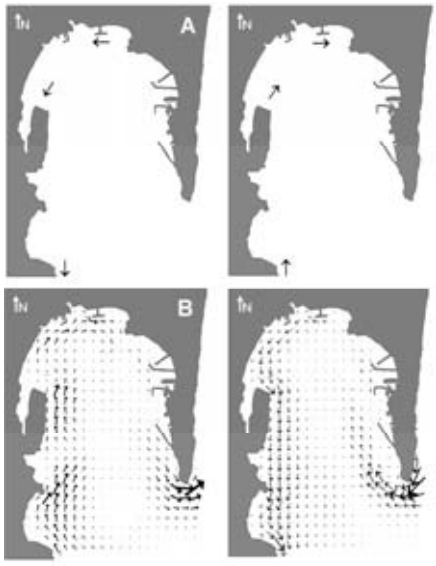


Figura 6. A) Comportamiento de las corrientes en los puntos de observación; B) Distribución espacial de corrientes (Modelo UCA 2D). Figuras Izquierda: Viento de Poniente; Figuras Derecha: Viento de Levante.

En base a los resultados del modelo y a los resultados experimentales en las zonas más internas de la bahía, el patrón cualitativo de corrientes parece verse confirmado en las zonas menos profundas siguiendo los contornos costeros, de Oeste a Este hasta Punta Europa (Gibraltar) en episodios de vientos de Poniente, y de Este a Oeste hasta Punta Carnero en episodios de Levante. Por tanto, el comportamiento de la corriente verticalmente promediada parece estar asociado a patrones de circulación influidos por el viento, con las trayectorias anteriormente mencionadas, que sugieren un comportamiento cualitativo como el que se muestra en la Figura 7.

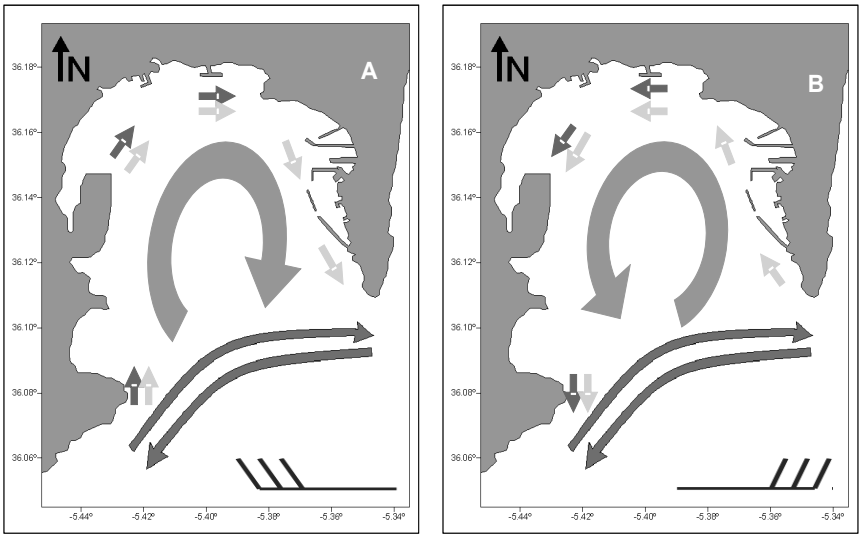


Figura 7. Circulación general de la Bahía de Algeciras. A) Viento de Poniente; B) Viento de Levante. (Flecha gris oscuro: Dirección de la corriente en los puntos de observación. Flecha gris claro: Dirección de la corriente en distintos nodos de la malla de cálculo)

Sólo en la zona más próxima al Estrecho de Gibraltar (Punta Carnero), esta relación cualitativa se manifiesta con menos claridad en las observaciones. Es importante considerar que esta zona de la bahía está influida por la dinámica del Estrecho de Gibraltar debido a su proximidad. Por este motivo, los fenómenos físicos propios del Estrecho podrían encontrarse enmascarados en las series observadas. Los gradientes de presión atmosférica, de acuerdo con Candela et al. (1989) y García-Lafuente et al. (2002a) podrían influir en las observaciones de baja frecuencia, encontrándose enmascarados en el registro, ya que éstos presentan escalas de tiempo similares al viento. Adicionalmente, fluctuaciones en el sistema de corrientes debido a la marea astronómica deben ser también consideradas. De acuerdo con Candela et al. (1989), Wang (1993) y Vargas et al. (2006), en el Estrecho de Gibraltar se encuentran fluctuaciones quincenales en los flujos barotrópicos, debido a la presencia de mareas vivas o muertas con periodos en torno a escalas de tiempo de 15 días. Este fenómeno puede también modular la circulación en esta ubicación, por lo que, en este caso, la

modulación en los flujos debido a la marea astronómica puede encontrarse enmascarada del mismo modo, resultando difícil su aislamiento.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo fue financiado en el marco del Plan de Calidad de la bahía de Algeciras, el Proyecto de Excelencia P06 RNM-01443 de la Junta de Andalucía y del proyecto del Plan Nacional I+D+I CTM2007-60408/MAR.

REFERENCIAS

Álvarez, O., Tejedor, B., Tejedor, L. 1997. Simulación hidrodinámica en el área de la Bahía de Cádiz. Análisis de las constituyentes principales. IV Jornadas Españolas de Puertos y Costas. Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia-98, 2125, 125-136.

Bruno, M., Mañanes, R., Alonso, J.J., Izquierdo, A., Tejedor, L., Kagan, B. 2000. Vertical structure of the semidiurnal tidal currents at Camarinal Sill, the Strait of Gibraltar. Oceanologica Acta. 23 (1), 15-24.

Candela, J., Winant, C.D., Bryden, H.L. 1989. Meteorolocgically forced subinertial flows through the Strait of Gibraltar. Journal of Geophysical Research, 94, 12, 667-12, 679.

Dorman, C. E., Beardsley, R.C., Limeburner, R. 1995. Winds in the Strait of Gibraltar. Q. J. R. Meteorological Society. 121, 1903-1921.

Foreman M.G.G. and Henry R.F. 1989. The harmonic analysis of tidal model time series. Advances in Water Resources. 12, 109-120 pp.

García-Lafuente, J., Delgado, J., Vargas, J.M., Vargas, M., Plaza, F., Sarhan, T. 2002a. Low-frequency variability of the exchanged flows through the Strait of Gibraltar during CANIGO. Deep-Sea Research II. 49, 4051-4067.

García-Lafuente, J. 1986. Variabilidad del nivel del mar en el Estrecho de Gibraltar: Mareas y oscilaciones residuales. Tesis doctoral, Instituto Español de Oceanografía, Fuengirola, Málaga, Spain, 154 pp.

Godin, G. 1972. The analysis of tides. Toronto: University of Toronto Press, Canada, 264 pp.

Pugh, D.T. 1996. Tides, Surges and mean Sea-Levels. Ed. John Wiley & Sons. 4, 96-141 pp.

Sánchez, J.L. 1988. Estudio climatológico de la Bahía de Cádiz. Instituto Hidrográfico de la Marina, Mº de defensa, Cádiz, 150 pp.

Tejedor, L., Izquierdo, A., Sein, D.V., Kagan, B.A. 1998. Tides and tidal energetics of the Strait of Gibraltar: a modelling approach. Tectonophysics. 294, 333-347.

Vargas, J.M., García-Lafuente, J., Candela, J., Sánchez, A.J. 2006. Fortnightly and monthly variability of the exchange through the Strait of Gibraltar. Progress in Oceanography. 70, 466-485.

Vázquez, A., Bruno, M., Izquierdo, A., Macías, D., Ruiz-Cañavate, A. 2008. Meteorologically forced subinertial flows and internal wave generation at the main sill of the Strait of Gibraltar. Deep-Sea Research I. 55, 1277-1283.

Vázquez, A. 2006. Ondas internas en el Estrecho de Gibraltar y procesos de mezcla inducidos. Tesis doctoral.

Wang, D-P. 1993. The Strait of Gibraltar Model: internal tide, diurnal inequality and fortnightly modulation. Deep-Sea Research. 40, 6, 1187-1203.

MODELO DE CIRCULACIÓN MAREAL Y SUBMAREAL EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR

M. Díez–Minguito[1,2], D. García–Contreras[1], S. Bramato[1], J.L. Fernández[3], J. Ruiz[4], M.Á. Losada[1]

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Centro Andaluz de Medio Ambiente – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006 (Granada). mdiezm@ugr.es, dario77g@gmail.com, sbramato@ugr.es, mlosada@ugr.es.
2. Grupo de Hidrología e Hidráulica Agrícola, Universidad de Córdoba. Campus de Rabanales, Edif. Leonardo da Vinci, Área Ingeniería hidráulica, 14071 (Córdoba).
3. Autoridad Portuaria de Sevilla. Avda. de Moliní nº 6, 41012 (Sevilla). jlfernandez@apsevilla.com.
4. Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía – Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Campus Universitario Río San Pedro s/n. Puerto Real, 11510 (Cádiz). javier.ruiz@icman.csic.es.

INTRODUCCIÓN

El estuario del Guadalquivir se extiende 105km desde Chipiona y Sanlúcar de Barrameda en la desembocadura hasta la presa de Alcalá del Río en cabecera, más allá de Sevilla (véase Figura 1). Procesos morfológicos y, principalmente, actuaciones humanas, han hecho fundamentalmente del estuario un canal. Éste es navegable hasta Sevilla y es mantenido mediante dragados periódicos.
Se trata de un estuario atlántico mesomareal, de relleno inverso y convergente cuya profundidad media es de 7.1m, y anchos entre 800m en y 200m, aproximadamente. Está poco estratificado, bien mezclado y varía de hiposíncrono en el tramo bajo a hipersíncrono (Dyer, 1997). El caudal de descarga medio es de 105m^3/s, aunque es frecuente en periodo de lluvias que la presa alivie caudales mayores de 1000 m^3/s.

En esta contribución presentamos un estudio y resultados de la circulación mareal y submareal en el estuario del Guadalquivir. Este trabajo ha sido llevado a cabo en el marco de un modelo integral de gestión de este estuario atlántico, a instancias del Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía (CSIC).

Los recientes episodios de elevada turbidez y la propuesta de ampliación del canal de navegación hasta Sevilla, entre otros, han urgido disponer de un modelo único de análisis de la dinámica del estuario. El modelo se apoya en una estrategia de medidas regidas por las necesidades de diagnóstico a corto, medio y largo plazo, que ayuden a tomar decisiones basadas en el conocimiento científico. Esta filosofía es especialmente necesaria para el estudio y gestión del Guadalquivir y su zona de marisma y litoral, por ser un ecosistema de elevada productividad en el que confluyen numerosas actividades biológicas y humanas. En este sentido, en el último año se ha llevado a cabo el mayor despliegue instrumental en toda la historia del Guadalquivir, que abarca todo el estuario y la zona marítima de influencia, dotando a la comunidad científica y a las autoridades un sistema de medida que permita determinar las escalas espacio – temporales asociadas a los procesos dinámicos. La red de medida fue presentada en este mismo foro por (Navarro *et al*. 2009).

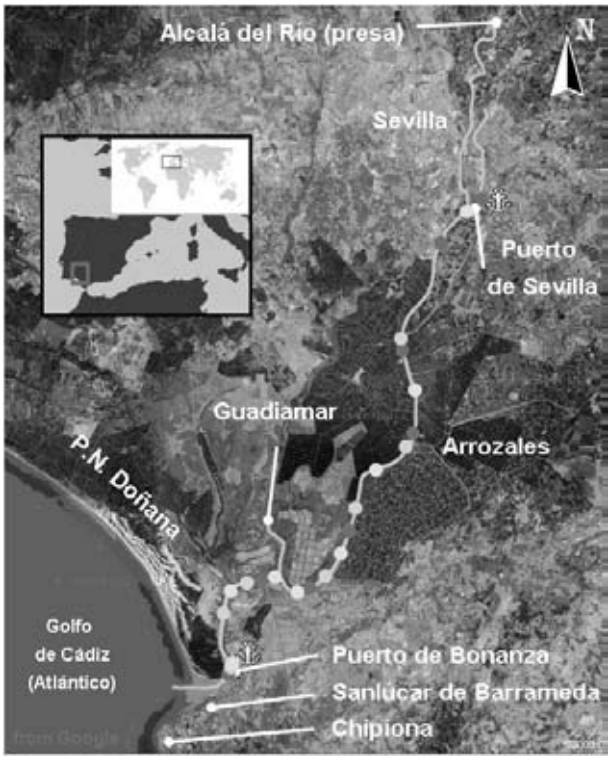


Figura 1. Estuario del Guadalquivir y zona de influencia próxima. Se muestra la ubicación de mareógrafos (puntos rojos), correntímetros perfiladores (verde) y equipos de calidad ambiental (azul) instalados a lo largo de todo el estuario por el Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía.

Los trabajos que aquí se presentan son los primeros análisis de la circulación mareal y submareal obtenida a partir los datos de mareógrafos, correntímetros perfiladores, equipos de calidad ambiental y de caudales de la red de medida. Estudiaremos la propagación de onda de marea, corrientes de baja frecuencia asocidadas a diferentes mecanismos dinámicos y concluiremos con una caracterización cuantitativa de los regímenes normal y en avenida de operación del estuario.

PROPAGACIÓN DE ONDA DE MAREA

Dos parámetros fundamentales en el comportamiento dinámico de estuarios aluviales son la celeridad y el desfase entre la ocurrencia de pleamar y de la estoa de llenante. Ambos parámetros están relacionados con la amortiguación o amplificación de la onda de marea en su propagación a lo largo del estuario (Savenije, 2001). En la Figura 2 se muestra el retardo que sufre el máximo de elevación (pleamar) en su camino a lo largo del estuario. Se puede comprobar que, tanto en mareas vivas como en muertas, el retardo es superior al dado por la celeridad media teórica (celeridad para aguas someras). Como cabía esperar, el retardo es mayor (celeridad menor) en mareas muertas. También en la Figura 2 se muestra el desfase entre pleamar y la estoa de llenante (ε). Este parámetro varía entre $\pi/2$ (onda puramente progresiva) y 0 (onda puramente estacionaria). Como se puede comprobar, según la onda de marea se va propagando por el estuario ε se reduce tendiendo a cero. El límite de ε estrictamente nulo se da en la presa de Alcalá del Río, la cual supone una pared impermeable (flujo nulo) para la onda de marea, esto es, la onda se refleja completamente dando lugar a una onda estacionaria en sus inmediaciones.

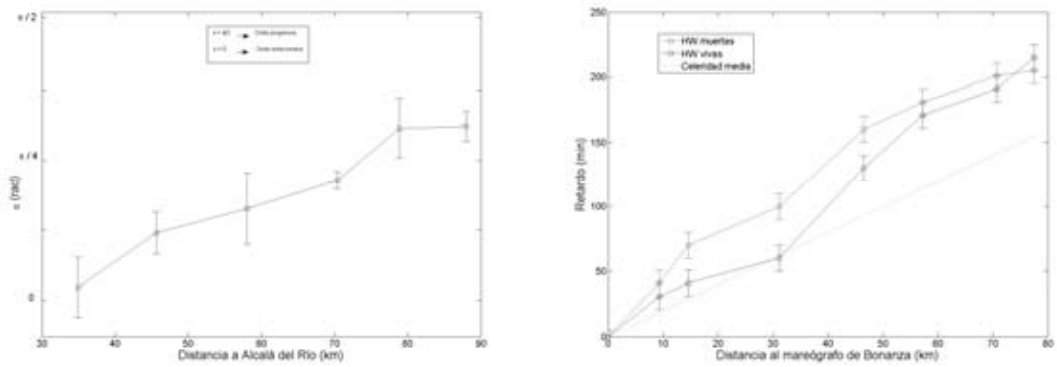


Figura 2. Panel derecho: retardo de la propagación de onda para mareas vivas y muertas. Panel izquierdo: desfase entre pleamar y estoa de llenante. Datos obtenidos de los mareógrafos instalados a lo largo del cauce.

La marea y las descargas fluviales cobran, en este caso, especial relevancia por las características morfodinámicas que el estuario presenta, esbozadas más arriba. Las constituyentes de la marea más relevantes son las típicas de los estuarios del Atlántico Este. Un análisis espectral y armónico de la señal de marea registrada en el mareógrafo de la REDMAR en Bonanza, muestra que las constituyentes más energéticas son las semidiurnas M2, S2, N2, las diurnas K1 y O1, seguidas de las constituyentes generadas por interacción de las diurnas consigo mismas: la

sobremareal M4 y las submareales Msf y Mm, en ese orden (Tabla 1). Repitiendo el análisis para el resto de mareógrafos se comprueba que las amplitudes de las constituyentes semidiurnas decrecen en el primer tramo, se estabilizan y vuelven a subir hasta los valores observados en la desembocadura. (Álvarez *et al*., 2001) asocian este efecto a un fenómeno de resonancia en la esclusa del puerto de Sevilla. Lo mismo ocurre, pero en menor medida, con las diurnas.

	M_2	S_2	N_2	M_4	M_{S4}	M_{N4}	K_1	O_1	Q_1	M_{sf}	M_m
β_0	93,91	31,02	19,93	3,82	1,72	2,06	7,30	6,28	1,86	3,72	1,34
β_1	69,69	21,00	12,53	7,35	4,55	3,05	6,12	5,26	1,30	8,37	3,82
β_2	70,52	19,04	15,73	6,83	3,75	3,04	6,64	5,54	1,57	7,10	2,87
β_3	67,89	19,05	11,99	7,22	4,64	2,68	5,50	5,32	1,35	7,68	2,67
β_4	70,50	17,12	10,98	6,66	4,32	2,31	6,11	5,53	1,39	8,58	2,40
β_5	80,57	19,39	11,77	4,84	3,35	1,88	5,91	5,70	1,44	7,80	1,92
β_6	94,14	23,07	13,32	5,30	3,29	2,01	6,61	5,65	1,51	7,79	1,94

Tabla 1. Amplitudes resultantes del análisis armónico (Pawlowicz et al. *2002), en cada mareógrafo instalado en el estuario, denotados por* b_0 - b_6 *, por orden, desde la desembocadura hasta Sevilla.*

Los efectos dinámicos de sobremareas y submareas son débiles (véase amplitudes en Tabla 1) a escala mareal ($T_{M2} \approx 12.45 h$), dan lugar a asimetrías en la propagación de la onda de marea que puede generar un transporte de sedimentos residual importante, produciendo cambios morfológicos a largo plazo. Identificar y cuantificar ese transporte es importante para estimar la tendencia del estuario a largo plazo.

Concretamente, la generación de sobrearmónicos a frecuencias dobles (M4, MS4, MN4) de las diurnas (M2, S2, N2), producidas por la interacción no lineal de la onda con la topografía y entre las constituyentes de marea, genera una asimetría en la onda de marea: el tiempo de pleamar es menor que el tiempo de bajamar (Figura 3), lo cual está asociado con velocidades llenantes superiores a vaciantes. Este comportamiento se define como *dominio de la pleamar* y genera, a largo plazo, un flujo neto de sedimentos estuario arriba, favoreciendo la colmatación del mismo.

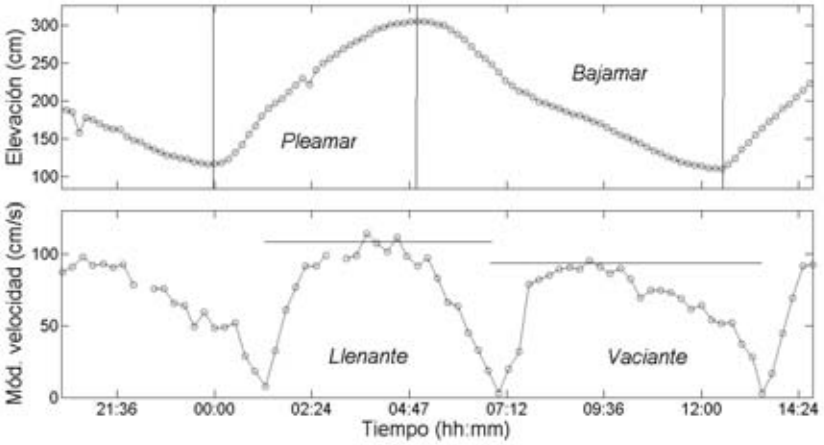


Figura 3. Asimetría de onda de marea (17 de octubre de 2008). Panel superior: mareógrafo 4, panel inferior: correntímetro 3. La descarga fue de 7m^3/s, durante el periodo mostrado.

En (Friedrichs and Aubrey, 1988) se establece el criterio para determinar si un estuario es de pleamar o de bajamar dominante. Asumiendo onda progresiva en todo el estuario, se muestra que para un desfase entre la constituyente M2 y M4, siendo $\Delta q = (2q_{M2} - q_{M4})$, el estuario será de pleamar dominante si $0^o \leq \Delta q < 180^o$ y de bajamar dominante en otro caso. Determinando el desfase en cada punto del estuario donde hay mareógrafos, se obtiene, en efecto, que existe un claro dominio de la pleamar. Por tanto, concluimos que, globalmente, el estuario es de pleamar dominante. Este comportamiento es típico de estuarios muy canalizados con poca superficie inundable (en proporción a la extensión del mismo).

MOVIMIENTOS RESIDUALES

La asimetría de la onda de marea producida por la distorsión por fricción está íntimamente relacionada con la velocidad del transporte de masa $\overline{U}_{Lagrange}$ (Longuet-Higgins, 1969). Ésta, junto con las velocidades asociadas a las constituyentes submareales $\overline{U}_{Submareas}$ y las corrientes de densidad $\overline{U}_{Densidad}$, constituyen, aparte de aquéllas inducidas por las descargas fluviales $Q_{Alcalá}$, las corrientes de baja frecuencia que controlan la evolución a largo plazo del estuario.

La velocidad de transporte de masa es la velocidad de una partícula fluida (lagrangiana) en la masa de agua y es suma de dos contribuciones $\overline{U}_{Lagrange} = \overline{U}_{Euler} + \overline{U}_{Stokes}$, donde $\overline{U}_{Euler} = \langle u(z,t) \rangle_{z,T}$ es la velocidad media euleriana

que circula por un punto dado y $\overline{U}_{Stokes} = \frac{1}{h}\langle u(z,t)h(z,t)\rangle_{z,T}$ es la deriva de Stokes, ambas promediadas en la vertical y en un ciclo submareal (T ; $28\,\text{días}$). Esta última viene dada por la correlación entre velocidad $u(x,y,z;t)$ y elevación $h(x,y,z;t)$, y, esencialmente, es la corriente residual generada por la diferencia de celeridades entre crestas y senos.

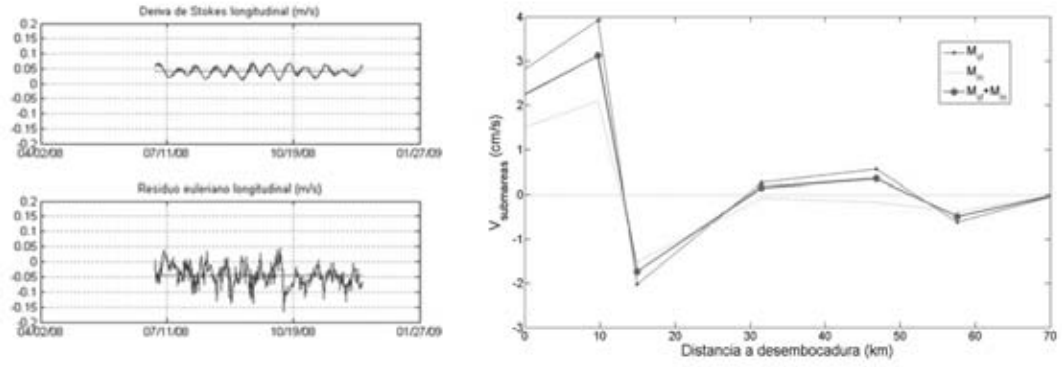


Figura 4. Panel izquierdo: Deriva de Stokes y velocidad media euleriana en la posición del correntímetro número 5 (desde la desembocadura). La frecuencia de muestreo de los correntímetros y, por tanto, de los datos aquí representados es de 1/15min. En línea roja se muestra la media del período mostrado. Panel derecho: corrientes submareales a lo largo del estuario. En azul se representan las asociadas a la constituyente Msf (quincenal) y en verde las Mm (mensual). La suma compleja de ambas se representa con una línea roja.

A partir de los datos registrados en los equipos de monitorización se puede determinar la evolución temporal de estas magnitudes. En la Figura 4, donde se representan $\overline{U}_{Stokes}$ y $\overline{U}_{Euler}$, se puede comprobar que el orden de magnitud de estas corrientes es de unos pocos cm/s en todas las ubicaciones, presentando valores medios en el perfil longitudinal $\left\langle \left|\overline{U}_{Stokes}\right| \right\rangle_x = 2.6 cm/s$ y $\left\langle \left|\overline{U}_{Euler}\right| \right\rangle_x = 4.7 cm/s$.

Puesto que se dispone de varios equipos instalados a lo largo del cauce es posible determinar las corrientes residuales por tramos. El signo de las velocidades resultantes indica el sentido del transporte (Figura 4).

Si comparamos el orden de magnitud de la velocidad del transporte de masa con las velocidades asociadas a las constituyentes de largo periodo (submareas Mm y Msf), a saber, $\overline{U}_{Submareales} \mu \P\left(h_{M_{sf}} + h_{Mm}\right)/\P x$ (Convenio, 2008), se encuentra que son del mismo orden (cm/s). En la Figura 4 (panel derecho) se muestran las corrientes submareales a lo largo del estuario. Los puntos mostrados son justamente en los puntos kilométricos donde hay instalados mareógrafos, a partir de los cuales se determinan las elevaciones y fases de cada constituyente submareal. Como se puede

observar en la Figura 4, también aquí cada tramo tiene un signo propio (corriente positiva, estuario arriba, y negativa, estuario abajo).

A corrientes submareales y velocidad de transporte de masa hay que sumar las corrientes $\overline{U}_{Densidad}$ asociadas al gradiente longitudinal de densidad presente en el estuario. Difusión molecular y turbulenta se opone a este gradiente de densidad generando una corriente con el mismo signo que el gradiente $\P r / \P x$ (Convenio, 2008). El gradiente de densidad se puede determinar, también por tramos, a partir de los datos de los equipos de calidad ambiental (CTD), que proporcionan, entre otras magnitudes, temperatura y conductividad. Se ha hecho uso de la ecuación de estado de la UNESCO (sin tener en cuenta los sólidos en suspensión), que relaciona salinidad, temperatura, densidad y presión atmosférica (Fofonoff and Millard, 1983). Las corrientes de densidad que hemos determinado son $\overline{U}_{Densidad}$; $1cm / s$, aproximadamente, en todos los tramos. Aunque inferiores, vuelven a ser del mismo orden de las corrientes de transporte de masa y submareales. A diferencia de éstas, la corriente de densidad es siempre positiva en todos los tramos, dirigida estuario arriba.

Todas las corrientes residuales y de baja frecuencia de origen mareal tienen un orden de magnitud de cm/s. La velocidad total resultante $\overline{U}_{marea} = \overline{U}_{Lagrange} + \overline{U}_{Submareales} + \overline{U}_{Densidad}$, sería aquella que controla el transporte neto de sedimentos, a falta de estimar las corrientes generadas por las descargas fluviales. Todas las contribuciones mareales, sumadas, permiten determinar el comportamiento del estuario por tramos, definiendo una estrategia para la gestión del estuario, esto es, una tramificación funcional del estuario según el sentido de las corrientes de baja frecuencia, lo cual aporta información cuantitativa sobre el transporte sedimentario.

Junto a la marea, son los caudales de descarga de la presa de cabecera de Alcalá del Río los que juegan un papel fundamental en la dinámica del estuario. El caudal medio histórico de agua dulce es de 105m^3/s, aunque el régimen de descarga *normal* suele ser muy inferior a 25m^3/s. En otoño y primavera es frecuente observar caudales de descarga de 1000m^3/s, en ocasiones mucho mayores. Son caudales aliviados puntuales, no sostenidos y normalmente asociados al paso de una borrasca por la cuenca del Guadalquivir. Diremos que en este caso el régimen es de *avenida*.
Una estimación sencilla de las corrientes de descarga nos permite caracterizar cualitativamente ambos regímenes. Sabiendo que la sección media en el estuario es,

aproximadamente, $2500m^2$, tenemos velocidades de $\overline{U}_{Río}$: $1cm/s$ en régimen normal (del orden, pero inferior a la contribución de la marea) y $\overline{U}_{Río}$: $40cm/s$ en régimen de avenida (un orden de magnitud superior a $\overline{U}_{marea}$). Eso permite distinguir claramente entre los dos regímenes dinámicos del estuario: uno normal donde dominan los agentes mareales en todo el estuario, controlando la propagación de onda de marea y el transporte de sólidos, y otro, en régimen de avenida, donde la descarga domina la dinámica (circulación, retroceso de la intrusión salina, transporte).

No obstante, las estimaciones cualitativas anteriores no permiten establecer un umbral que diferencie con rigor ambas situaciones. Para caracterizar ambas cuantitativamente y proporcionar un umbral se ha recurrido a un modelo hidrodinámico unidimensional para flujos no estacionarios y geometrías irregulares (Ávila, 2007)(García-Navarro y Savirón, 1992). Se trata de un modelo promediado en la sección que proporciona el caudal $Q = Q(x,t)$ y el área hidráulica $A = A(x,t)$ de la sección transversal al cauce en el tiempo y en el espacio. Puesto que la escala longitudinal es del orden de 2000 superior a la transversal en el estuario del Guadalquivir, la dinámica en la sección transversal, a primer orden de aproximación, no es significativa a efectos de propagación de la onda de marea. Por ello, tiene sentido aplicar un modelo unidimensional a la globalidad (no localmente) del estuario del Guadalquivir. Bajo estas condiciones, las ecuaciones de conservación de masa y momento se expresan, respectivamente, de la siguiente manera:

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0,$$
$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)+gA\left(\frac{\partial h}{\partial x}-S_0\right)+gAS_f=0\ ,$$

siendo $h(x)$ la profundidad media, $u(x,t)$ la velocidad del flujo unidimensional, $S_0(x)$ es la pendiente del fondo y $S_f = u^2n^2/R^{4/3} = Q|Q|n^2/A^2R^{4/3}$ es el término de fricción, donde R es el radio hidráulico y n el coeficiente de Manning. El sistema de ecuaciones se resuelve mediante el método de (MacCormack, 1971), de segundo orden en tiempo y espacio, que comprende un paso *predictor-corrector* y otro *promedio*. Dada una batimetría del cauce del Guadalquivir, se fuerza el modelo en los contornos con las series temporales de marea registrada en Bonanza y de caudales diarios en la presa de Alcalá del Río. En tal caso, las corrientes que proporciona el modelo computacional son superposición de los agentes mareales y fluviales. El

modelo se ha calibrado con los datos de correntímetros y mareógrafos instalados a lo largo del cauce, arrojando excelentes resultados con un coeficiente de Manning de $n = 0.018$, uniforme en el estuario. El intervalo de salida de las series temporales es $\Delta t = 300s$ y la resolución espacial es de $\Delta x = 50m$.

Con el modelo hidrodinámico unidimensional, se ha simulado una serie completa de tres meses desde abril de 2008 a junio de 2008 con forzamiento de marea y caudales de descarga. En la serie de caudales, se han identificado regímenes instantáneos (diarios) normales y en avenida y se han determinado computacionalmente las corrientes a lo largo del estuario en ambas situaciones. Recordando que las corrientes residuales son menores de $\overline{U}_{marea} < 10cm/s$, determinamos los caudales de Alcalá del Río que generan corrientes medias a lo largo del estuario mayores que este valor umbral. Según este criterio, los caudales umbrales asociados son del orden de $Q_{umbral} = 450 - 500 m^3/s$. Este valor permite distinguir de forma rigurosa ambos regímenes, lo cual resulta de utilidad con vistas a la gestión de la presa de Alcalá del Río y, en general, de la gestión integral de estuario.

CONCLUSIONES

Este trabajo ha sido desarrollado por un equipo multidisciplinar y forma parte del desarrollo un modelo único de gestión del estuario.

Se han determinado las corrientes submareales y aquéllas asociadas a la asimetría de la onda de marea, que juegan un papel determinante, junto con las descargas de la presa de Alcalá del Río, en el transporte de sedimentos y en cambios morfológicos a largo plazo en el estuario. En función del signo de la corriente resultante en cada punto se pueden establecer estrategias de tramificación muy útiles desde el punto de vista de la gestión del estuario. El estuario del Guadalquivir transita entre: (i) un régimen normal, donde la marea domina toda la dinámica de circulación (velocidad y sentido) y el nivel de las aguas está regulado por la propagación de la onda de marea en todo el estuario; (ii) un régimen de avenida, donde la circulación está controlada por la descarga fluvial, incluida la cantidad de sólidos en suspensión y el alcance de la intrusión salina. Con un modelo computacional hidrodinámico para flujos no estacionarios se ha determinado de forma precisa el caudal umbral que separa ambas situaciones.

AGRADECIMIENTOS

Estos trabajos han sido desarrollados gracias al convenio entre el Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía y la Universidad de Granada, a instancias de la AP de Sevilla.

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.

Ávila, A., 2006. Procesos de múltiple escala en la evolución de la línea de costa, Tesis doctoral, Universidad de Granada.

Convenio, 2008. Propuesta metodológica para diagnosticar y pronosticar las consecuencias de las actuaciones humanas en el estuario del Guadalquivir. Convenio ICMAN-UGR, bajo los auspicios de la AP Sevilla.

Dyer, K.R., 1997. Estuaries: A Physical Introduction, 2nd ed. *John Wiley & Sons*.

Fofonoff, N.P., and R.C. Millard Jr., 1983. Algorithms for computation of fundamental properties of seawater", UNESCO technical paper in marine science 44, UNESCO.

Friedrichs, C.T., Aubrey, D.G., 1988. Non-linear tidal distortion in shallow well mixed estuaries: a synthesis, Est. Coast. Shelf Sci. 27, 521-545.

García-Navarro, P., Savirón, J.M., 1992. McCormack's method for the numerical simulation of one-dimensional discontinuous unsteady open channel flow, Journal of Hydraulic Research, 30(1), 95-105.

Longuet-Higgins, M.S., 1969. On the transport of mass by time-varying ocean currents. Deep-Sea Research, 16, 431-447.

MacCormack, R.W., 1971. Numerical solution of the interaction of a shock wave with a laminar boundary layer, 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Fluid Dynamics, Berlin, 151.

Navarro, G., *et al*. 2009. Red de monitorización en tiempo real de las propiedades hidráulicas y de calidad ambiental de las aguas portuarias de Sevilla. X *Jornadas Españoles de Costas y Puertos*, Santander, España.

Pawlowicz, R., Beardsley, B., Lentz, S., 2002. Classical tidal harmonic analysis including error estimates in Matlab using T_TIDE, Comps. & Geosci. 28 929–937.

Savenije, H.H.G., 2001. A simple analytical expression to describe tidal damping or amplification, Journal of Hydrology 243, 205-215.

POTENCIAL DE RECUPERACIÓN DE LAS MARISMAS DEL RÍO SAN PEDRO (CÁDIZ)

J. Regodón, M. Nofuentes y M.J. Polo

Grupo de Hidrología e Hidráulica Agrícola, Universidad de Córdoba. Campus de Rabanales, Edif. Leonardo Da Vinci, Área de Ingeniería Hidráulica, 14071-Córdoba, e-mail: mjpolo@uco.es

INTRODUCCIÓN

Las zonas de marismas reciben, además del aporte de agua de lluvia y escorrentía superficial, la inundación cíclica con agua salina asociada al ciclo de marea. Los suelos de una marisma sufren aportes periódicos y frecuentes de sales, y una pérdida progresiva de estructura que puede llevar a la degradación de su superficie si la vegetación autóctona es eliminada o el equilibrio entre los ciclos periódicos de inundación con agua salada y los aportes puntuales de agua de lluvia se altera.

En las marismas del río San Pedro (Puerto Real, Cádiz) se efectuó en los años cincuenta el secado de un humedal para destinar la zona a usos agrícolas, mediante acciones ejercidas para la desecación de las marismas, construcción de caminos y conducciones, y transformación de las márgenes. Las condiciones salinas del suelo hicieron fracasar estos intentos de transformación en suelos de cultivo, pero la modificación del equilibrio natural del sistema de marisma fue muy intensa. La superficie de marisma desecada en el periodo 1956-1975 fue de aproximadamente el 60% de la superficie, lo que supuso una reducción del caudal medio y del prisma de marea en la zona de estudio del 40% (Losada et al., 2005). Entre otras, las consecuencias directas de estas acciones son una alteración del equilibrio hidrodinámico y sedimentario en las marismas, que conlleva una pérdida del potencial ecológico y la capacidad de regeneración de la marisma.

La construcción de la presa “La Cortá”, situada aproximadamente a 6 kilómetros aguas arriba de la desembocadura, en la década de los 80, supuso el cambio de las condiciones de propagación de onda de marea en el caño del río San Pedro de progresivas a estacionarias y contribuyó a la reducción del prisma de marea al obstruir el flujo de masa de agua hacia el interior de la marisma. En este sentido, la posterior

apertura de la presa en la primavera de 2004, permitió compensar parte de las causas que originaron el desequilibrio hidrodinámico y sedimentario en la zona, observándose en 2007 una mayor colonización de vegetación propia de sistemas de marisma en las zonas adyacentes al cauce y a los caños de marea existentes en la zona, debido a la mayor inundación producida (Regodón, 2008).

Este trabajo forma parte de un proyecto más amplio, 'Potencial de recuperación de las marismas del río San Pedro' (Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales-UGR, Instituto de Ciencias Marinas-CSIC-Cádiz, Grupo de Hidrología e Hidráulica Agrícola-UCO); sus objetivos son efectuar una primera estimación del potencial de recuperación de los caños de marea en la margen izquierda del cauce. Para ello, se han cuantificado los aportes de agua dulce y salada a distintas escalas temporales en uno de los caños principales existentes en la zona, y se ha calibrado un modelo hidrodinámico 1D de circulación de agua a lo largo del eje principal, para aproximar posibles modificaciones del terreno dentro de una propuesta de actuación para la regeneración global del sistema de caños y marisma.

MATERIALES Y MÉTODOS

Descripción de la zona

La cuenca drenada por el río San Pedro se encuentra situada en la parte occidental de la provincia de Cádiz (figura 1). La cota media sobre el nivel medio del mar de la zona es de 15.46 metros, siendo la máxima de 106.46 metros, y la mínima de 0 metros. El clima de la zona es de tipo mediterráneo semihúmedo, con suaves temperaturas y ausencia de heladas que originan inviernos templados y veranos calurosos suavizados por la influencia marina. El balance hídrico es deficitario, ya que la evaporación media en la zona alcanza los 1.529 mm y la precipitación media se encuentra entre los 550 y 650mm. Según el Mapa Litológico de Andalucía elaborado por la Consejería de Obras Pública y por la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía en 2005, cuya escala de referencia se encuentra entre 1:100000 y 1:50000, la mayor parte del suelo de la cuenca está compuesta por limos y arcillas, sobre todo en la zona susceptible de inundación cuando existen mareas vivas. El suelo actualmente se encuentra con una elevada acumulación de sales en superficie; esta acumulación está provocada por los desequilibrios entre los flujos de agua dulce y salina de la zona producidos por los ciclos de marea. Un ejemplo de acumulación de las sales en superficie se observa en la figura 2. A partir del Mapa de Usos y Coberturas Vegetales del Suelo de Andalucía de 2003 a escala 1:25000, realizado por la Consejería de

Medio Ambiente, se han evaluado los usos y cultivos del suelo: cultivos herbáceos (40%), marismas no mareales con vegetación (20%), salinas industriales (16%) y marismas mareales con vegetación (5%).

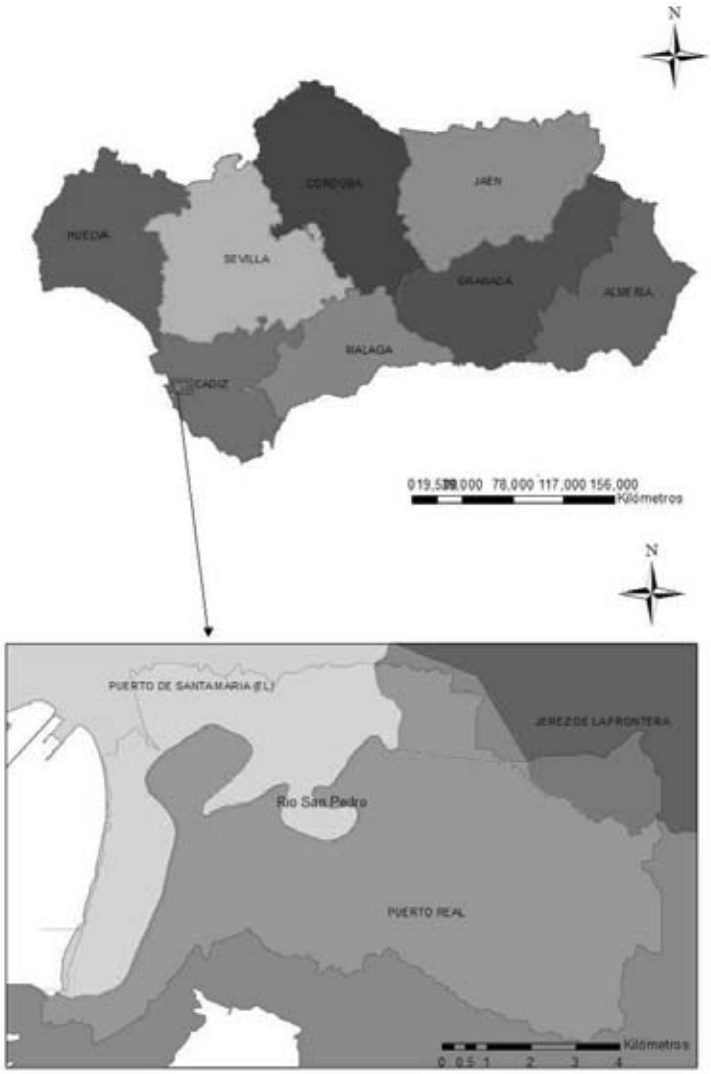


Figura 1. Localización de la zona de estudio.

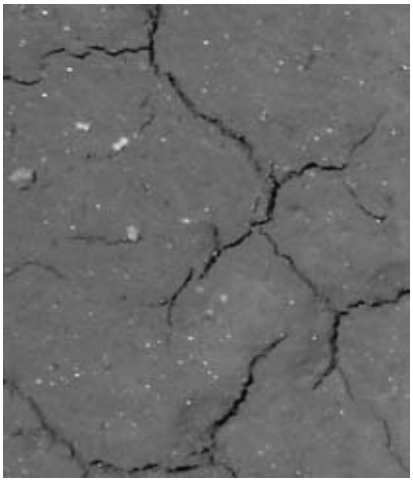


Figura 2. Acumulación de sales en superficie.

La construcción de la presa “La Cortá”, situada aproximadamente a 6 km aguas arriba de la desembocadura, en la década de los 80, supuso el cambio de las condiciones de propagación de onda de marea en el caño del río San Pedro y contribuyó a la reducción del prisma de marea al obstruir el flujo de masa de agua hacia el interior de la marisma. En este sentido, la posterior apertura de la presa en la primavera de 2004, permitió compensar parte de las causas que originaron el desequilibrio hidrodinámico y sedimentario en la zona (figura 3).

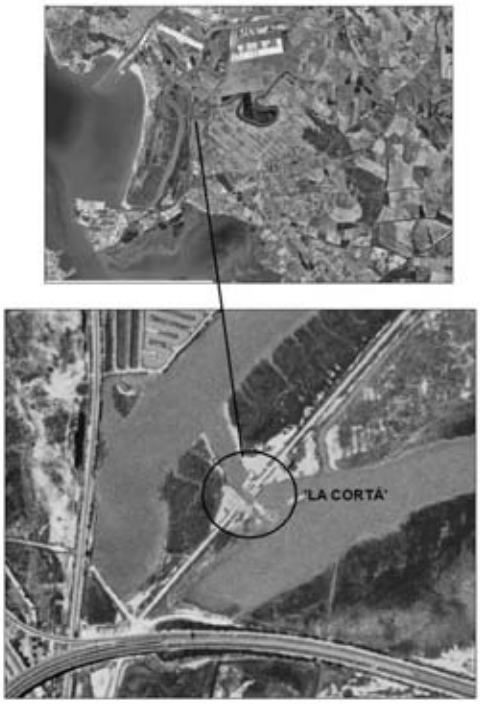


Figura 3. Localización de la presa “La Cortá”.

Las marismas mareales están caracterizadas por una gran incidencia del medio marino que se establece a través de una compleja red de caños y canales (figura 4), por los cuales penetra el agua salina durante la creciente de las mareas.

Figura 4. Red de caños mareales.

Metodología empleada para la caracterización de los aportes de agua a la red de caños mareales

Para poder estimar las variables topográficas relacionadas con la variación de las distintas clases del suelo, suelo seco, húmedo y vegetación, tras la apertura de la presa, se calculará las correlaciones existentes entre cada clase (ec.1), con la elevación de la zona, la pendiente y la distancia al cauce principal, de la zona de la red de caños, más afectada por la apertura de la presa. Para ello se utilizarán las imágenes clasificadas (Regodón, 2008), correspondientes a la fecha anterior a la apertura de la presa y otra correspondiente a la fecha más reciente correspondiente a después de apertura.

$$r = \frac{\sum_m \sum_n \left(A_{m,n} - \overline{A}\right)\left(B_{m,n} - \overline{B}\right)}{\sqrt{\left(\sum_m \sum_n A_{m,n} - \overline{A}^2\right)\left(\sum_m \sum_n B_{m,n} - \overline{B}\right)^2}} \quad (1)$$

Donde r es el coeficiente de correlación, A y B las variables que se relacionan. Para la caracterización de los aportes de agua por subida de la marea, se han analizado el comportamiento hidrodinámico de un caño mareal mediante un modelo de flujo unidimensional no estacionario, en el que las ecuaciones de gobierno y su resolución se exponen a continuación:

1. El flujo se considera unidimensional
2. Se considera hidrostática la distribución vertical de presiones.
3. Los efectos de fricción y turbulencia debidos a la resistencia de los contornos se pueden tener en cuenta aplicando las mismas leyes que en el caso de flujo uniforme.
4. La pendiente media del lecho es pequeña, por lo que el coseno del ángulo que su eje longitudinal forma con la horizontal se puede sustituir por la unidad.

Incluyendo la infiltración como término sumidero en la ecuación de conservación de la masa al admitir la hipótesis 1D, ecuaciones 2-4.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + \frac{1}{2} gAh\right) = gA\left(S_0 - S_f\right) \quad (3)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = akt_{op}^{a-1} + f_0 \quad (4)$$

A es el área de la sección transversal a la dirección del flujo o área mojada, *Q* es el caudal circulante, *Z* es el volumen de agua infiltrada por unidad de longitud de surco, *g* es la aceleración de la gravedad. S_0 es la pendiente del lecho. *Z* es el volumen de agua infiltrado por unidad de longitud de surco en un punto desde que llega el frente de avance, t_{op} es el tiempo de oportunidad y *k* y *a* (adimensional y mayor 1) y f_0 es la velocidad de infiltración para condiciones permanentes. Para la resolución numérica de las ecuaciones que describen el flujo de agua, se ha usado por Nofuentes (2007), adaptado a pendiente adversa y con condición de contorno a la entrada al caño relativa a la onda de marea que entra al mismo. Para la caracterización de los aportes de de agua por procesos hidrológicos, se ha utilizado el modelo hidrológico WimMed (*Watershed Integrated Management*) (Herrero et *al*., 2008), desarrollado por el grupo de ríos y embalses de la Universidad de Granada y el Grupo de Hidrología e Hidráulica Agrícola de la Universidad de Córdoba, que han realizado simulaciones para un año completo, en concreto para el año hidrológico 2006/2007.

RESULTADOS

La relación de la variación temporal de las clases de suelo con parámetros relacionados se ha realizado a partir de las imágenes satélite clasificadas correspondientes a las fechas 10/04/2001 y 26/09/2007 (figura 5) y se han obtenido las relaciones de las variables: altitud, pendiente y distancia al cauce (figuras 6-8).

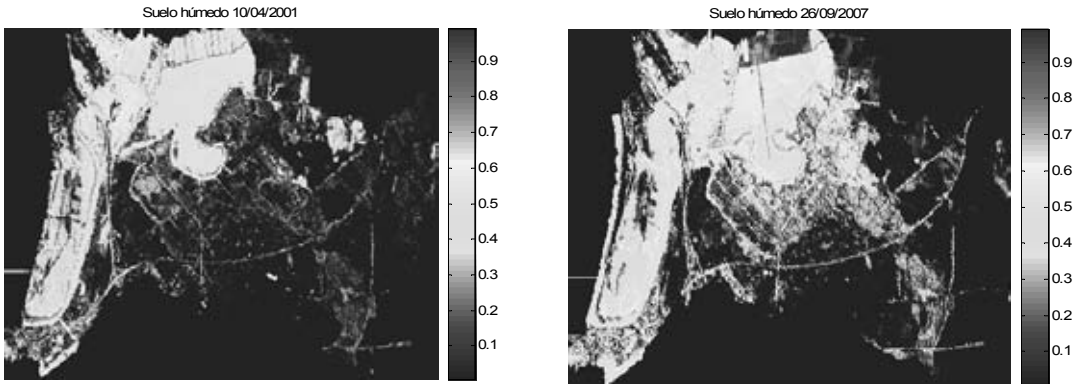


Figura 5. Imágenes satélite clasificadas.

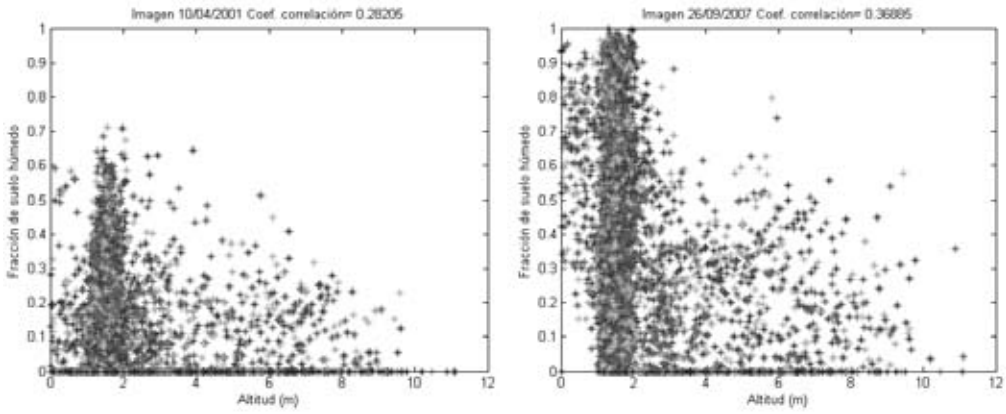


Figura 6. Relaciones de la altitud.

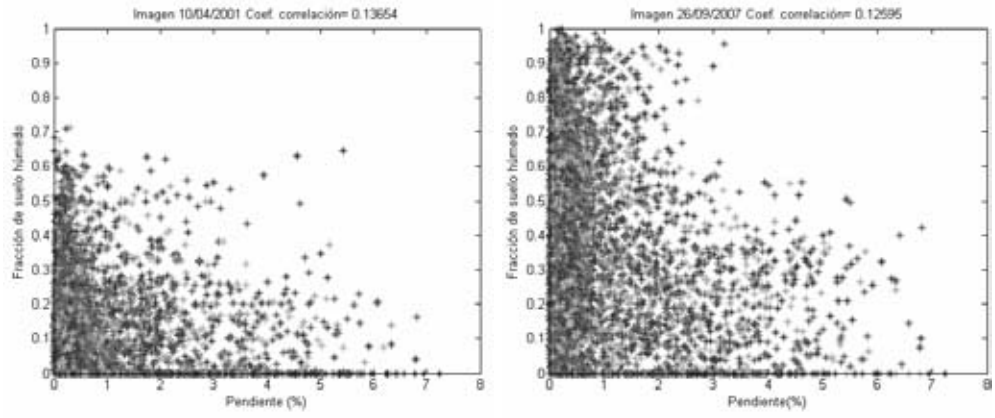


Figura 7. Relaciones de la pendiente.

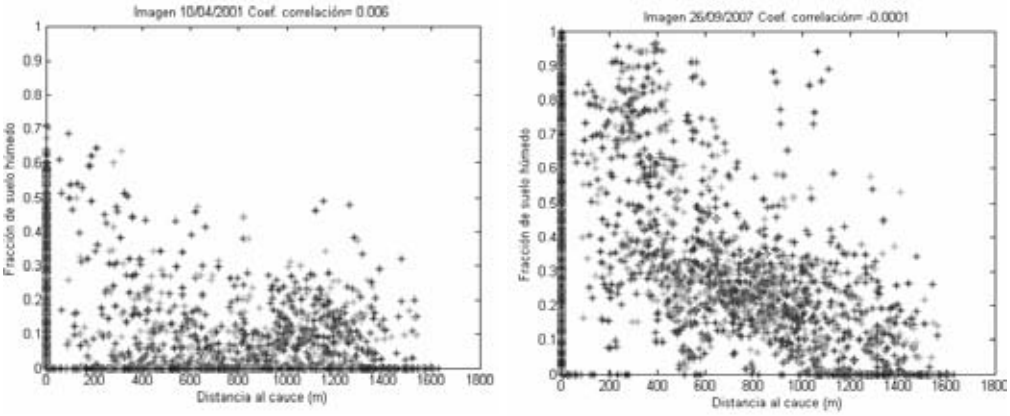


Figura 8. Relaciones de la distancia al cauce.

La calibración del modelo 1D de flujo de agua se ha realizado a partir de los datos obtenidos de la imagen de satélite correspondiente a la fracción de suelo húmedo del día 26/09/2008, hora 10:45 UTC Los parámetros de calibración utilizados han sido: coeficiente de fricción de Manning (n) (se han fijado como valores 0.033 y 0.04, recomendados para cauces naturales), y los parámetros empíricos de la ecuación de infiltración (a = 0.04, k = 0.0051 m/s^a, f_o para tres valores diferentes). Teniendo en cuenta mareas de carácter estacionario, de tipo semidiurno y período de 12 horas. El desfase de la onda de 2.5 horas. La marea astronómica en la zona de estudio es 1.25

metros y el caño se considera trapecial, base de 20 metros y taludes 2:1, y pendiente longitudinal ascendente de 0.0033%. La figura 9 muestra la variación de la altura de agua utilizada como condición de contorno, y los resultados de las calibraciones propuestas.

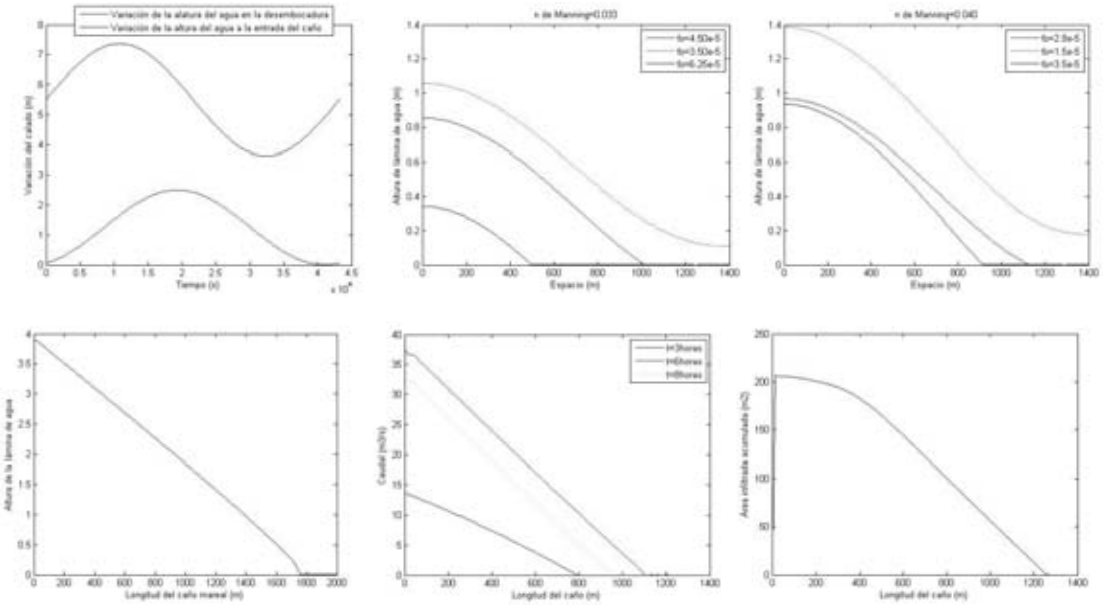


Figura 9. Calibración del modelo de circulación de agua 1D.

La estimación de los aportes de flujo de agua por subida de la onda de marea al caño mareal se ha realizado para las condiciones calibradas correspondientes a n=0.04 (a=0.04, k=0.0051 m/s^a y f_0=2.8 10^{-5}), y rebajando la pendiente del lecho de 0.003% a 0.001%, se obtiene que la superficie de inundación es mayor, alcanzando la lámina de agua 1800 metros desde la entrada cuando se producen entre 6-7 horas desde la subida de la marea (figura 10).

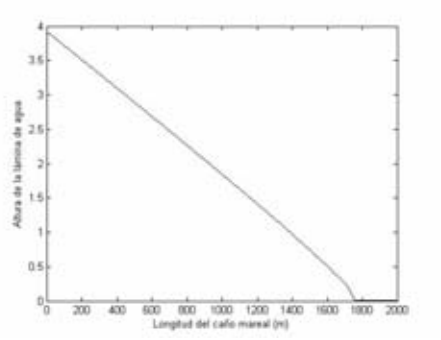


Figura 10. Alcance de la altura de agua con una pendiente del lecho de 0.001%.

La estimación de los aportes de agua a la red de caños por procesos hidrológicos se hizo con el modelo Wim-Med, para un suelo arcilloso y valores de K_s de 0.167, 0.333 y 0.612 mm/h, resultando una aportación para el año hidrológico 2006-2007 de 4.16, 3.9

y 3.58 hm^3 respectivamente. Las figuras 11-13 muestran los resultados obtenidos de escorrentía, infiltración y caudales simulados.

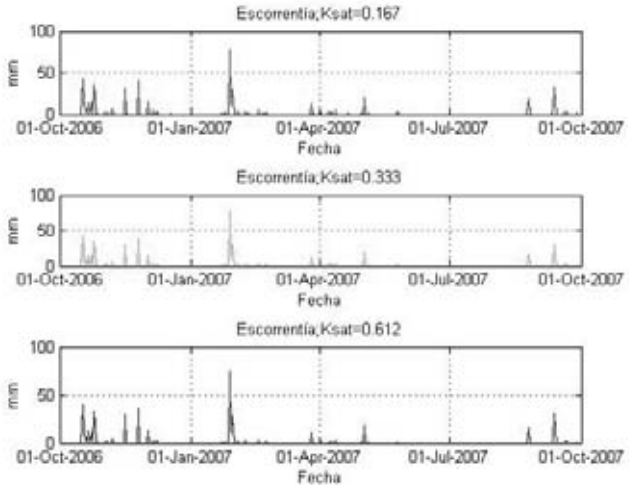


Figura 11. Escorrentía calculada, obteniéndose en cada caso 469.7, 439.9 y 403.7 mm.

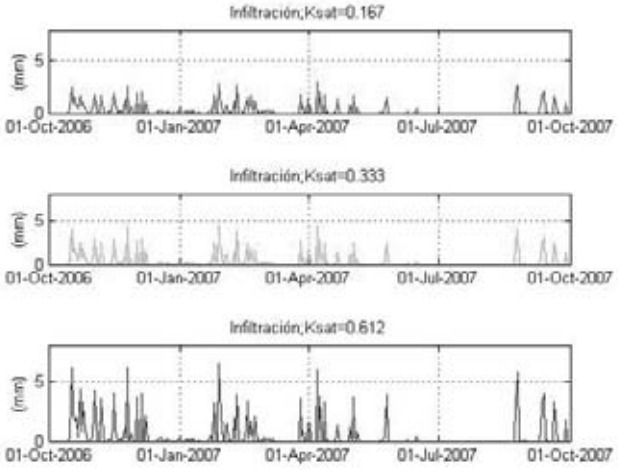


Figura 12. Infiltración calculada, obteniéndose en cada caso 83.4, 113.2 y 149.4mm.

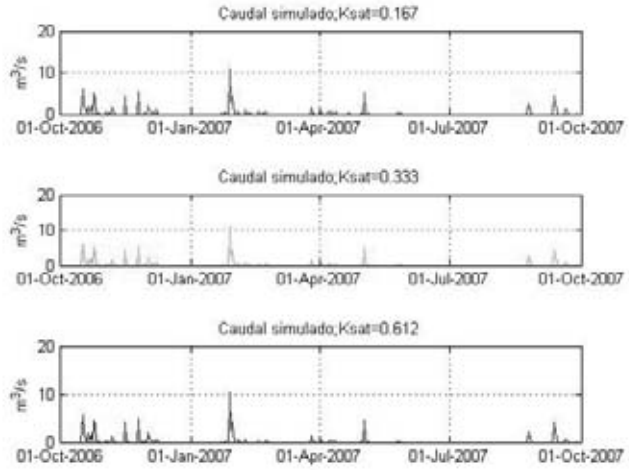


Figura 13. Caudal simulado.

CONCLUSIONES

La información procedente de sensores remotos es muy útil acoplada a modelos hidrodinámicos que propagan la onda de marea a la marisma. Con las correlaciones realizadas de las distintas clases del suelo con variables topográficas, se ha determinado que la variación de suelo húmedo es más significativa en zonas de menores cotas, pendientes y distancias al cauce. El modelo 1D de flujo de agua ha funcionado correctamente para pendiente adversa y se ha conseguido estimar la longitud máxima a la que llega la onda de marea, la aportación por subida de marea en cada ciclo y la variación de la zona inundada ante variaciones de la topografía. Mediante el modelo hidrológico WimMed, ante la falta de medidas experimentales, se ha obtenido un orden de magnitud de las aportaciones anuales a la zona de estudio. En definitiva, se ha puesto a punto los modelos hidráulico e hidrológico que combinan aportes de agua terrestre y marina, lo que permitirá calibrar definitivamente ambos tras las tareas de restauración con las medidas de las variables monitorizadas durante el periodo de seguimiento y evaluación.

REFERENCIAS

Losada, M.A. (Coord.) 2005. Estudio del Potencial de Recuperación de las marismas de San Pedro. Informe técnico.

Nofuentes, M. 2007. Transporte de solutos en el flujo de agua en riego por surcos. Tesis Doctoral. Dpto. Agronomía, Universidad de Córdoba.

Regodón, J. 2008. Evolución de la cobertura vegetal en las marismas del río San Pedro (Cádiz). Trabajo Profesional Fin de Carrera (Ing. de Montes). Universidad de Córdoba.

Herrero, J., Millares, A., Aguilar, C., Ávila, A., Díaz, A., Moñino, A., Polo, M.J. y Losada, M.A. 2008. Manual teórico del modelo WIM-Med (Waterdshed Integrated Management) Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales-Sección de Ríos y Embalses. Universidad de Granada. http://www.cuencaguadalfeo.com/archivos/WiMMed-1.0 Base-Teórica.pdf

ESTIMACIÓN DE APORTES TERRESTRES A LA LAGUNA DEL MAR MENOR Y PROPUESTA PARA SU MONITORIZACIÓN

M. Egüen, M. Nofuentes, M.J. Polo

Grupo de Hidrología e Hidráulica Agrícola, Universidad de Córdoba. Campus de Rabanales, Edif. Leonardo da Vinci, Área de Ingeniería Hidráulica, 14071-Córdoba. e-mail: o92egsam@uco.es

INTRODUCCIÓN

La evolución a gran escala de la contaminación en sistemas acuáticos litorales como consecuencia de la interacción de forzamientos atmosféricos y actividades humanas requiere disponer de un modelo simple de evolución de la calidad del agua en sistemas acuáticos poco profundos, que permita analizar la sensibilidad del sistema a las diferentes cargas estimadas, como un primer paso y aproximación, para diferentes escalas temporales: mensual, anual e hiperanual, para poder analizar la eficacia de diferentes estrategias de gestión y recuperación a dichas escalas temporales, especialmente en entornos mediterráneos, donde a la variabilidad intrínseca de este clima y su componente torrencial se unen condiciones de aportes de sustancias desde tierra, induciendo una elevada presión sobre los ecosistemas acuáticos, agravada en aquellas zonas con aglomeración urbana estival y con un uso principalmente agrícola del suelo. Estos factores son el desencadenante de graves problemas de eutrofización y demás cambios asociados en este tipo de sistemas superficiales como es el crecimiento desmesurado de algas, medusas y otros organismos. La dinámica marina junto con la dinámica de los aportes fluviales y la calidad de las aguas determina la evolución del estado de esos ecosistemas acuáticos, su desequilibrio, especialmente en sistemas semiconfinados como las lagunas litorales, por sus mayores tiempos de residencia. Un ejemplo de sistema litoral sometido a este tipo de presión es la laguna del Mar Menor, situada en el Mar Mediterráneo, y que se encuentra parcialmente cerrada hacia el mar, comunicándose con éste mediante un sistema de golas. Esta laguna ha sufrido a lo largo de su historia un proceso de transformación, debido principalmente a la intervención humana, que ha ido modificando sus características

físicas y naturales, como consecuencia del desarrollo urbanístico y de la agricultura intensiva. La mayor parte de las entradas de nutrientes al Mar Menor se realiza a través de la Rambla de El Albujón, y son estas cargas las principales responsables de los cambios en la transparencia del agua de la laguna y demás condiciones que han favorecido la paulatina eutrofización.

Esta situación que está sufriendo el Mar Menor, ha llevado al Ministerio de Medio Ambiente a elaborar un plan director de la zona para el cual se encargaron una serie de estudios previos en el que se enmarca un trabajo realizado con anterioridad (Egüen, 2008), dentro del Convenio de Colaboración entre la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente y la Universidades de Granada y Córdoba, y el ICMAN (CSIC) en Cádiz para la realización de un *"Estudio de la dinámica de circulación en la Manga del Mar Menor"*, desarrollado durante 2007.

Modelado hidrológico y de calidad de las aguas

Para poder establecer la evolución y reversibilidad en la calidad de las aguas superficiales, es necesario además de caracterizar bien los aportes, disponer de un modelo del sistema que permita cuantificar la evolución de la concentración de las sustancias involucradas de forma global a medio y largo plazo (escala mensual, estacional, anual e hiperanual) para poder analizar la eficacia de diferentes estrategias de gestión y recuperación a dichas escalas temporales. Los modelos de calidad de aguas tienen por finalidad determinar las nuevas concentraciones de contaminantes del cuerpo de agua en cada punto y a lo largo del tiempo, cuando el estado primitivo es conocido, apoyándose en ecuaciones matemáticas basadas en la conservación de la masa y/o energía. Tienen gran utilidad como herramienta de planificación, ayudando a establecer los parámetros de calidad que deben cumplir las emisiones, así como herramienta predictiva, evaluando el impacto de decisiones en la cuenca o predicción de la evolución de la calidad bajo diferentes escenarios de desarrollo y control.

OBJETIVOS

El objetivo general se puede dividir en los siguientes objetivos específicos:

- Modelar las funciones de carga de las distintas fuentes de contaminación hacia la laguna del Mar Menor a través de la Rambla de El Albujón, y calibrar los parámetros de forma de dichas cargas.
- Una vez obtenidas las funciones de carga, modelar la evolución de la concentración de dichos nutrientes a lo largo del tiempo en un volumen de control en el Mar Menor localizado en la desembocadura de la rambla, considerando condiciones de mezcla completa.
- Realizar un análisis de las distintas respuestas de la concentración ante variaciones en las condiciones de caudal circulante y variaciones de la constante cinética de la reacción que sufre cada sustancia.

Los resultados obtenidos permitirán evaluar la adecuación de estos dos puntos como localización de un futuro sistema de monitorización para la caracterización y control de las fuentes de vertido y cargas efectuadas a la laguna a través de dicha Rambla.

METODOLOGÍA

Descripción zona de estudio

El Mar Menor es una laguna costera de agua salada situada al sureste de la Península Ibérica, en la Región de Murcia (figura 1). El principal uso del suelo es la agricultura, ocupando más del 71 % de la superficie. En cuanto a caracterización hidrológica, los aportes de agua a la laguna se reducen a los de unas cuantas ramblas de cursos secos durante la mayor parte del año, que ante un evento de lluvia pueden evacuar elevados caudales durante breves intervalos de tiempo en forma de riadas. La Rambla del Albujón constituye una excepción aportando caudal durante todo el año. Es el principal cauce colector del Campo de Cartagena, drena un área de casi 800 km^2. El clima de la zona es seco y cálido con dominio de mediterráneo subdesértico. La laguna tiene una superficie de unos 135 km2. Embalsa un volumen de 610 hm^3. Su profundidad máxima es de 6,8 m y su profundidad media es de 4m. La ribera interna tiene un gran valor ecológico corroborado por varias figuras de protección.

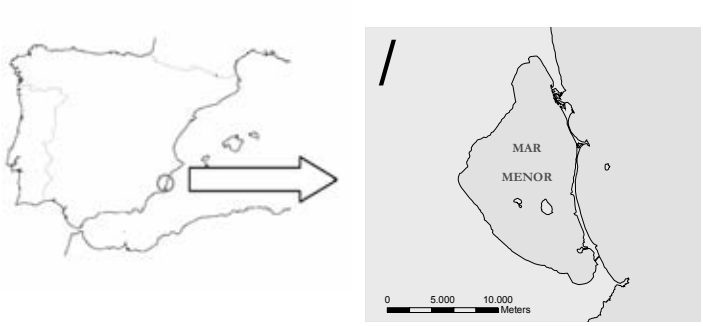


Figura 1. Localización del Mar Menor en la Península Ibérica

Planteamiento del modelo

El modelo de calidad se ha aplicado a un volumen de control situado en la laguna en la zona en la que desemboca la rambla de El Albujón. En este volumen de control se va a considerar que existen condiciones de mezcla completa de las sustancias que llegan hasta él. En el borde interior de la laguna existe una corriente lateral en el sentido que se indica en la figura 2. Esta circulación va a suponer una entrada y una salida de caudal en el volumen de control, así como de sustancias disueltas en dicho caudal. Por otro lado, en el volumen de control va a haber una entrada de sustancias a través de la descarga de la rambla, procedente de las distintas fuentes de contaminación. El esquema de la figura 2 indica las entradas y salidas de una determinada sustancia en el sistema. Modelando la evolución de la concentración en este volumen de control, y usando este punto como control se tendría un registro de aportes terrestres y su evolución en cuanto a situaciones umbrales o limitantes.

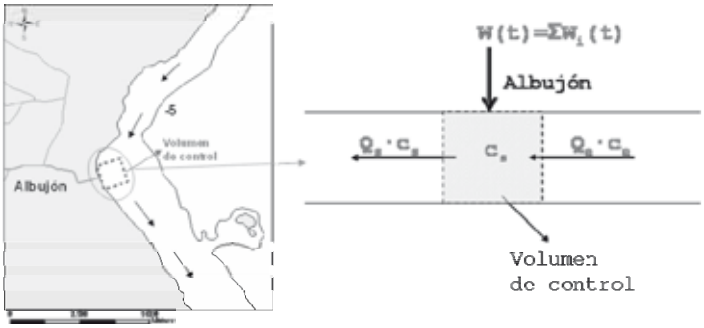


Figura 2. Patrón de circulación del agua en el borde interior de la laguna del Mar Menor y esquema del volumen de control en la desembocadura de la rambla de El Albujón.

Se tomó un volumen de control, de $2 \cdot 10^4$ m^3, (superficie de 100x100 m^2 y profundidad media de 2 m). El caudal de entrada se puede calcular según la superficie de la sección transversal y la velocidad de la corriente, que se ha tomado de 0,1 m s^{-1} de valor medio, según datos medidos. Por lo tanto el caudal de entrada es de 20 m^3 s^{-1}.

Se va a despreciar la concentración asociada a este caudal de entrada. De la misma manera se considera despreciable el caudal de entrada desde la Rambla, en comparación con el caudal de entrada de la corriente lateral, por lo tanto se considera que la sustancia entra en el sistema como una carga no asociada a flujo de agua.

Las condiciones de mezcla completa son las más simples que se pueden encontrar en una masa de agua: supone una distribución uniforme e instantánea de la sustancia en el sistema, por tanto es válido para sistemas en que la mezcla se produce en intervalos de tiempo suficientemente pequeños, o en los que los gradientes espaciales de concentración son insignificantes. Los modelos de mezcla completa nos permiten combinar distintas entradas al sistema, evaluar alternativas y predecir el comportamiento a largo plazo de los sistemas. A partir de la ecuación de balance de masa de la sustancia en estudio, y del balance de agua se obtiene la expresión que describe la evolución de la concentración con el tiempo de una sustancia en un sistema de mezcla completo (Chapra, 1997):

$$\frac{dc}{dt} + \lambda(t)c = \frac{W(t)}{V(t)} \quad \text{, donde} \quad \lambda(t) = \left(\frac{Q_E(t)}{V(t)} + \frac{\upsilon_{sed}}{H(t)} + k \right)$$

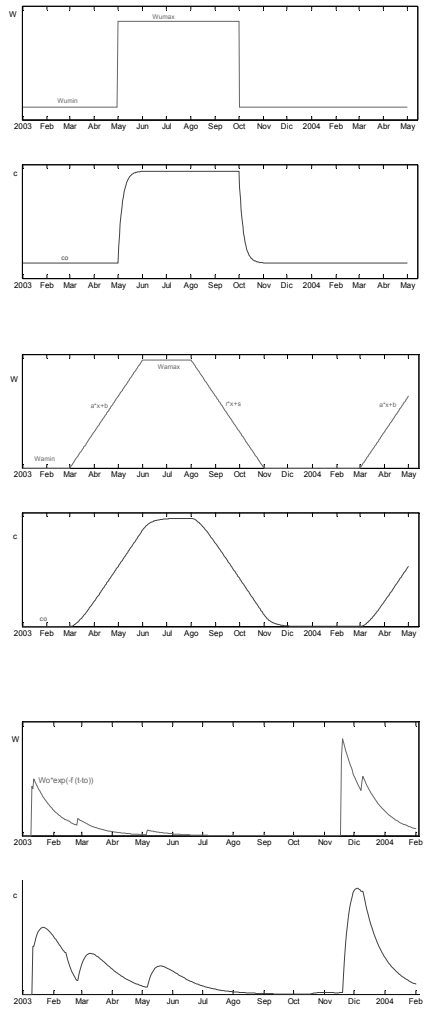
donde *c* es la concentración de la sustancia en estudio, *W* es la carga de la sustancia no asociada a flujos de agua, Q_E es el caudal de entrada de agua al sistema, *V* es el volumen de agua contenido en el mismo, u_{sed} es la velocidad media de sedimentación de las partículas sólidas en el sistema, *H* es la profundidad media del sistema y k es la constante cinética de la reacción sufrida por la sustancia.

La evolución de la concentración en un sistema depende de su función de carga, que puede ser muy variada en función de la escala temporal del estudio: discreta o continua; errática o presentar cierta tendencia; o puede ser variable. Es posible describir una función de carga errática a partir de la combinación de funciones más sencillas. En este caso, tras analizar la situación existente en la zona se ha podido diferenciar tres tipos de fuentes de entrada de nutrientes y otros solutos al sistema de la laguna:

- Cargas asociadas a vertidos urbanos: va a depender directamente del número de habitantes. La función de carga va a ser una función de carga constante, con distinto valor según la época del año.

- Cargas de origen agrícola: las cargas de origen agrícola se refieren a las asociadas al agua de riego, que se aplica en mayor medida en la época de verano, al ser el periodo de mayor necesidad hídrica de los cultivos.
- Cargas asociadas a la escorrentía superficial: producida como consecuencia de episodios de precipitación. La función de carga va a responder a episodios de escorrentía, con una función exponencial negativa.

A continuación se describen las distintas funciones de carga, para cada uno de estos tres tipos de fuentes, así como las expresiones de la evolución de la concentración para cada uno de estos tipos de carga.



$$c_0 = \frac{Wu_{\min}}{\lambda V}$$

$$c(t) = \begin{cases} c_0 & t<t_1 \\ c_0 e^{-\lambda(t-t_1)} + \frac{Wu_{\max}}{\lambda V}\left[1-e^{-\lambda(t-t_1)}\right] & t_1 \le t \le t_2 \\ \frac{Wu_{\max}}{\lambda V} e^{-\lambda(t-t_2)} + c_0\left[1-e^{-\lambda(t-t_2)}\right] & t>t_2 \end{cases}$$

$$c_0 = \frac{Wa_{\min}}{\lambda V}$$

$$c(t) = \begin{cases} c_0 & t \le t_1 \\ \frac{a}{\lambda^2 V}\left[e^{-\lambda(t-t_1)} - 1 + \lambda(t-t_1)\right] & t_1 < t \le t_2 \\ c_{t_2} e^{-\lambda(t-t_2)} + \frac{W_{\max}}{\lambda V}\left[1-e^{-\lambda(t-t_2)}\right] & t_2 < t \le t_3 \\ c_{t_3} e^{-\lambda(t-t_3)} + \frac{W_{\max}}{\lambda V}\left[1-e^{-\lambda(t-t_3)}\right] + \frac{r}{\lambda^2 V}\left[e^{-\lambda(t-t_3)} - 1 + \lambda(t-t_3)\right] & t_3 < t \le t_4 \\ c_{t_4} e^{-\lambda(t-t_4)} & t_4 < t \le t_5 \end{cases}$$

$$c(t) = \frac{W_0}{(\lambda-\beta)V}\left[e^{-\beta(t-t_0)} - e^{-\lambda(t-t_0)}\right]$$

Figura 4. Forma de las funciones y ecuaciones de la evolución temporal de la concentración con las cargas urbanas, agrícolas y asociadas a escorrentía

RESULTADOS

En cualquier proceso de calibración y validación de un modelo es necesario servirse de datos reales con los que poder comparar los resultados y ajustar los parámetros de la función. En este caso, al no existir ningún tipo de red de monitorización de la calidad del agua en la zona, se ha utilizado los datos recogidos en un estudio de García-Pintado (2007), en el que analizan las cargas de distintos nutrientes en la cuenca de la rambla de El Albujón, para el periodo de enero de 2003 a febrero de 2004, realizando muestreos quincenales. Se ha partido de las funciones de carga descritas antes y se ha ido ajustando los distintos parámetros de forma:

- *Cargas agrícolas:* se modifica los valores de Wa_{min} y $Wa_{máx}$.
- *Cargas urbanas:* se encontró un mejor ajuste aplicando una función de carga lineal (de forma similar a la de las cargas agrícolas). Los parámetros que se varían son Wu_{min} y $Wu_{máx}$
- *Cargas por escorrentía:* en este tipo de cargas se modifica el parámetro β, y la concentración de soluto en el agua de escorrentía.

A continuación se muestra los resultados de la calibración para distintas sustancias. Los parámetros de forma que han resultado de esta calibración son los que se muestran en la tabla 1. La figura 5 muestra la función de carga medida frente a la modelada, así como cada una de las componentes de la función de carga, en la que se puede observar la influencia de cada una de ellas a lo largo del año estudiado.

Para el volumen de control se ha calculado la evolución de la concentración de las distintas sustancias, a lo largo del tiempo, considerando que en el sistema se produce mezcla completa, utilizando las expresiones indicadas. En la figura 6 se muestra los resultados obtenidos para el caso del nitrato.

	Cargas urbanas		**Cargas agrícolas**		**Cargas por escorrentía**	
	Wu_{min} (kg día^{-1})	**Wu_{max} (kg día^{-1})**	**Wa_{min} (kg día^{-1})**	**Wa_{max} (kg día^{-1})**	**β (días^{-1})**	**c_{esc} (kg m^{3})**
NO_3^-	80	400	0	100	0.04	$6.5 \cdot 10^{-4}$
NO_2^-	1	1	0	2	0.02	$1 \cdot 10^{-5}$
NH_4^+	10	200	0	0	0.02	$1.5 \cdot 10^{-4}$
TP	40	120	0	10	0.08	$1.5 \cdot 10^{-4}$
SS	80	1200	0	0	0.04	$2.3 \cdot 10^{-3}$

Tabla 1. Parámetros de forma de las distintas funciones de carga de sólidos en suspensión tras la calibración, para cada una de las sustancias de estudio

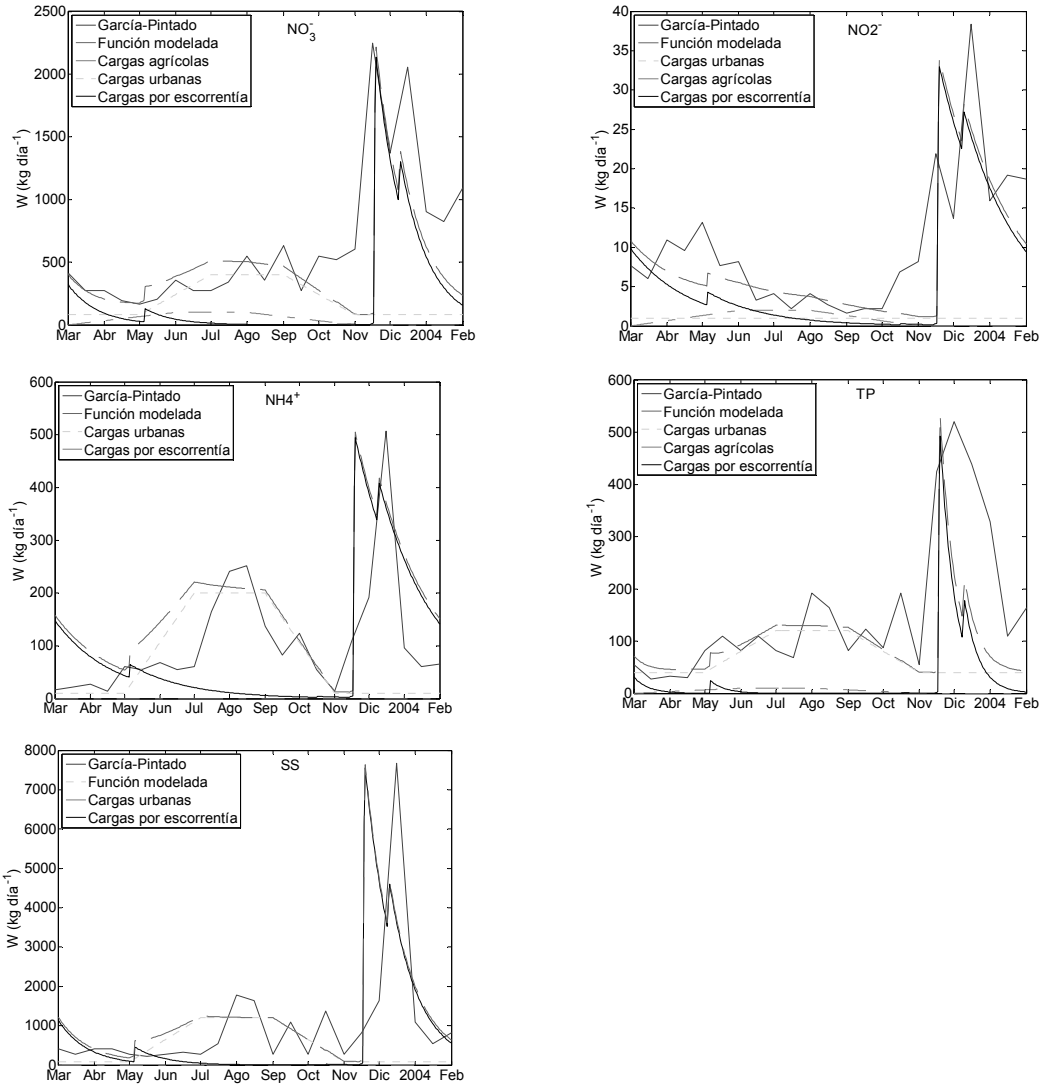


Figura 5. Función de carga medida, funciones de carga modeladas urbanas, agrícolas, por escorrentía y total, para cada una de las sustancias de estudio.

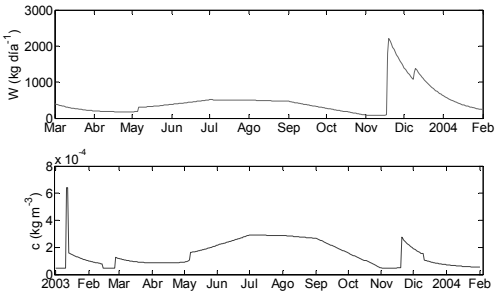


Figura 6. Función de carga de nitrato modelada y evolución de la concentración a lo largo del tiempo en el volumen de control.

Por otro lado, se ha analizado distintas respuestas del sistema en cuanto a concentración variando el caudal de entrada y el valor de la constante cinética de la reacción de la sustancia, *k*, obteniéndose los resultados que se muestran en las figuras 7 y 8. *k* es un parámetro que recoge aquellos procesos físicos, químicos y

biológicos que hacen que se produzca una reducción de la sustancia en el sistema, como puede ser reacciones químicas de transformación de la sustancia en otra (como por ejemplo, nitrificación); fenómenos de adsorción de la sustancia; asimilación por un organismo vivo, etc. Los valores de k dependen principalmente del tipo de proceso que ocurra, de la temperatura y del pH en menor medida.

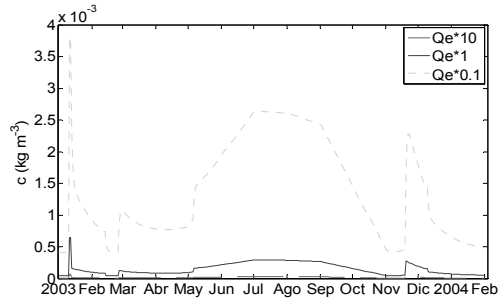


Figura 7. Respuesta de la evolución de la concentración ante variaciones del caudal.

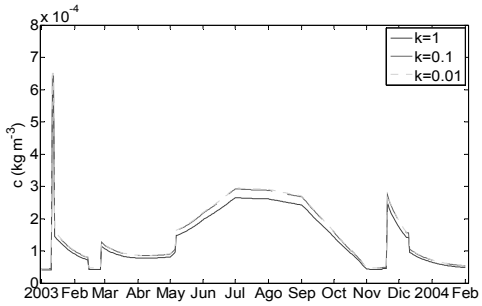


Figura 8. Respuesta de la evolución de la concentración ante variaciones de la constante cinética de la reacción.

Discusión

Como se puede observar se ha obtenido una aproximación de la función modelada con la observada mediante la calibración de los parámetros de forma de cada una de las funciones de las que se compone la carga total para los distintos casos. Se observa que las cargas de nitratos son las que presentan mayor influencia de la agricultura La influencia de las fuentes urbanas también es importante. En cuanto a cargas de nitritos, la agricultura muestra una clara influencia, mientras que la influencia de las fuentes urbanas es menor. En las cargas de amonio, destaca la influencia del aumento poblacional en la época estival, al igual que ocurre en las cargas de fósforo total. Los sólidos en suspensión no presentan influencia de la agricultura. Todas las sustancias presentan una variación temporal en respuesta a la precipitación en su función de carga. Hay que señalar que los resultados de este modelado son una primera aproximación a la función de carga de las distintas sustancias para el periodo dado, utilizando formas simplificadas de las funciones de carga, y realizando la calibración con datos calculados a partir de medidas realizadas por García-Pintado *et al.* (2007). A la escala estudiada, las medidas de concentración y caudal en la zona de la desembocadura de la rambla, tanto en la propia rambla como en la laguna, permitirían un primer control de la variación temporal de cargas y de la calidad en el sistema. La variación del caudal de entrada en el sistema (volumen de control) y de la constante cinética de la reacción, da un abanico de respuestas del sistema que muestra la utilidad de este primer cálculo simple.

CONCLUSIONES

El trabajo realizado ha permitido modelar la función de carga de un nutriente en el Mar Menor a través de la Rambla de El Albujón, que es el principal cauce aportador a la laguna, así como estimar la evolución de la concentración en un volumen de control en la propia laguna.

- A partir de funciones sencillas de carga, que tienen fácil solución analítica, se puede reproducir adecuadamente el comportamiento de un sistema acuático superficial, que presente una función de carga con evolución errática, mediante calibración de los parámetros de forma que definen a cada una de dichas funciones, a una escala temporal dada.
- El análisis de las funciones sencillas de carga permite profundizar en el conocimiento del funcionamiento del sistema: qué procesos intervienen en mayor medida y cómo influyen en la respuesta final.
- Los modelos de mezcla completa son una herramienta adecuada para modelar la evolución de la concentración de un sistema mediante combinación de funciones sencillas.

REFERENCIAS

Chapra, S.C. 1997. Surface Water-Quality Modelling. McGraw-Hill. Nueva York. 844pp.

Egüen, M. 2008. Trabajo Profesional Fin de Carrera. Caracterización de los aportes de agua y nutrientes en la Laguna del Mar Menor (Murcia). Universidad de Córdoba.

García-Pintado, J., Martínez-Mena, M., Barberá G.G., Albaladejo, J., Castillo, V.M. 2006. Anthropogenic nutrient sources and loads from a Mediterranean catchment into a coastal lagoon: Mar Menor, Spain. Science of the Total Environment, 373 (2007), 220-239.

Polo, M.J.; Egüen, M.; Nofuentes M.; Losada, M.A.; Baraza F. Modelo de gestión integral del Mar Menor (II): forzamiento atmosférico-terrestre del sistema. IX Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Donosita-San Sebastián 29-30 de mayo de 2007. Libro de Ponencias.Edit. AZTI-Tecnalia.

ESTUDIO DE LA RESPUESTA HIDRODINÁMICA EN SISTEMAS COSTEROS SEMI-CONFINADOS FORZADA POR UNA ONDA LARGA

S. Bastón, G. Díaz, M. Olabarrieta, P. Lomónaco, F.J. Méndez, R. Medina

1. Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria 'IH Cantabria'. Avda. Los Castros s/n Santander, Cantabria.
2. U.S. Geological Survey, Woods Hole Coastal and Marine Science Center 384 Woods Hole Road, Woods Hole, MA 02543 508-457-2308 ph

INTRODUCCIÓN

Los estuarios son sistemas costeros muy productivos y con unas características morfológicas que el hombre ha sabido aprovechar desde la antigüedad. La actividad humana ha estado muy ligada a estos sistemas por múltiples razones: porque ofrecen abrigo a las embarcaciones, porque son una fuente de riqueza (recursos pesqueros y minerales), y por su valor como reservorio de agua, etc.

Hay una gran variedad de tipos de estuarios. Su origen y comportamiento dependen de la combinación de múltiples factores (litológicos, hidrodinámicos, etc.). Este trabajo se centra en aquellos sistemas estuarinos cuya comunicación con el mar se encuentra limitada, bien por causas naturales o artificiales. Por tanto dentro de la definición de sistema costero semi-confinado, se pueden catalogar tanto lagunas costeras como dársenas portuarias.

El comportamiento hidrodinámico de un estuario depende principalmente de la existencia de una onda larga que se propague por su interior. En términos generales la onda larga a la que nos referimos corresponde a la onda de marea astronómica, no obstante estos sistemas pueden verse afectados por otro tipo de ondas largas como puede ser una onda de tsunami u ondas largas asociadas a perturbaciones atmosféricas.

Con base a la Directiva Europea relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación (2007/60/CE), tanto en España como en los demás países miembros de la Unión Europea, se hace necesario el desarrollo de herramientas sencillas para conocer cuales son las áreas con un riesgo potencial de inundación significativo, es decir, aquellas zonas que tienen una alta probabilidad de ser inundadas. Para ello, es necesario disponer de modelos numéricos que permitan predecir cuál será el nivel en cada uno de los estuarios para diferentes escenarios.

Tradicionalmente para estudiar numéricamente la hidrodinámica de los estuarios se utilizan modelos matemáticos avanzados (2D o 3D), que en ocasiones pueden presentar problemas de optimización en sus dominios numéricos, especialmente a la hora de gestionar sistemas estuarinos cuya comunicación con el mar discurre a través de canales muy angostos, lo cual se traduce en la necesidad de diseñar mallas numéricas muy densas y poco eficientes desde el punto de vista computacional.

Por ello, los cuerpos de agua semi-confinados se pueden estudiar utilizando modelos numéricos agregados, siempre y cuando se cumplan ciertas hipótesis geométricas que se encargan de relacionar la longitud de la onda larga incidente y la longitud del estuario (longitud del estuario << longitud de la onda larga), y la amplitud de la onda larga con respecto al la profundidad media del estuario (asumiendo que la onda no toca el fondo).

Los modelos agregados (también llamados modelos de cajas) han sido ampliamente utilizados para estudiar la hidrodinámica en estuarios (Hoguane *et al.*, (1999); Herman (2006)), así como para conocer los flujos de variables conservativas por ejemplo, la salinidad (Pritchard, (1960), Braunschweig *et al.*, (2003)).

El modelo hidrodinámico agregado desarrollado en este trabajo se ha concebido como una herramienta de gran aplicabilidad en la gestión de zonas húmedas, debido a que aporta información sobre el nivel y la velocidad del flujo en las mismas, incluye un módulo de transporte con el que se obtiene la evolución temporal de la salinidad, y permite añadir fácilmente (a través de ecuaciones diferenciales ordinarias), el comportamiento de cualquier otra sustancia conservativa de interés (clorofila, metales pesados, etc.).

Se presenta por lo tanto, una herramienta sencilla, rápida y útil cuyos resultados pueden aportar información de apoyo a una gran variedad de estudios de sistemas costeros, por ejemplo: evaluar el riesgo de inundación, restauración de zonas de marisma, gestión de humedales, etc.

La estructura del articulo es la siguiente: en primer lugar se presenta una descripción del modelo numérico, a continuación el proceso de validación del mismo que se ha realizado con los datos obtenidos del ensayo de laboratorio diseñado específicamente para ese fin y, finalmente la aplicación a un caso real que es el estudio hidrodinámico del estuario de Oyambre, Cantabria.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Como se ha comentado anteriormente, el modelo numérico agregado que se presenta se compone de un módulo hidrodinámico y un módulo de transporte. El primero resuelve las variaciones de nivel y los caudales de entrada y salida del sistema, y el módulo de transporte la evolución temporal de la salinidad.

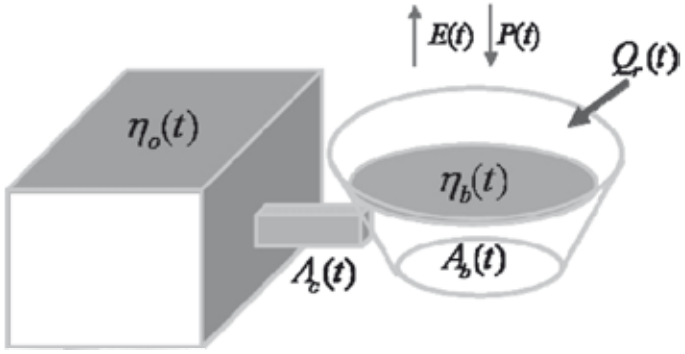


Figura 1: Esquema conceptual del modelo de cajas que se presenta

Este modelo es una herramienta sencilla y de fácil manejo con la que se puede conocer cual es la respuesta de una onda larga en el interior de un sistema que se comunica con el mar a través de un paso angosto (lagunas costeras, zonas interiores de marismas, dársenas portuarias, etc.), teniendo en cuenta la dinámica fluvial (Q_r) y el balance hídrico con la atmósfera, precipitación y evaporación (P y E). (Figura 1).

Las ecuaciones que resuelve el módulo hidrodinámico son las de conservación del momento (1) y conservación de la masa (2) para fluidos incompresibles (Bruun,

(1978)). La resolución simultánea de estas ecuaciones permite conocer el nivel y la velocidad en el interior de una bahía, si conocemos el elemento forzador y la geometría del sistema.

$$\frac{\partial \overline{u}}{\partial t} = \frac{g}{L}\left(\eta_o - \eta - F\frac{\overline{u}\left|\overline{u}\right|}{2g} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{A_c}{A_b}u + \frac{1}{A_b}Q_r + \left(P - E\right) \quad (2)$$

donde $\overline{u}$ es la velocidad del flujo, η_o el nivel del mar (elemento forzador), el nivel en la bahía, L la longitud del canal, g la constante de aceleración de la gravedad y *F* corresponde al factor de fricción que afecta directamente a la velocidad del flujo en el canal; $F = K_{ent} + K_{sal} + \frac{fL}{4h}$, en la que h es el calado del canal y f es la constante de Darcy-Weisbach, que puede expresarse en función del coeficiente de Chezy como sigue, $f = 8g/C^2$.

La ecuación que se resuelve para conocer la evolución temporal de la salinidad es:

$$\frac{d(SV)}{dt} = A_c\left(\frac{u - |u|}{2}S + \frac{u + |u|}{2}S_o \right) \quad (3)$$

Los *inputs* del modelo son el forzamiento en el exterior ($\eta_o(t)$) y los aportes dulce-acuícolas, que se pueden introducir mediante una expresión matemática o bien por fichero, y las características geométricas del sistema, que se definen mediante la ley de área de inundación de la bahía ($A_b(t)$) y las dimensiones del paso de agua, que en el caso de un canal son la longitud (L), la ley de área de inundación ($A_c(t)$), la profundidad media (h) y la cota que limita el paso de agua (z).

El parámetro de calibración del modelo es K, que representa la perdida de carga localizada a la entrada y a la salida del paso de agua ($K = K_{entr} + K_{sal}$).

En la figura 1 se presenta un esquema conceptual del modelo. Pero la realidad es que en muchas ocasiones, la geometría del cuerpo de agua difiere de este esquema de

una bahía comunicada con el mar exterior por un estrecho canal. En la naturaleza nos encontramos con sistemas costeros con geometrías mas complejas, como pueden ser dos o más bahías conectadas en serie o sistemas 'ramificados', que son aquellos formados por una bahía principal a la que están unidas dos o más bahías. También hay zonas estuarinas comunicadas con las zonas adyacentes a través de tuberías o compuertas (Figura 2).

Figura 2: Ejemplos de sistemas en los que los cuerpos de agua están semi-confinados. 1.- Avoca Lake (Australia). 2.-Marismas de Santoña (Cantabria). 3- Marismas de Noja (Cantabria). 4.- Empuriabrava (Girona).

Por lo tanto, ha sido necesario implementar las ecuaciones para resolver la hidrodinámica en una gran variedad de sistemas, desde los formados por cuerpos de agua conectados en serie y los 'ramificados', hasta aquellos con un mayor grado de antropización en los que la comunicación de los cuerpos de agua se realiza a través de una tubería.

VALIDACIÓN DEL MODELO

Para validar el modelo numérico se ha realizado un ensayo en el tanque de oleaje del laboratorio del Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria", de la Universidad de Cantabria. El objetivo del mismo era medir la respuesta en el interior de la estructura ante la penetración de una onda larga, y comprobar la virtud del modelo numérico para reproducir esos resultados.

Para ello se construyó un modelo físico que se compone de 3 bahías interconectadas en serie. Las dimensiones del tanque son: 28.4 m de longitud, 8.6 m de anchura y 1.2 m de altura; las dimensiones de las bahías 1 y 2 eran 1.5 m x 1.5 m y de 1.5 m x 1.25 m para la bahía 3. La profundidad de la columna de agua era de 15 cm y las anchuras de la bocana de 21.5, 11.5 y 5.5 cm respectivamente.

Las bahías fueron construidas en el centro del tanque sobre una plataforma horizontal, la cual simulaba un fondo de profundidad constante, precedida de una pendiente a modo de plataforma continental. De este modo, se representaban los efectos de asomeramiento de la onda larga al propagarse hacia aguas someras, que es donde se ha dispuesto la estructura del ensayo. (Figura 3).

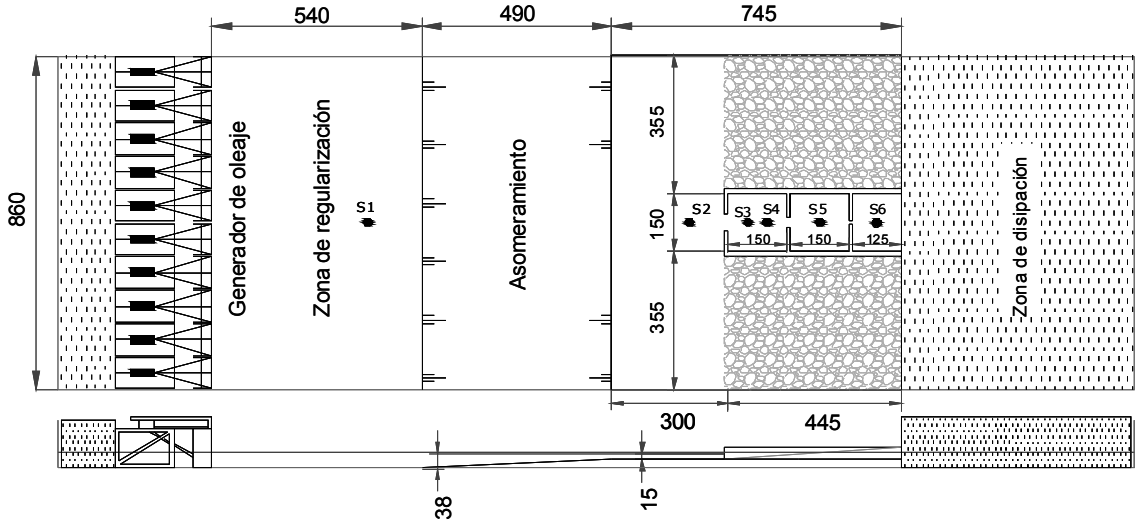


Figura 3: Esquema descriptivo del tanque y de la configuración geométrica del ensayo. Medidas en cm.

Dos ondas largas fueron generadas como forzamientos: una onda larga de 20 s de periodo con una altura de 0.05 m, y una onda solitaria de 0.02 m de altura.

Las oscilaciones de la superficie libre se registraron con sensores de nivel tipo resistivos previamente calibrados. El primer sensor fue colocado a 1 m de distancia de la bocana para conocer la onda en el exterior de sistema (forzamiento), los siguientes dos en la bahía 1 y el cuarto y quinto en cada una de las bahías 2 y 3 respectivamente.

Los resultados obtenidos (Figura 4) muestran la comparación entre los niveles obtenidos en el modelo físico y con el modelo agregado, observándose grandes similitudes entre ambos, lo cual demuestra que el presente modelo es una herramienta

eficaz para estudiar no solo la respuesta de la onda de marea sino que también es capaz de modelar el comportamiento de todo tipo de onda larga, incluyendo las que se generan por forzamientos impulsivos como puede ser una onda solitaria. De modo que puede ser útil para conocer, en primera aproximación, cual será el efecto de un tsunami que alcance un sistema costero (Bastón, 2009).

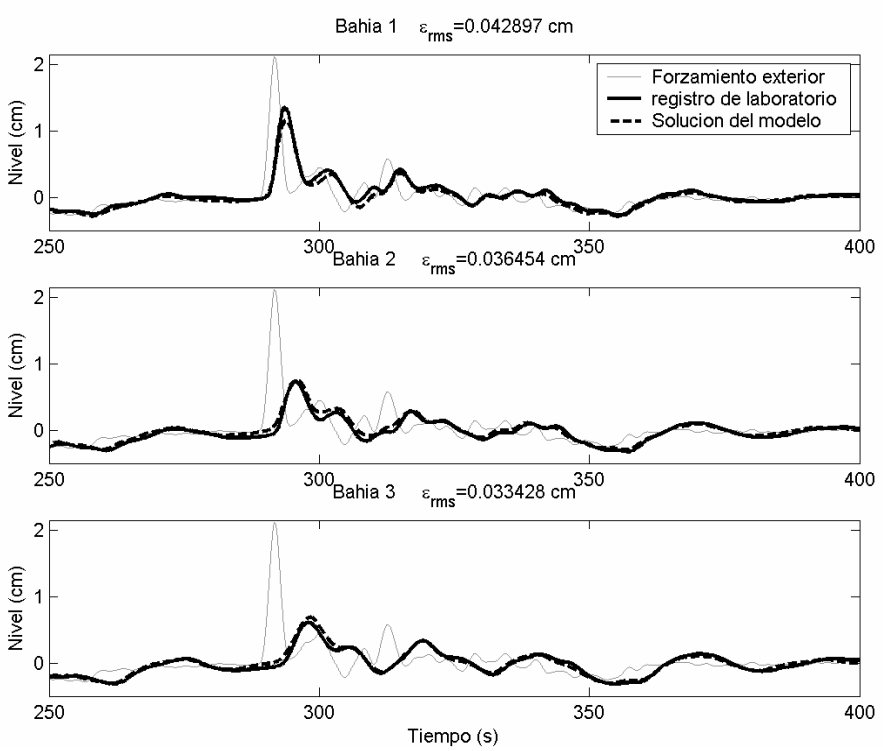


Figura 4. Comparación de los niveles registrados con la solución del modelo y los datos medidos en el laboratorio, para el caso de la propagación de una onda solitaria

CASO DE APLICACIÓN

En el apartado anterior se ha comprobado que el modelo es una herramienta capaz de reproducir adecuadamente los resultados medidos en el laboratorio, a continuación se presenta un caso de aplicación en prototipo, obtenidos en el marco del proyecto de restauración de las marismas del estuario de Oyambre (Cantabria).

El objetivo de dicho proyecto es conocer cual debía ser la acción mínima a realizar sobre los pasos de agua, para devolver al estuario las condiciones hidrodinámicas que de forma natural le corresponden, es decir, que tenía previamente a la construcción de los diques. Para ello se ha calibrado el modelo y se procedió a estudiar cual era la geometría que proporcionaba el régimen de inundación solicitado.

La calibración del modelo se ha realizado con base a la “Asistencia técnica al estudio hidrodinámico del proyecto de recuperación y restauración ambiental de las marismas de Zapedo y Capitán, del parque Natural de Oyambre” realizada por la Fundación Leonardo Torres Quevedo (F.L.T.Q., 2000), en la que se llevó a cabo una campaña de campo.

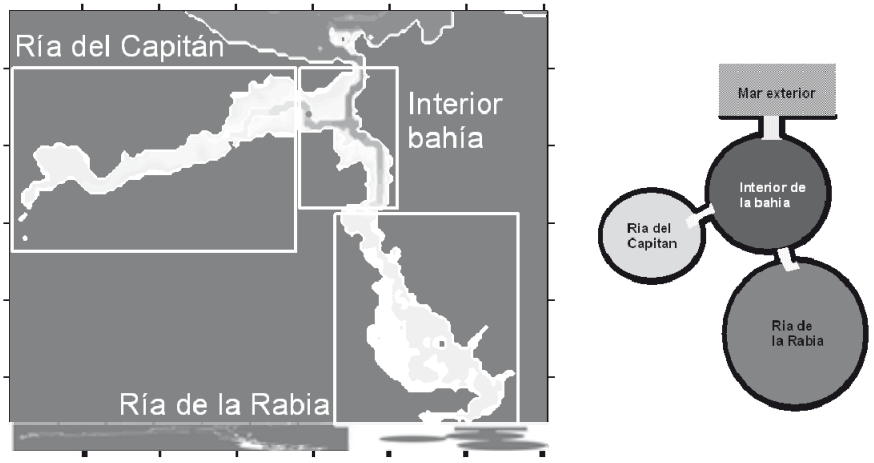


Figura 5. Descripción del estuario de Oyambre (Cantabria) y esquema conceptual de aplicación del modelo

El estuario de Oyambre, debido a sus características geométricas, puede modelizarse como un sistema de 3 bahías interconectadas por pequeños canales y separadas del mar exterior por una bocana (Figura 5), donde se puede ver como el mar entra al interior de la bahía a través de un canal y desde este compartimento el flujo se desplaza hacia dos nuevas unidades, la Ría de Capitán y la Ría de la Rabia, ambas separadas del Interior de la Bahía por un represamiento en el que se localizan unos pasos de agua angostos.

La desembocadura del estuario es un canal de 56 m de ancho y 600 m de longitud. La Ria de Capitán esta comunicada por dos caños que tienen un ancho total aproximado de 6 metros y la solera está situada a la cota +0.5 m respecto del nivel medio del mar en Alicante (NMMA). En la Ría de La Rabia hay dos compuertas con un ancho total de 9.5 m y a la cota de +1.15 m (NMMA).

En la campaña de campo se colocaron cuatro equipos de medida de presión, uno en el Mar Exterior (en el extremo mar adentro del dique de San Vicente de la Barquera), y uno en cada una de las unidades de las que se compone el sistema. Los registros de nivel obtenidos son los que se han utilizado para calibrar el modelo. Para ello, se han introducido al modelo numérico las leyes de áreas de cada uno de los compartimentos

y de los pasos de agua del sistema, así como la expresión matemática que simula la onda de marea en el exterior del mismo.

Con estos datos, se procede a resolver las ecuaciones diferenciales del modelo variando el valor del parámetro K (pérdida de carga localizada), hasta encontrar aquel que consiga que la diferencia entre los datos medidos y el resultado del modelo sea mínima. El valor del parámetro de Chezy que se ha utilizado en este caso es $C = 45$ m$^{1/2}$/s, que es el típico para los estuarios del norte de España. Como se trata de tres cuerpos de agua, hay que obtener tres valores de K, porque la pérdida de carga localizada depende de la geometría de cada paso de agua.

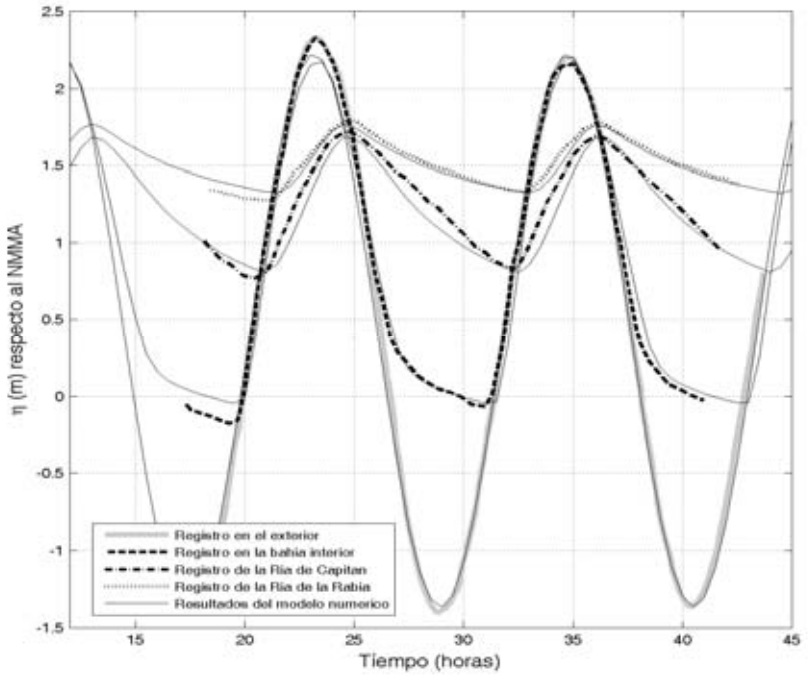


Figura 6: Comparación de los resultados del modelo con los datos medidos

Los valores que consiguen el mejor ajuste son $K_{binterior}$=1, $K_{capitan}$=1, K_{rabia}=0.6. En la Figura 6 se muestran los resultados obtenidos. Como se puede comprobar, el modelo agregado reproduce adecuadamente los niveles alcanzados en las diferentes bahías, encontrándose las mayores diferencias entre la solución del modelo y el registro medido en la ria de Capitán. Sin embargo, el modelo reproduce con éxito la respuesta en cada uno de los compartimentos del estuario, tanto en la forma (generación de armónicos, reducción de la amplitud y desfase respecto al mar exterior) como en la variación del nivel medio.

Se puede afirmar que el presente modelo agregado es perfectamente relocalizable en cualquier sistema estuarino, aplicado como una herramienta de predicción con la que

poder realizar análisis de sensibilidad de los parámetros de interés y por tanto, útil en proyectos de restauración y gestión de zonas húmedas en general, teniendo siempre presente el cumplimiento de un adecuado protocolo de calibración previo del modelo.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una herramienta rápida y de fácil manejo, así como versátil, por tener un amplio ámbito de aplicación. Es adecuada para proyectos de restauración de marismas, modelando la respuesta de la onda de marea en el sistema y el efecto de los posibles aportes dulce-acuícolas. El modelo cumple la definición propuesta en la normativa europea para estudios de inundabilidad, con la gran ventaja de que es capaz de reproducir la respuesta producida por la penetración de ondas largas, incluyendo aquellas generadas por movimientos impulsivos, como por ejemplo una onda de tsunami.

REFERENCIAS

Baston, S., Olabarrieta, M., Lomonaco, P., Mendez, F.J., Medina, R. 2009. Propagación de una onda solitaria en cuerpos de agua semi-confinados. Aceptado en Ingeniería del Agua.

Braunschweig, F., Martins, F., Chambel, P., Neves R. 2003. A methodology to estimate renewal time scales in estuaries: the Tagus Estuary case. Ocean Dyn. 53 (3), pp. 137–145.

Bruun, P., Mehta, A.J., Jonsson, I.G. 1978. Stability of Tidal Inlets: Theory and Engineering. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam. The Netherlands.

F.L.T.Q., 2000 Asistencia técnica al estudio hidrodinámico del proyecto de recuperación y restauración ambiental de las marismas de Zapedo y Capitán, del parque Natural de Oyambre.

Herman, A. 2006. Numerical modelling of water transport processes in partially-connected tidal basins. Coastal Engineering, 54, (4), 279-376.

Hoguane, A.M., Hill, A.E., Simpson, J.H., Bowers, D.G. 1999. Diurnal and tidal variation of temperature and salinity in the Ponta Rasa mangrove swamp Mozambique. Estuarine, Coastal and Shelf Science 49, pp. 251–264.

Pritchard, D.W. 1960. Salt-balance and exchange rate for the Chincoteague Bay, Chesapeake. Science 1, pp. 48–57.

INDICADORES ECOLÓGICOS EN CONFORMACIONES LITORALES VOLCÁNICAS CANARIAS SOMETIDAS A CLIMAS MARÍTIMOS SEVEROS: COSTA DEL PARQUE NACIONAL DE TIMANFAYA - ISLA DE LANZAROTE

T. Cruz[1], A. R. Gimeno[2]

1 Biólogo Marino y Asesor Ambiental. c/Alemania, 16-1ºizq (Edificio Gaviota), 38612-El Médano, Santa Cruz de Tenerife. tomascruzsimo@hotmail.com
2 Jefe de Área de Planificación. Viceconsejería de Infraestructuras y Planificación. Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias. Av. Anaga, 35 –Planta 10, 38070-Santa Cruz de Tenerife. agimher@gobiernodecanarias.org

INTRODUCCIÓN

La isla de Lanzarote es -con la de Fuerteventura-, la más antigua geológicamente de las islas que constituyen el Archipiélago canario. Sin embargo, parte de su costa occidental aumentó debido a erupciones volcánicas en épocas históricas (entre 1730-36) con una serie de coladas basálticas que ampliaron el edificio insular y dieron lugar a unos 12 kilómetros de nuevo borde costero. Este ámbito forma parte del actual Parque Nacional de Timanfaya.

La costa del Parque Nacional de Timanfaya reúne unas condiciones singulares que la convierten en una suerte de laboratorio costero de litorales volcánicos, habida cuenta de su juventud geológica (dentro de la antigüedad del edificio insular) y de la fuerte dinámica marina imperante. Como resultado, este singular borde costero presenta una colonización biológica muy determinada (indicadores ecológicos) fruto de la adaptación de las diferentes especies a estas dos circunstancias, que podemos considerar extremas.

Por razones obvias es preciso considerar todos los parámetros (o los más destacables) que inciden en la conformación geológica y ecológica del borde costero litoral como modelo a extrapolar de manera que permita mejorar las valoraciones y evaluaciones de posibles actuaciones en dicho borde, ubicándolas adecuadamente.

Este artículo se ha estructurado en los siguientes apartados:

ARCHIPIÉLAGO CANARIO–CONFORMACIONES LITORALES VOLCÁNICAS
COSTA DEL PARQUE NACIONAL DE TIMANFAYA: SEVERIDAD
INDICADORES ECOLÓGICOS
CONCLUSIONES

ARCHIPIÉLAGO CANARIO–CONFORMACIONES LITORALES VOLCÁNICAS

El Archipiélago Canario es un territorio caracterizado por la diversidad. Esta diversidad se manifiesta en la práctica totalidad de los aspectos de la Naturaleza que consideremos: flora, fauna y gea (y dentro de ésta última: orografía, red de barrancos, batimetría entre la 0 y -50m, etc.).

Como tal archipiélago, el territorio canario se caracteriza por el factor isla. Este factor nos hace referencia a un territorio fragmentado, disperso y escaso. En relación con la dispersión señalar que la distancia que separa la parte oriental de Lanzarote y la occidental de El Hierro ronda los 450 kilómetros (diagonal de trazos en la Figura 1).

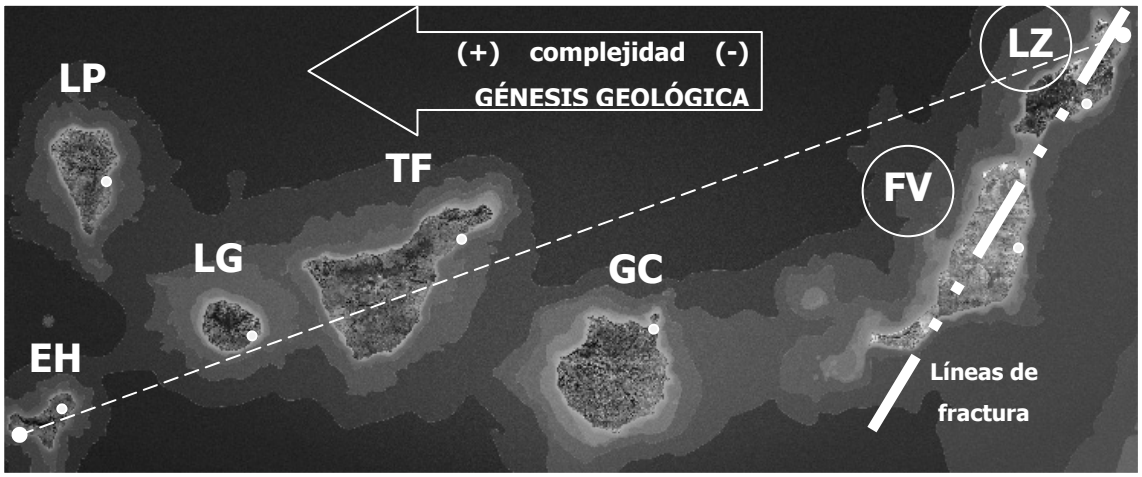


Figura 1. Archipiélago canario. Resaltadas las islas de Lanzarote y Fuerteventura y la orientación de su línea de fractura principal.

Las islas de Lanzarote y Fuerteventura son las más antigüas, datándose su origen en el Mioceno de la Era Terciaria. El edificio volcánico actual está constituido por sucesivas erupciones que van cubriendo unas a otras; todas ellas sobre una base inestable, habiéndose recogido a una profundidad de 2.600 metros sedimentos oceánicos del talud continental africano con microfauna del Paleoceno. Esta inestabilidad provoca líneas de fractura (Figura 1) por las que salen materiales fundidos con la suficiente presión para alcanzar la superficie y orientar la forma

definitiva de ambas islas, tal como se nos presentan actualmente, con una dirección noreste-suroeste (NE-SO) identificable fácilmente.

Sin olvidar la diversidad antes citada pero atendiendo a su génesis volcánica común, toda conformación litoral de las islas será representativa de dicho origen, pudiendo extraer conclusiones de una isla que puedan ser aplicables -con los correspondientes e ineludibles contrastes posteriores- a cualquiera otra del archipiélago.

De los casi 1.470 kilómetros de costa del Archipiélago Canario, el 68% se corresponde con costa alta (acantilados) y el 32% restante con costa baja (rocosa o granular, incluyendo en estas últimas las playas). Como vemos, los acantilados, ya sean altos, medios o bajos, son la tipología geomorfológico que predomina en el archipiélago. En el caso de la isla de Lanzarote estos porcentajes prácticamente se conservan: 65 % de costa alta y 35 % de costa baja en sus 240 kilómetros de costa.

No resulta extraño que en la geomorfología del tramo de costa del P.N. de Timanfaya las conformaciones reinantes se correspondan con acantilados, en este caso medios y bajos.

COSTA DEL PARQUE NACIONAL DE TIMANFAYA: SEVERIDAD

Para organizar el contenido de este aparatado vamos a considerar los siguientes subapartados:

PARQUE NACIONAL DE TIMANFAYA – ISLA DE LANZAROTE
GEOMORFOLOGÍA DE LA COSTA DEL P. N. DE TIMANFAYA
FACTORES CLIMÁTICOS MARINOS: SEVERIDAD

Parque Nacional de Timanfaya – Isla de Lanzarote

El P.N. de Timanfaya, que se localiza en la zona occidental de la isla de Lanzarote, fue declarado como tal en agosto de 1974 (Figura 2). Tiene una superficie de 5.107 hectáreas y un perímetro de 40 kilómetros -correspondiendo 12 km de éstos al tramo de costa-, y alcanzando una cota máxima de 540 metros.

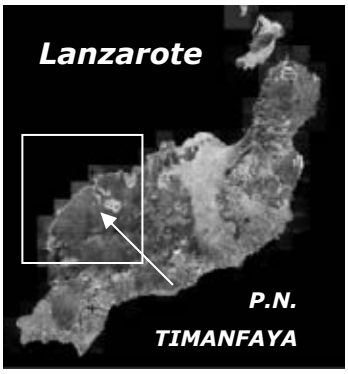


Figura 2. Isla de Lanzarote y resaltada la localización del Parque Nacional de Timanfaya.

El Parque se corresponde con el núcleo de la erupción que tuvo lugar en el siglo XVIII, concretamente entre los años 1730 y 1736, siendo un espacio vulcanológico de importancia mundial entre los de naturaleza efusiva debido, entre otras circunstancias, a la gran duración del acontecimiento y a la emisión de grandes cantidades de lava a través de una fisura que alcanza los 14 kilómetros de longitud. Se identifican hasta 25 cráteres y es la mayor erupción del archipiélago canario en duración y superficie afectada.

Geomorfología de la costa del Parque Nacional de Timanfaya

La costa del Parque Nacional de Timanfaya abarca una longitud de unos 12 kilómetros dentro de la fachada oeste de la isla de Lanzarote, y se localiza al norte del núcleo urbano de El Golfo (cercano al conocido Charco Verde o de Los Clicos).

Los límites norte y sur de este tramo de costa son los lugares conocidos como “La Mesa” y “El Paso Abajo”, respectivamente (Figura 3). Prácticamente en su zona central se encuentra una gran rasa intermareal conocida como “Bajo El Cochino” que la divide en dos tramos de 6 kilómetros de longitud cada uno. Cada uno de estos dos tramos tiene una orientación bien definida ya que son tramos más o menos rectilíneos: el tramo norte tiene una orientación enfrentada al noroeste y el tramo sur una orientación que podemos identificar con el oeste-noroeste.

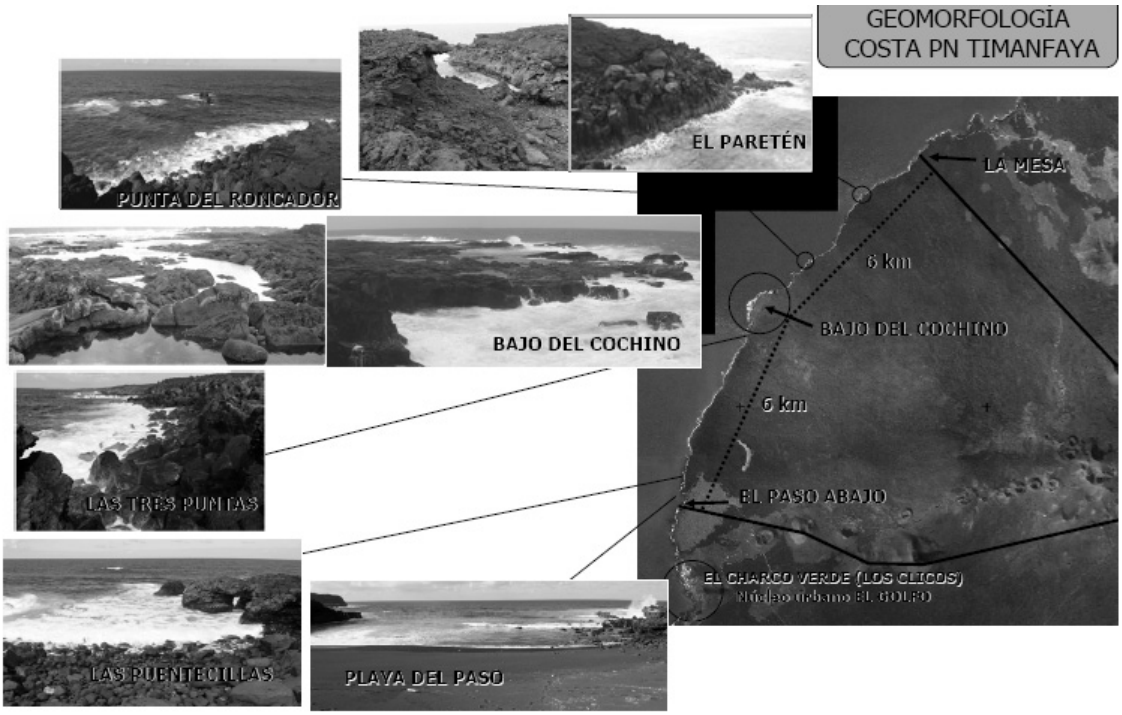


Figura 3. Costa del Parque Nacional de Timanfaya.

En relación con la geomorfología de la costa de Parque Nacional de Timanfaya, la conformación reinante es la de acantilado que supone un 97% de la longitud del tramo, pudiendo distinguir dentro de éstos entre acantilados con desprendimientos emergidos que viene a estar presente en el 85% del tramo y la de acantilado con desprendimientos sumergidos que está presente en el 12% restante (Figura 4).

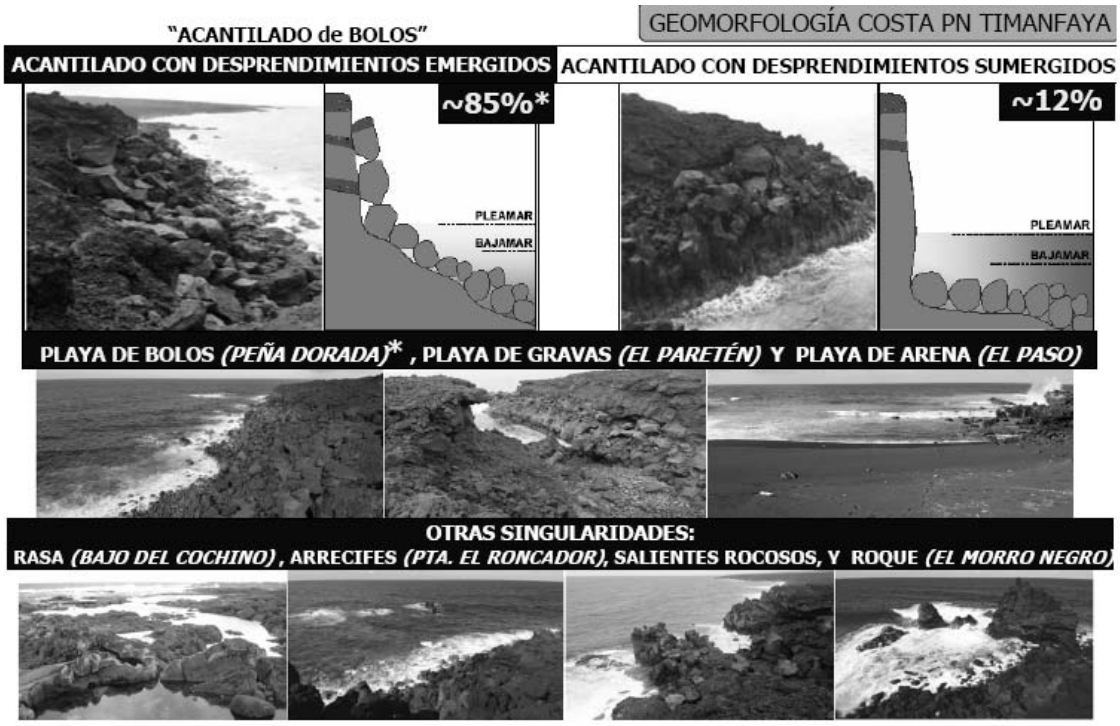


Figura 4. Geomorfología de la costa del Parque Nacional de Timanfaya.

En el 3% restante de la longitud de la costa del Parque Nacional de Timanfaya podemos encontrar otras tipologías geomorfológicos como pueden ser playas, rasas, salientes rocosos, arrecifes, roques, etc.

Factores Climáticos Marinos: Severidad

Considerando dentro del clima marítimo las condiciones atmosféricas y marinas, destacan el viento y en mayor medida el oleaje. Así podemos considerar que el principal agente modelador es el oleaje, teniendo presente que la carrera de marea es de casi tres metros de altura.

El oleaje reinante (más frecuente) es el procedente del nordeste (los conocidos alisios) y algo menos frecuentes los procedentes del arco oeste-noroeste, ambos con un gran fetch (Atlántico Norte) y escasamente alterados por el fondo marino que no se eleva hasta que prácticamente nos encontramos en el la línea de costa emergida, por lo que podemos concluir que los oleajes incidentes en este tramo de costa son, además de muy frecuente, de gran intensidad ya que casi no se ven afectados ni por refracción ni por shoaling debido a la escasa plataforma continental, sobre todo entre la batimétrica 50 y la línea de orilla (Figura 5).

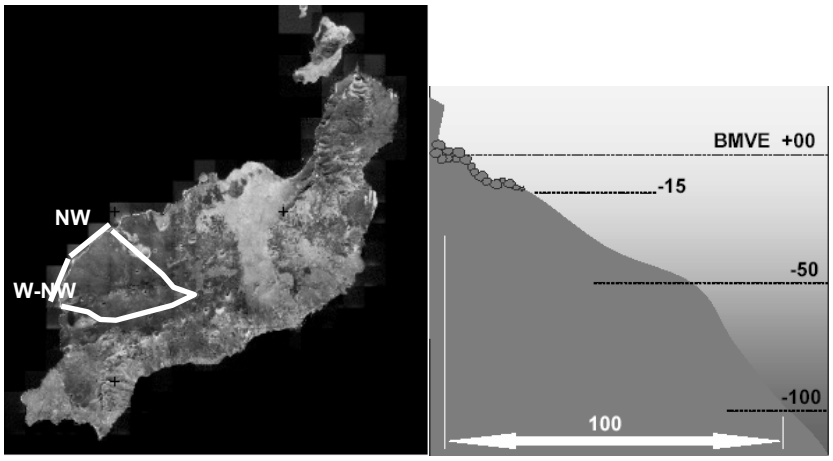


Figura 5. Orientaciones de la costa en el P.N. de Timanfaya en la isla de Lanzarote (i) y perfil tipo de la plataforma continental en esta costa (d).

INDICADORES ECOLÓGICOS

Para organizar el contenido de este apartado vamos a considerar los siguientes subapartados:

DEFINICIÓN DE INDICADOR ECOLÓGICO
METODOLOGÍA DESARROLLADA
CONDICIONANTES DEL TRABAJO DE CAMPO
RESULTADOS: ESTRATEGIAS DE ADAPTACIÓN Y PERFILES BIONÓMICOS

Definición de Indicador Ecológico

Entendemos por indicador ecológico en este artículo aquellas estructuras biológicas (especies, poblaciones o comunidades) sean sésiles o vágiles (fijadas al sustrato o que se mueven por encima del mismo, respectivamente) cuya presencia y desarrollo resulta indicadora de las condiciones ambientales imperantes (dinámica marina, abrasión, luminosidad, etc.) de forma tal que las conclusiones extraídas resultan de aplicación relevante y trascendente, en diferentes campos de actuación como pueden ser, entre otros, las intervenciones de cualquier naturaleza en costas similares o la educación ambiental.

Metodología desarrollada

La metodología desarrollada se basa en el reconocimiento de aspectos tales como la conformación litoral (biotopos), contenido biológico (especies, poblaciones, comunidades), su disposición (bionomía) plasmada en perfiles bionómicos y las condiciones ambientales (oleaje, mareas, vientos, orientación solar, etc.).

Los resultados de campo se basan en las observaciones “in situ” y sobre todo en la fotografía, bien de tipo panorámico, para identificar aspectos generales (conformación, unidades ambientales, etc), y de detalle, para el contenido biológico (especies, desarrollo, disposición, densidad, cobertura, etc).

Condicionantes del Trabajo de Campo

Las actividades de campo (observaciones + fotografías) realizadas en este tramo de la costa oeste de la isla de Lanzarote perteneciente al P.N. de Timanfaya están fundamentalmente condicionadas por limitaciones de accesibilidad.

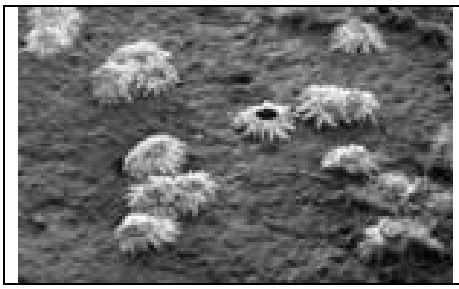
Los factores principales que limitan esta accesibilidad son: el territorio (recordemos que estamos en una zona donde predomina el acantilado y los bolos de gran tamaño), las mareas (estamos en zona de mareas semidiurna y donde es indispensable utilizar las bajamares cuanto más escoradas mejor, encontrado el óptimo mensual con la luna llena) y, por último, el oleaje (nuestro ámbito de trabajo se centra en la zona de rompientes recordando la severidad reinante materializada en oleajes de gran intensidad).

Resultados: Estrategias de Adaptación y Perfiles Bionómicos

En el caso de que estos estudios adquieran carácter científico o técnico, los resultados obtenidos se incluyen en bases de datos parametrizadas referidas a especies, en las que se tienen en cuenta, entre otros, parámetros tales como la presencia-ausencia de la especie, la densidad de la misma, el nivel mareal, la cobertura, el hábitat-sustrato (roca, charco, otros). Posteriormente se realiza un tratamiento estadístico a estos parámetros, obteniéndose diversos índices, tales como diversidad, riqueza, abundancia, etc.

En relación con las estrategias de adaptación a este ambiente severo caracterizado por el grado de exposición y el estrés, los parámetros considerados han sido, entre otros, la forma, la adaptación a la desecación (al llegar la bajamar), el arraigo frente a la acción del oleaje, los sistemas de absorción energética y alimentación, etc.

De este modo, se confeccionan unas fichas para cada estructura biológica considerada, incluyendo a continuación dos (Figuras 6 y 7), a modo de ejemplo: una correspondiente al grupo de las estructuras sésiles (fijadas al sustrato) y otra al grupo de las estructuras vágiles (se mueven por encima del sustrato).



FORMA: SÉSIL – CÓNICA COMPRIMIDA
GRUPO BIOLÓGICO: ANIMAL_CRUSTÁCEO CIRRÍPIDO
NIVEL MAREAL: SUPERIOR-MEDIO
ESTRATEGIAS:
- Forma cónica deprimida.
- Adaptación a la desecación (BM) a través del cerramiento con opérculo de placas.
- Alimentación filtrada a través de cirros en PM.
- Requiere inmersiones diarias.

BUEN INDICADOR DEL NIVEL DE PLEAMAR (PM) MEDIA.

Figura 6. Ejemplo de ficha correspondiente a un indicador ecológico sésil: Chthamalus stellatus (sacabocados, canutillo)

FORMA: VÁGIL-REPTANTE CÓNICA
GRUPO BIOLÓGICO: ANIMAL_MOLUSCO GASTERÓPODO PULMONADO
NIVEL MAREAL: SUPERIOR
ESTRATEGIAS:
- Forma cónica comprimida.
- Mínimo metabolismo.
- Adaptación desecación (BM) por cerramiento con opérculo.
- Alimentación por ramoneo de algas microscópicas.

Figura 7. Ejemplo de ficha correspondiente a un indicador ecológico vágil: Littorina striata (burgado)

Además de lo anterior, los resultados de los datos recopilados se plasman en perfiles bionómicos, incluyendo a continuación (Figura 8) el correspondiente a la tipología geomorfológico reinante, esto es el acantilado medio-bajo con desprendimientos emergidos, que resultaría también válido para la playa con bolos, distinguiéndose entre ambas por la menor o mayor anchura de la zona de bolos.

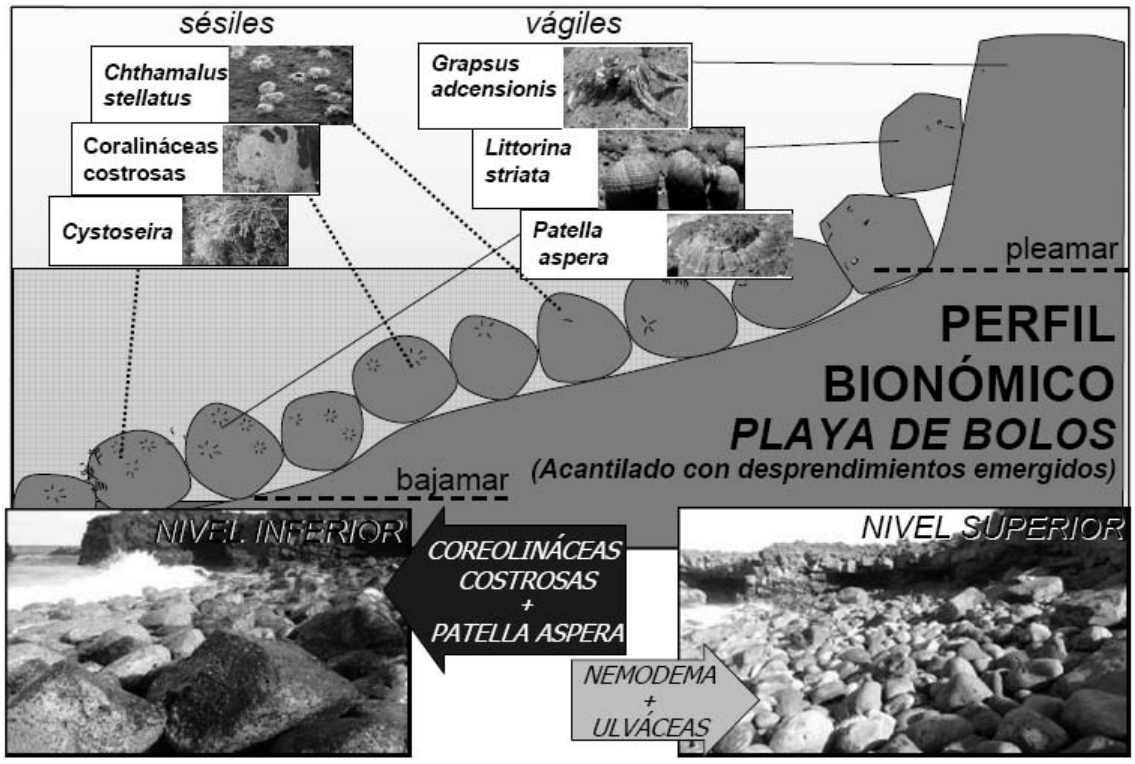


Figura 8. Ejemplo de perfil bionómico: Playa de bolos o Acantilado con desprendimientos emergidos. Se incluyen fotografías de los niveles inferior (i) y superior (d).

CONCLUSIONES

La conclusión principal de este artículo es que una vez identificados los indicadores ecológicos, pueden ser de utilidad, de una parte para la delimitación del dominio público marítimo-terrestre (principalmente para identificar la zona marítimo-terrestre y el límite interior de la ribera del mar) y de otra, en actuaciones en costas similares (aquí podemos incluir las fachadas más expuestas, de todas las islas canarias, normalmente la fachada norte o noreste) en las que son frecuentes los problemas de accesibilidad y de baño. En relación con la accesibilidad los indicadores ecológicos pueden servir de referentes para no invadir zonas potencialmente peligrosas al localizar, por ejemplo, senderos y en cuanto al baño pueden orientar la ubicación de tomaderos para los charcones (entradas de agua en recintos naturales o artificiales que permiten el baño en su interior).

Por otro lado queremos manifestar la importancia y trascendencia de la realización de trabajos de campo, en cualquier costa en general, y en la costa canaria en particular. Estos trabajos deben formar parte de una cadena de actuaciones que de forma sencilla se compondría de los tres eslabones siguientes:

Debemos ir ampliando el conocimiento de nuestro litoral es todos sus aspectos o vertientes (flora, fauna, gea, clima marítimo, etc.) y de los mecanismos de interrelación entre los mismos, para lo que resulta indispensable la realización de los trabajos de campo.

Debemos hacer seguimientos sistemáticos de lo estudiado, ejecutado, etc., de manera que podamos comprobar las conclusiones que se vayan extrayendo de los diferentes trabajos realizados (teóricos y/o prácticos); aplicando la conocida terna: PRUEBA – ERROR - CORRECCIÓN.

Debemos ir divulgando lo ya contrastado para que nuestra sociedad en su conjunto, receptora de los asuntos objeto de investigación, tenga un conocimiento cabal de nuestro litoral, de manera que no tengamos que renunciar ni a la sostenibilidad ni al desarrollo.

HERRAMIENTA PARA EL CONTROL AMBIENTAL EN EL PUERTO DE VALENCIA

F. Torres[1], JM. Díez[1], A. Subirats[2], S. Ibáñez[2], R. Company[2], A. Martí[2], P.Sánchez[2], M. Galdón[2]

1. Autoridad Portuaria de Valencia. C/ Muelle del Turia s/n, Valencia. ftorres@valenciaport.com; jmdiez@valenciaport.com
2. FEPORTS, Instituto Portuario de Estudios y Cooperación, C/de la Paz, 2-2, Valencia. asubirats@feports-cv.org.

INTRODUCCIÓN

Las Autoridades Portuarias, como gestoras de un espacio común en el que operan actividades de naturaleza muy diversa, deben velar por el control ambiental de este espacio, controlando los diversos aspectos ambientales que se producen en él y, en la medida de lo posible previniendo, evitando, y minimizando los posibles impactos ambientales que se puedan derivar de las actividades que en él se desarrollan.

Hasta hace unas décadas los puertos apenas contaban con información ambiental, sin embargo, en los últimos años una mayor sensibilización hacia el cuidado y respeto al entorno que nos rodea, una más desarrollada y más restrictiva normativa ambiental, el avance de las nuevas tecnologías, etc., han propiciado que actualmente los puertos dispongan de gran cantidad de datos e información de carácter ambiental, que muchas veces carece de la estructura necesaria para facilitar una herramienta de gestión sistematizada.

En este contexto cobra especial relevancia el empleo de indicadores ambientales, como herramienta clave para el control ambiental de un puerto, puesto que a través de ellos se consigue sintetizar información ambiental muy amplia en un número limitado de grupos de datos clave significativos, lo que ayuda a las organizaciones a cuantificar y notificar su comportamiento ambiental.

OBJETIVOS Y CONTEXTO

En los últimos años se han diseñado distintos sistemas de indicadores ambientales en el ámbito internacional, europeo, nacional, regional y local y se ha extendido su uso en las distintas instituciones y en diferentes ámbitos de trabajo.

En el contexto internacional cabe destacar a la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico (OCDE) por ser una de las primeras organizaciones internacionales en desarrollar un sistema de indicadores ambientales.

También la Agencia Europea de Medio Ambiente (AEMA) proporciona a través de indicadores ambientales, información oportuna, específica, relevante, fiable y comparable sobre el medio ambiente, que sirve de base a los responsables de la formulación y aplicación de las políticas ambientales nacionales y europeas, y facilita información a los ciudadanos interesados.

En el contexto regional y local se han desarrollado también numerosos sistemas de indicadores ambientales, generalmente vinculados a los procesos de agenda 21 local.

En el contexto portuario cabe citar diferentes iniciativas desarrolladas en relación con el uso de indicadores ambientales como son:

- El proyecto INDAPORT (2003), que propuso un sistema de indicadores ambientales aplicable a puertos comerciales.
- La Autoridad Portuaria de Gijón fue pionera en la utilización del indicador HUELLA ECOLÓGICA (2004), en un entorno portuario.
- El proyecto SIMPYC, Sistema de Integración Medioambiental Puerto y Ciudad (2005), también planteó indicadores para el control de los principales aspectos ambientales asociados a la interfaz puerto-ciudad.
- El proyecto MESOSPORT (2007), trasladó los indicadores de sostenibilidad propuestos por Global Reporting Initiative (GRI) a un entorno portuario, con el fin de facilitar a los puertos la elaboración de Memorias de Sostenibilidad.

A pesar del desarrollo de estas iniciativas, en el entorno portuario, se ha detectado la dificultad de elaborar indicadores ambientales, debido a diversas razones como son la gran cantidad de información ambiental existente (tanto la generada por la propia Autoridad Portuaria, como la que producen las diferentes y numerosas empresas que

desarrollan su actividad en el recinto portuario); la heterogeneidad de las fuentes de datos disponibles; la ausencia de registros que almacenen determinada información de manera ordenada y a lo largo del tiempo, etc.

Con el ánimo de contribuir a superar esta dificultad surge el presente trabajo, cuyo objetivo ha sido el desarrollar una herramienta de control ambiental para la Autoridad Portuaria de Valencia que, a partir de la integración de los datos procedentes de las distintas fuentes de información (equipos automáticos de adquisición de datos, diversos departamentos de la propia Autoridad Portuaria, empresas que operan en el puerto, etc.), posibilite un acceso unificado a los datos ambientales, facilite el control ambiental portuario a través del uso de indicadores y permita el seguimiento de los objetivos ambientales fijados en el sistema de gestión ambiental de la Autoridad Portuaria.

METODOLOGÍA

La puesta en práctica de la idea expuesta exigió la reflexión sobre cuáles debían ser los aspectos ambientales a controlar, qué información debía manejarse sobre ellos, y cómo debía diseñarse la herramienta informática que permitiera el control integral de esta información. A continuación comentamos cada una de estas tareas.

Selección de la información ambiental a controlar por la herramienta

El primer paso ha sido identificar cuál es la información que se debería medir, o qué aspectos ambientales se deberían controlar, para llevar a cabo un adecuado control del medio ambiente portuario.

En este sentido en primer lugar, se han identificado los principales aspectos ambientales que se derivan de las actividades desarrolladas en los puertos gestionados por la APV.

En segundo lugar, se han analizado y comparado las variables/parámetros ambientales empleados en los informes y memorias ambientales de puertos, en el ámbito nacional y europeo, con objeto de determinar el tipo de información que se emplea habitualmente en estos documentos que rinden cuentas a terceros interesados sobre la problemática ambiental asociada a las actividades portuarias.

De este modo se ha concretado el tipo de información que debería poder controlarse a través de los indicadores ambientales.

Organización de la información seleccionada

El siguiente paso ha consistido en la identificación de las diversas fuentes de información que deberían proporcionar los datos necesarios para elaborar los indicadores. Muchos de estos datos ya se estaban recogiendo, pero en otros casos ha sido necesario iniciar una nueva sistemática de recogida de datos para posibilitar posteriormente la elaboración de los indicadores.

Al tratarse de datos muy heterogéneos y abundantes, que además proceden de fuentes muy diversas, ha sido necesario el ordenarlos y agruparlos de una forma lógica para sistematizar el cálculo de los indicadores ambientales. Esta agrupación se ha realizado ordenando la información ambiental por categorías distinguiendo las siguientes: Atmósfera, Acústica, Agua, Residuos, Consumo de recursos y Otros.

Además dentro de cada una de estas categorías se han diferenciado dos niveles para estructurar los datos. Por un lado lo que denominamos "**registro**", que es un conjunto de datos detallados sobre un aspecto ambiental concreto, y por otro lado lo que llamamos "**indicador ambiental**" que es información de resumen, elaborada a partir de los registros, y que sintetiza en uno o pocos valores, información contenida en uno o varios registros. De manera que para cada categoría existen varios registros (que registran los datos básicos) y a partir de estos registros se elaboran los indicadores (que resumen la información de los registros).

Así pues, para organizar la información seleccionada, en primer lugar hubo que definir concretamente cuáles son los elementos de información sobre un determinado aspecto que son relevantes, y que, por tanto, interesa almacenar en los registros; y en segundo lugar, se definió cómo construir los indicadores ambientales a partir de los valores contenidos en los registros. Con referencia a esto es importante destacar que en el caso de que los elementos de información correspondieran a un determinado periodo de tiempo, hubo que decidir cuál es el mínimo periodo para el que se querían almacenar los datos, y el periodo con el que se quería mostrar la información de resumen correspondiente al indicador, y teniendo en cuenta que a lo largo del tiempo puede interesar cambiar estos periodos.

Finalmente terminó el proceso de organización de la información con el diseño de las bases datos correspondientes a cada aspecto ambiental, en el que se definieron los

campos (columnas) que componen las diferentes tablas, así como las relaciones entre éstas.

En muchos casos se identificaron bases de datos ya existentes en los sistemas de información de la Autoridad Portuaria de Valencia que satisfacían los requisitos deseados, de manera que no fue necesario rediseñarlas. Sin embargo, esto implicaba que la herramienta informática que se iba a construir debía acceder tanto a un conjunto de bases de datos diseñadas específicamente para esta aplicación como a otras que ya estaban en uso.

Diseño del sistema de control

El siguiente paso consistió en definir la funcionalidad de la aplicación cliente, estableciendo cuáles debían ser los mecanismos utilizados para gestionar los datos, y en concreto, las funciones que permiten que un usuario pudiera consultar directamente datos específicos, introducir modificar o eliminar datos, su importación desde otras aplicaciones, y la obtención de información de resumen útil para valorar la situación ambiental o para generar informes que faciliten la elaboración de memorias u otros documentos.

Así mismo se trataron las relaciones entre registros diferentes utilizados para extraer la información correspondiente a un indicador, asegurando la coherencia y no duplicación de los datos.

Tras esta fase fue posible completar el diseño de las bases de datos que no existían previamente agregando los procedimientos almacenados necesarios para desarrollar esta funcionalidad. En cuanto a las bases de datos ya existentes hubo que plantear cuáles serían los mecanismos de adaptación que debía incorporar la herramienta informática que iba a construirse para la gestión global de todas las bases de datos.

Diseño de la herramienta informática

La aplicación informática que se diseñó para gestionar la información ambiental está basada en la arquitectura cliente-servidor. Así pues, usamos uno o varios servidores de bases de datos para almacenar y ofrecer acceso a los datos, y ejecutamos una aplicación cliente en equipos que puedan conectarse a los servidores para interactuar

con estos. La herramienta se concibe como una aplicación multiusuario distribuida, en un entorno de red local.

El objetivo de la aplicación cliente es ocultar a los usuarios la complejidad de los datos almacenados en los servidores, presentando estos de modo uniforme, estructurado y con el nivel de detalle requerido en cada situación.

Una característica fundamental de ésta herramienta informática es su flexibilidad y adaptabilidad a un escenario concreto, así como su posibilidad de ampliación para incluir nuevas fuentes de datos, más detalles sobre los aspectos para los que se recoge la información, o nuevos indicadores. También se ha tomado como criterio de diseño facilitar al máximo la labor de los responsables de la gestión de la información ambiental.

La programación de la aplicación cliente se ha desarrollado sobre la plataforma .NET, según el modelo de acceso a datos ADO.NET. Además, la aplicación se ha estructurado en capas, desde la capa básica de datos hasta la capa de presentación, que actúa como interfaz de usuario. Todo ello facilita el diseño y mantenimiento de la aplicación.

Respecto al interfaz de usuario, se basa en un sistema de menús a través del que se abren los formularios (ventanas) en los que se va desarrollando paso a paso y de forma guiada la funcionalidad correspondiente a cada registro o indicador ambiental.

Finalmente, es importante tener presente que el proceso de definición de registros e indicadores y construcción de la herramienta para la gestión de estos no es cerrado, sino que está abierto a reajustes que implican cambios desde el diseño básico de los registros hasta la aplicación final, por lo que en ocasiones es necesario retomar las tareas efectuadas en las primeras etapas de desarrollo del proyecto, y arrastrar esas modificaciones a las etapas sucesivas. Por ello resulta indispensable el diseño modular de la aplicación.

CONCLUSIONES

El desarrollo de sistemas de indicadores ambientales permite a los puertos que, como los puertos de Sagunto, Valencia y Gandía, disponen de Sistemas de Gestión

Ambiental que cubren todas las actividades desarrolladas en el recinto portuario, realizar un completo seguimiento de los objetivos ambientales que se proponen, y su grado de cumplimiento.

Con este sistema, la Autoridad Portuaria de Valencia dispone de un medio de controlar y valorar los aspectos ambientales que diariamente se generan en los puertos que gestiona.

En este ámbito, y dado que el sistema se nutre de las metodologías y procesos de tratamiento de información alineados con los principales estándares de gestión y rendición de cuentas ambientales, los resultados obtenidos del seguimiento así realizado se convierten en la base de la elaboración de memorias ambientales y otros informes normalizados de carácter ambiental.

REFERENCIAS

AENOR. 2000. Norma UNE-EN ISO 14031. Gestión medioambiental. Evaluación del comportamiento medioambiental. Directrices generales.

AENOR. 2003. Norma UNE 66175. Guía para la implantación de sistema de indicadores.

AENOR. 2004. Norma UNE 150103. Guía para la implantación de sistemas de gestión ambiental conforme a UNE-EN ISO 14001 en entornos portuarios y requisitos adicionales para el registro en el Reglamento.

OECD, 2008. Key Environmental Indicators.

Recomendación de la Comisión de 10 de julio de 2003 sobre las orientaciones para la aplicación del Reglamento (CE) nº 761/2001 del Parlamento Europeo y del Consejo por el que se permite que las organizaciones se adhieran con carácter voluntario a un sistema comunitario de gestión y auditoría medioambientales (EMAS) en lo que respecta a la selección y uso de indicadores del comportamiento medioambiental.

Tema 3

RED DE MONITORIZACIÓN EN TIEMPO REAL DE LAS PROPIEDADES HIDRÁULICAS Y DE CALIDAD AMBIENTAL DE LAS AGUAS PORTUARIAS DE SEVILLA

G. Navarro[1], F.J. Gutiérrez[1], D. Roque[1], R. García[1], J.L. Fernández[2], M.A. Losada[3] y J. Ruiz[1]

1. Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía, CSIC, Puerto Real, 11510, Cádiz. Gabriel.navarro@icman.csic.es;francisco.gutierrez@icman.csic.es; javier.ruiz@icman.csic.es; david.roque@icman.csic.es; raul.garcia@icman.csic.es
2. Autoridad Portuaria de Sevilla, Avda. Moliní, nº6, Sevilla. jlfernandez@apsevilla.com
3. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, CEAMA, Universidad de Granada, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

El Instituto de Ciencias Marinas de Andalucía (ICMAN-CSIC), a través de un contrato con la Autoridad Portuaria de Sevilla, ha desarrollado una red de telemetría para la monitorización remota y en tiempo real de las propiedades hidrodinámicas y de calidad ambiental del estuario del río Guadalquivir a lo largo de todo el trayecto navegable, entre la desembocadura en Sanlúcar de Barrameda y la esclusa en Sevilla. En este tramo existen numerosas boyas de navegación, que han sido transformadas en estaciones de telemetría medioambiental, que envían datos de corrientes y de calidad del agua en tiempo real, vía GPRS, al centro de control y de gestión de datos implantado en el ICMAN (Gutiérrez et al., 2009).

La red de telemetría (*Figura 1*) está operativa desde principios de 2008 y, en la actualidad, produce más de 70.000 datos diarios de calidad ambiental del estuario del Guadalquivir y de la zona marina adyacente. El sistema está captando, procesando, almacenando y enviando toda esta información, la cual está disponible para la Administración en tiempo real. El conjunto del sistema, compuesto por la red de estaciones de telemetría y el centro de control y gestión de datos, está diseñado para su permanencia a largo plazo como red de vigilancia de la calidad ambiental del estuario, lo cual posibilitará la detección y el diagnóstico inmediato de cualquier

alteración que se produzca en el mismo, además de poder utilizarse como herramienta en la toma de decisiones frente a cualquier evento que afecte a este ecosistema.

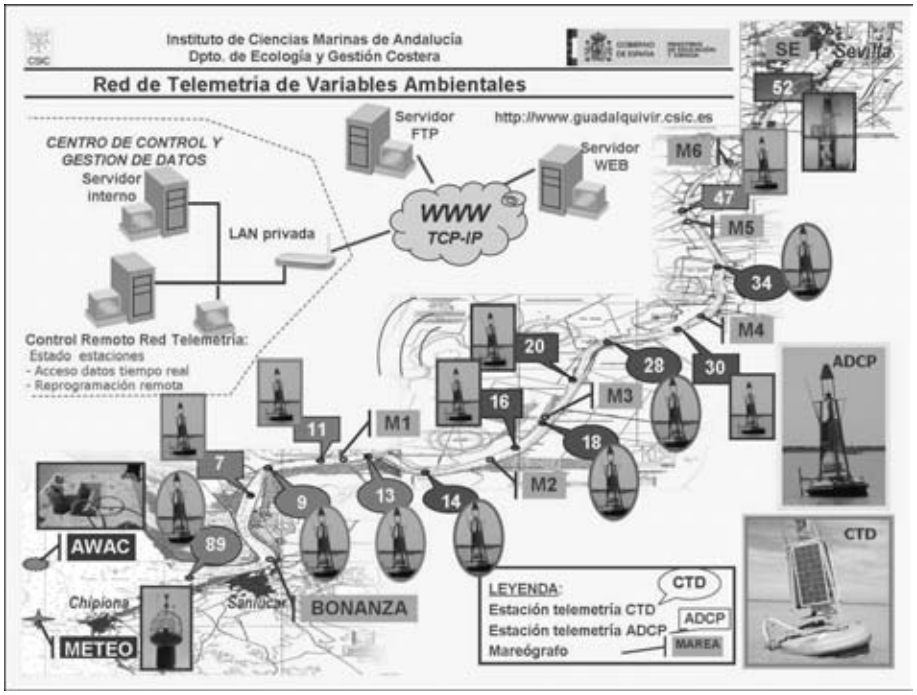


Figura 1. Red de telemetría de variables ambientales del estuario del Guadalquivir. La leyenda hace referencia a las estaciones de hidrodinámica como estaciones de telemetría ADCP y a las de calidad de aguas como estaciones de telemetría CTD.

MATERIAL Y MÉTODOS

Como se ha mencionado en la introducción, se han diseñado e instalado dos tipos de estaciones de telemetría en las boyas de navegación del estuario: las estaciones para medida de variables hidrodinámicas, en adelante denominadas estaciones de hidrodinámica, y las de medida de variables ambientales acuáticas, las estaciones de calidad de aguas.

Subred de Hidrodinámica

Las estaciones de hidrodinámica, o de corrientes, componen los nodos de la subred de hidrodinámica. Este tipo de estación está diseñado para medir de forma autónoma la corriente en toda la columna de agua cada 15 minutos. El sistema se compone de tres módulos: el módulo de alimentación, el módulo de medida y el módulo de telemetría.

El módulo de alimentación consiste en una batería de gel recargable de 12V/50 Ah y de un regulador solar de 16V/10A conectado en paralelo a tres paneles solares de 45W. El hecho de instalar tres paneles solares en cada boya es consecuencia de su borneo y permite asegurar la adecuada carga de la batería a lo largo de todo el día. El módulo de alimentación está dimensionado para trabajar de forma autónoma en condiciones de insolación nula durante un máximo de 10 días. De forma práctica, esto significa que la estación funcionará correctamente durante un 99.9% del año.

Con respecto al módulo de medida, éste está compuesto por un perfilador acústico *doppler* de corrientes (ADCP) modelo Aquapro de 1Mhz del fabricante noruego Nortek AS. Este ADCP permite medir la velocidad, módulo y dirección, en toda la columna de agua a diferentes profundidades. El ADCP está anclado a una estructura metálica (*Figura 2*) que ha sido diseñada para garantizar la integridad del sistema así como la calidad de los datos medidos. Esta estructura mantiene la cabeza del ADCP a una profundidad promedio de 1.2 metros y está orientado de forma correcta para que no exista interferencia entre los haces del ADCP y el faldón de la boya. La brújula del ADCP ha sido calibrada *in situ* siguiendo el protocolo establecido por el fabricante.

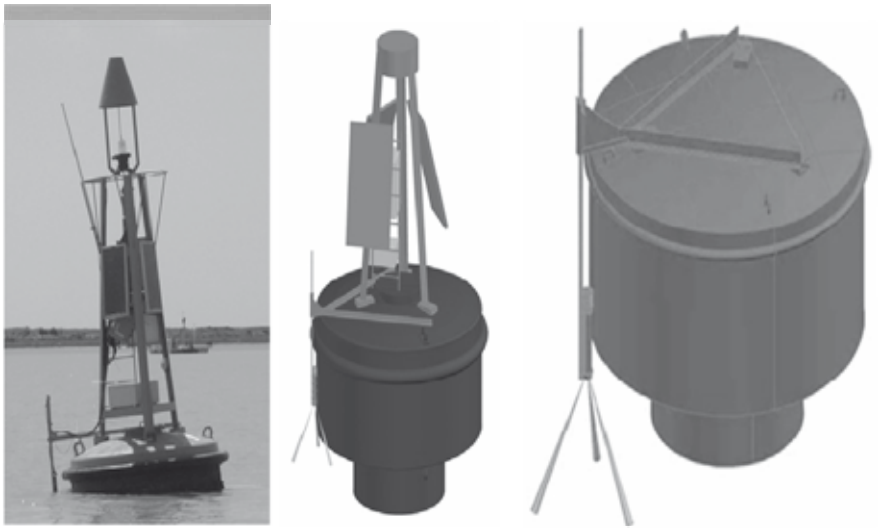


Figura 2. Izquierda: estación de corriente de la boya 7. Centro: croquis del montaje de los diferentes módulos en la boya. Derecha: detalle de la estructura de anclaje del ADCP

El último módulo de este tipo de estaciones es el módulo de telemetría. Su elemento principal es un equipo electrónico de adquisición de datos, *datalogger*, modelo Hydrodata 2008CP fabricado por la empresa Geónica S.A. Este *datalogger*, equipado con un módem de comunicaciones inalámbricas GSM/GPRS y una antena de alta sensibilidad, puede enviar información de hasta 24 variables distintas para que sean

monitorizarlas en tiempo real. En el caso de la red del Guadalquivir, se registran y envían el nivel de batería del sistema, la presión y la temperatura de la cabeza del sensor, la orientación del equipo (*pitch* y *roll)*, una variable interna de estado/error del ADCP y las tres componentes ENU de la velocidad de las seis celdas más superficiales. El resto de información, la amplitud de los ecos de los tres haces y las componentes de la velocidad del resto de las celdas, es grabada en la memoria interna del ADCP para ser recuperados posteriormente en las maniobras de mantenimiento periódicas de la estación. El módulo de medida y el de telemetría han sido programados independientemente uno del otro ya que trabajan de manera asíncrona.

Subred de Calidad Ambiental

La subred de calidad ambiental, está constituida por las estaciones de calidad de aguas. Estas estaciones constan de los siguientes cuatro módulos: módulo de alimentación, módulo de medida, módulo de telemetría y módulo hidráulico.

El módulo de alimentación lo forma una batería de gel recargable de 12V/135Ah conectada a tres paneles solares de 120 W a través de un regulador solar de 16V/20A. Como ocurre en las estaciones de corriente, la redundancia en el número de paneles se debe a la capacidad de rotación de las boyas. La batería proporciona al sistema autonomía para realizar un perfil de 4 profundidades cada 30 minutos durante un periodo de 4 días en ausencia de radiación solar, lo que cubre un total del 95% del añó en la zona de estudio. Éste módulo, a diferencia del módulo de alimentación de las estaciones de corriente, tiene acoplado un submódulo intermedio de potencia que cuenta con 4 relés y 4 fusibles que permiten al módulo de telemetría actuar de forma segura sobre las cuatro bombas de que consta el modulo hidráulico.

La pieza fundamental del módulo de medida es un CTD modelo SBE16+ de la casa americana *Seabird Electronics Inc*. que realiza medidas simultáneas de conductividad , temperatura y de hasta 4 variables más cuando es equipada con sensores analógicos externos. En el caso de las estaciones de calidad de aguas del estuario, éstas han sido equipadas con un sensor de oxígeno disuelto, modelo SBE43 de *Seabird*, un fluorímetro y un turbidímetro, ambos de la serie Cyclpos-7 de la americana Turner Desings. Además, se ha incluido una bomba SBE5T para mantener constante el caudal del agua de muestreo. A diferencia de las estaciones de medida de corrientes, el módulo de medida trabaja de forma síncrona con el módulo de telemetría.

El módulo hidráulico está construido sobre una caja de poliéster que contiene 4 bombas de membrana Shurflo de 12V/48W, que proporcionan caudales de hasta 5 litros/min., un caudalímetro y un banco de cuatro filtros de unas 50 micras para evitar el deterioro físico de las membranas de las bombas y de los sensores del CTD. Cada bomba está unida a un tubo de silicona protegido por otro exterior de PVC flexible, por el que se colectar el agua de una de las 4 profundidades (1, 2, 3 y 4 metros). Para asegurarse de que la toma de agua se realiza a las profundidades elegidas, se diseño e instaló una estructura de 5.5 metros de longitud en acero inoxidable, articulada para facilitar las maniobras de mantenimiento (*Figura 3*), a la cual se han unido los cuatro tubos de colección de agua, uno para cada profundidad.

Figura 3. Izquierda: estación de calidad de aguas de la boya 9. Centro: croquis del montaje de los diferentes módulos en la boya. Derecha: estructura de guiado de los tubos de colección.

Como ocurre en las estaciones de corriente, el módulo de telemetría consta de un *datalogger* Hydrodata 2008CP equipado con el modulo GSM/GPRS y una antena de alta ganancia. La diferencia está en que este *datalogger* ha sido adaptado para realizar el ciclo de control del modulo hidráulico.

El ciclo de control empieza cuando el *datalogger* activa el relé correspondiente a la primera profundidad. La bomba se mantiene encendida hasta que el módulo hidráulico se purga completamente y el modulo de medida se alimenta con agua renovada de la profundidad de estudio y se atemperan los sensores. El caudalímetro registra la cantidad de agua que pasa a través de los sensores y si es suficiente para asegurar la renovación del agua de medida, el *datalogger* ordena al CTD que mida todos los sensores de forma simultánea (temperatura, conductividad, oxígeno disuelto, turbidez

y fluorescencia). Esta medida es grabada tanto en la memoria interna del *datalogger* como en la del CTD. Después de que se ha completado la primera medida, arranca el segundo relé y se repite el ciclo descrito anteriormente para las cuatro profundidades. Una vez completada las cuatro medidas, los datos son enviados a través de la red GPRS al centro de control.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

La figura 4 representa los datos de corriente medidos en una de las boyas en la parte central del estuario. Como se observa en las variables de inclinación del ADCP, *pitch* y *roll*, éstas no superan el valor de 10º, siendo sus respectivos promedios inferiores a los 5º, indicativo de la calidad de las medidas ya que, según el fabricante, la mediciones son correctas siempre que el ADCP no se incline más de 30º. El estado del Aquapro igual a 0 nos informa del correcto funcionamiento del sistema, y como se observa, esto ha ocurrido durante un tiempo superior al 98.5 %. Por último, se aprecia claramente el ciclo mareal (tanto la componente semidiurna como la quincenal) en los perfiles de corriente en toda la columna de agua, con una disminución de la velocidad debido a la fricción en las celdas más profundas. Las velocidades llegan alcanzar velocidades superiores a 120 cm/s en algunas mareas vivas.

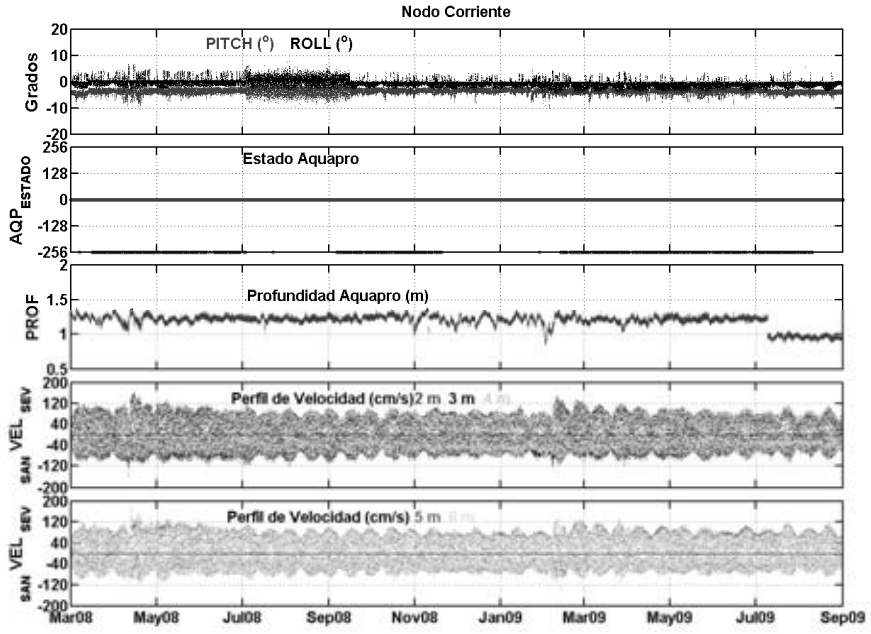


Figura 4. Datos pertenecientes a la estación de corrientes de la boya nº 47 desde Marzo de 2008 hasta Septiembre de 2009.

La frecuencia de muestreo que se ha seleccionado para el sistema de medida es de 15 minutos, suficiente para poder medir todos los procesos que ocurren en el estuario, ya que es la componente semidiurna (M2) la componente principal en la dinámica del estuario (Díez-Minguito et al, 2009).

Para validar los datos de corriente, se han realizado perfiles de corriente con un ADCP Sontek a bordo de una plataforma flotante con la misma configuración que la utilizada para los ADCP de las estaciones (perfiles con un tiempo de integración de 120 segundos). Estos experimentos han durado varias horas y, tal como indica la figura 5, la validación de las medidas de corriente proporcionada por las estaciones pude considerarse correcta y los datos medidos por ellas, de muy buena calidad.

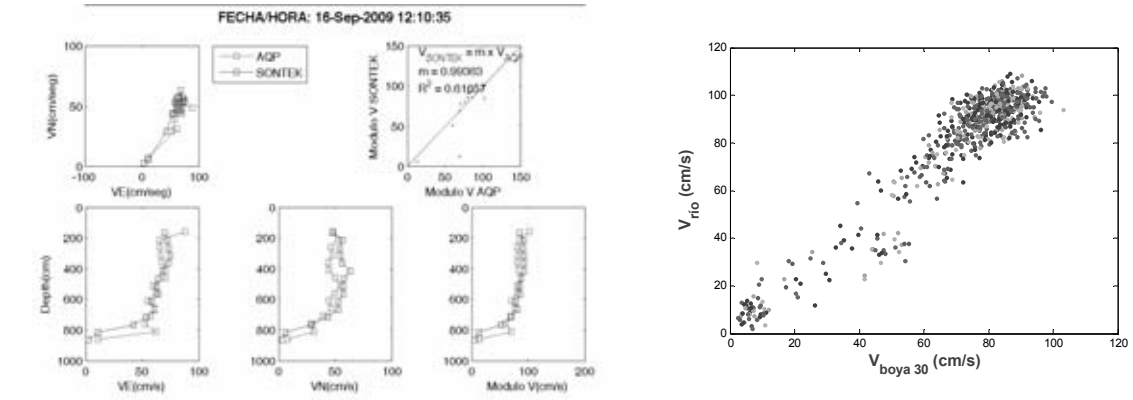


Figura 5. Izquierda: comparación de un perfil de corriente de la boya 30 con otro del ADCP-Sontek. Derecha: comparación de los módulos de la velocidad de los 47 perfiles que se midieron durante el experimento con los dos equipos.

La variabilidad temporal de los parámetros de calidad ambiental para la estación de la una de las boyas en la parte final de estuario vienen recogidos en la figura 6. En la serie temporal de más de un año, se observa claramente el ciclo estacional de la temperatura, con máximos en verano y mínimos en invierno. Con respecto a la conductividad, se observan perfectamente los ciclos mareales, tanto los correspondientes a las componentes semidiurnas (M2 y S2), así como la quincenal (MSF), a través de los máximos y mínimos relativos, que ocurren cada quince días. Además, en los meses de Abril de 2008 y Febrero de 2009 se observa una disminución drástica de la conductividad relacionada con la descarga de agua dulce desde la presa de Alcalá de Río y con un aumento de la precipitación en el estuario (Figura 7). Estos aumentos en las precipitaciones y descargas de agua dulce favorecen la disminución del oxígeno disuelto, tal como se observa en la figura 6, con drásticas bajadas en Abril de 2008 y Febrero de 2009. El valor promedio para toda la

serie es de 6.22 mg/l. Por último, para la turbidez se observa una gran variabilidad temporal, con valores altos en la primavera del 2008 y Febrero de 2009, superiores a 8000 FNU. En los meses de verano, cuando la turbidez en promedio disminuye, se observan ciclos quincenales de turbidez alta coincidiendo con mareas vivas, y ciclos de turbidez más baja durante las mareas muertas.

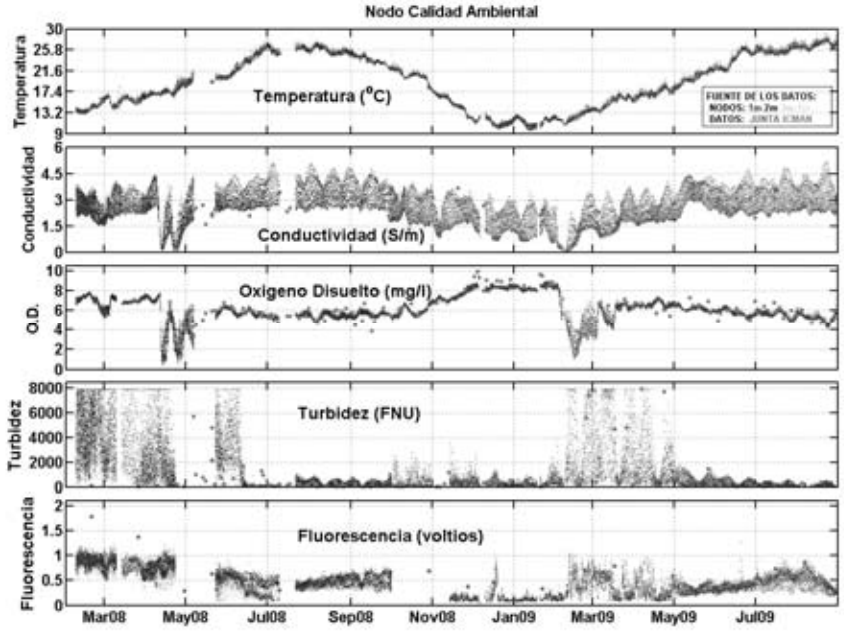


Figura 6. Datos pertenecientes a la Nodo de Calidad Ambiental (nodo 9) desde Febrero de 2008 hasta Septiembre de 2009. Los datos de la Junta e Icman representan la base de datos que nos permiten validar las medidas de los nodos.

Para cuantificar la robustez y calidad de la red de telemetría, los datos de corriente y de calidad ambiental han sido validados con otros datos recogidos por diferentes instituciones que desarrollan labores de investigación en el estuario. En concreto, para la validación de los datos obtenidos por la subred de calidad ambiental, se han utilizado los datos medidos dentro del estuario por la Agencia Andaluza del Agua en el plan de vigilancia (Figura 6, JUNTA) así como los datos obtenidos durante la realización de muestreos mensuales de variables biogeoquímicas desde el puerto de Gelves hasta Chipiona por parte del ICMAN (Figura 6, ICMAN). La calidad de las medidas realizadas por las estaciones de calidad de aguas viene reflejada en la figura 6, donde se observa como los valores medidos por la estación son similares a los publicados por la Junta de Andalucía. Las pequeñas diferencias que se pueden detectar son debidas a la propia variabilidad espacial y temporal de los procesos que ocurren en el estuario, ya que los puntos de muestreo de unos registros y otros, aunque próximos no coinciden exactamente en el lugar ni en el tiempo. No obstante,

salvo esas diferencias, las medidas de calidad de aguas realizadas por las estaciones son perfectamente compatibles con las publicadas por la Junta de Andalucía.

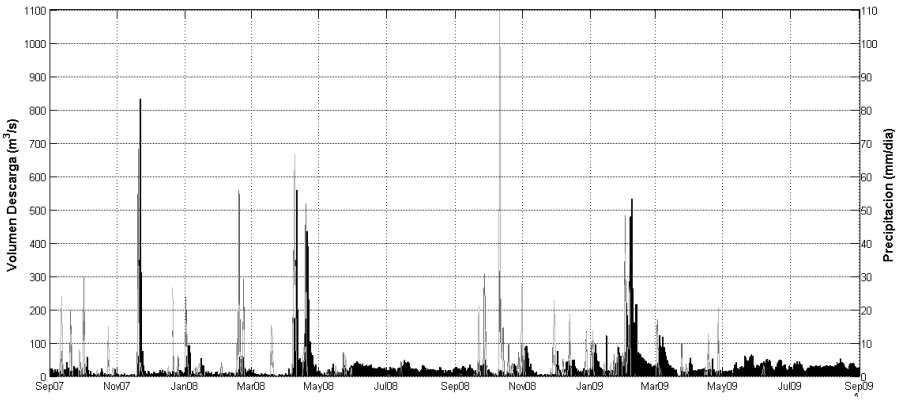


Figura 7. Datos de descarga diaria de la presa de Alcalá del Río (barras negras) desde Septiembre de 2007. Las barras grises son la precipitación acumulada diaria en la estación de Chipiona y Puebla del Río.

CONCLUSIONES.

La red de telemetría desplegada en el estuario del Guadalquivir ha permitido medir parámetros de corriente y de calidad del agua desde Febrero de 2008. Tanto las estaciones de calidad ambiental como las de corriente han demostrado ser operacionalmente robustas y han trabajado de manera impecable a lo largo de dos años. Además, el diseño modular de las estaciones proporciona un valor añadido a las boyas de navegación del estuario convirtiéndolas en estaciones de monitorización medioambiental de una manera económicamente eficiente. Las estaciones pueden ser instaladas sin ninguna alteración de las boyas de navegación y en pocas horas y su modularidad permite adaptarlas fácilmente a cualquier tipo de boya, baliza o plataforma en estuarios, puertos, ríos, etc, con un mínimo de mantenimiento. En cuanto a las estaciones de corrientes, añadir que su valor añadido estriba en el hecho de que aportan información, en tiempo real, del patrón de corriente en el canal, lo que sugiere su uso para facilitar las labores de navegación a lo largo del estuario

Con respecto a los nodos de calidad ambiental, los perfiles a cuatro profundidades de las variables hidrológicas (temperatura, conductividad, oxígeno disuelto, fluorescencia y turbidez) pueden ser obtenidos usando un único CTD. Este hecho permite reducir el mantenimiento y el coste del sistema, así como una mejora con respeto a los sistemas tradicionales de fondeos en cadenas o con perfiladores (tipo ORCA, Universidad de

Washington), los cuales no podrían ser instalado en estuarios con velocidades tan altas como las encontradas en el Guadalquivir.

Por último, la capacidad del sistema para ser reconfigurado de manera remota le confiere una capacidad de utilizarse como herramienta en la toma de decisiones frente a cualquier evento que afecte a este ecosistema.

La red de telemetría desplegada en el estuario del Guadalquivir, por tanto, se ha posicionado como un despliegue de tecnología puntero y sin par en una de las cuencas hidrográficas más importantes de la Península Ibérica. La calidad de los datos registrados es excelente, como ha quedado demostrado en la comparativa con los datos publicados por otras fuentes, por lo que se puede sugerir su adopción como patrón tecnológico para realizar seguimientos de calidad de aguas de otras cuencas bajo los estándares dictaminados por la Directiva Marco del Agua europea (DMA).

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto ha sido financiado por la Autoridad Portuaria de Sevilla (APS). Los autores agradecen a los técnicos de la Autoridad Portuaria de Sevilla de Bonanza por su ayuda en la modificación mecánica de las boyas así como agradecemos su inestimable ayuda a la empresa Aguayo Actividades Subacuáticas en la instalación de las mismas.

REFERENCIAS

Díez-Minguito, M., D. García-Contreras, S. Bramato, J. Ruiz, M. Á. Losada. 2009. Modelo de circulación mareal y submareal en el estuario del Guadalquivir. Jornadas de costas y Puertos, Santander. España.

Gutiérrez, F.J., Navarro, G., Ruiz, J. 2009. Real-time Telemetry of Hydrodynamic and Hydrological Variables. Sea Technology, 50, 8, 47-51.

Consejería de Medio Ambiente, Junta de Andalucía, 2008. “Evolución de la Turbidez en el Guadalquivir”, actualizado 12 de agosto de 2009. Accesible a través de la Web

INTEGRACIÓN DE SENSORES EN BOYAS OCEANO-METEOROLÓGICAS: APLICACIONES COSTA CANTÁBRICA Y MEDITERRÁNEA

J. Cortés[1], A. Payo[1], J. Echevarría[2], J. Hernández[3]

1. SIDMAR S.L., Avda. País Valenciano 22, 03720 Benissa, Alicante.
jcortes@sidmar.es

2. CUEVAS, S.L., Pol. Industrial del Mar, 39312 Polanco, Cantabria.
jcechevarria@cuevasobras.es

3. TECNOMA S.A., c/Antiga Senda de Senet 11, 46023 Valencia.
jhernandez@tecnoma.es

INTRODUCCIÓN

En los últimos años las técnicas de adquisición y transmisión de datos océano-meteorológicos ha avanzado significativamente para afrontar los retos que supone la aplicación de la Directiva Europea Marco del Agua (DMA, 2000/60/CE). En sistemas de adquisición de datos océano-meteorológicas en el mar (SADO), donde el consumo de los equipos es una limitación, una adecuada selección de sensores y la eficiente integración de éstos con los sistemas de comunicaciones es clave para proporcionar un sistema de observación fiable. Adicionalmente, el sistema debe ser flexible en su configuración para adaptarse a cambios que probablemente sufrirá durante su vida útil. En este trabajo se presenta en detalle la problemática encontrada y solución propuesta para dos proyectos de monitorización con boyas océano-meteorológicas en el litoral español. Estos son (1) control de emisarios de aguas residuales en el litoral Cantábrico y (2) control del vertido de desaladoras en la costa Mediterránea (Alicante).

El proyecto del litoral Cantábrico está promovido por el Gobierno de Cantabria y coordinado por CUEVAS Gestión de Obras. Cuenta con un presupuesto de 1.162.126€ y una duración 24 meses y forma parte de la red de Vigilancia Integral de las Aguas (VIGIA). El sistema está formado por dos boyas oceanográficas, instaladas en las áreas litorales de la Virgen del Mar y de Berria, a una profundidad de 32 y 28 metros y una distancia a la costa de 1km y 2km, respectivamente (ver Figura 1).

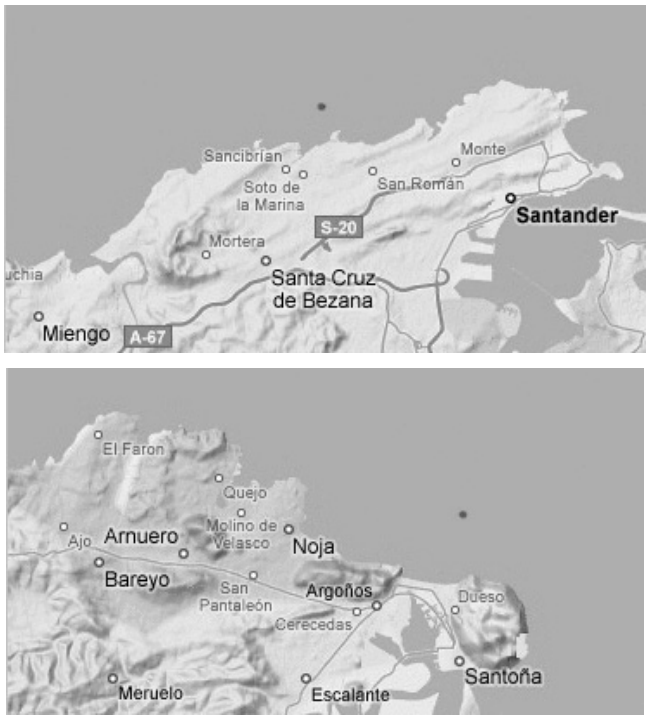


Figura 1. Ubicación de las boyas océano-meteorológicas propiedad de CUEVAS gestión de obras

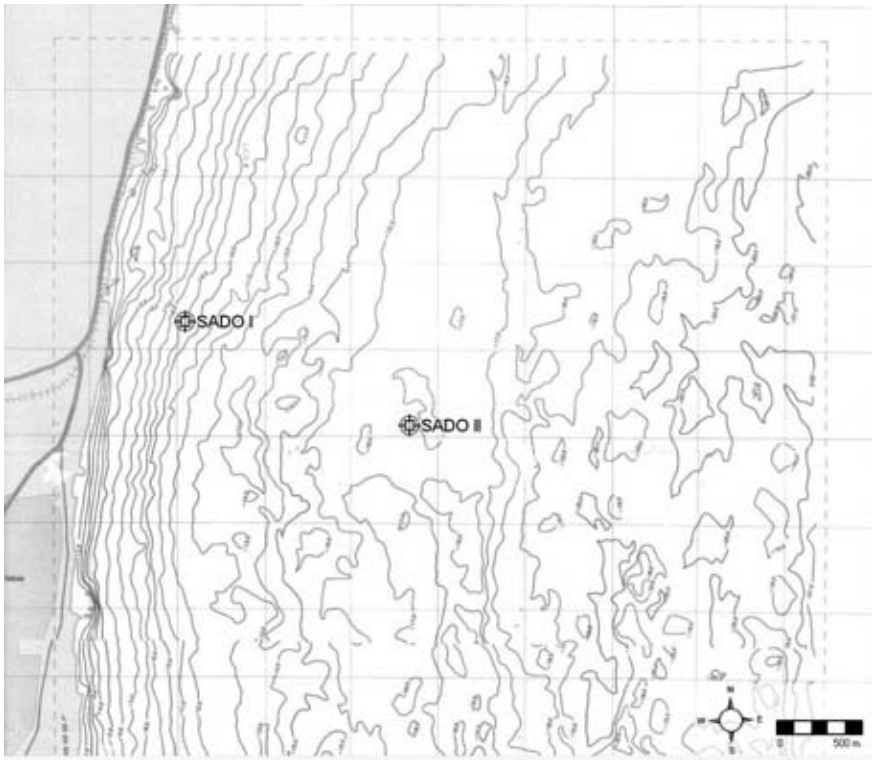


Figura 2. Ubicación de las boyas océano-meteorológicas del proyecto ASDECO frente al vertido de la desaladora del Canal de Alicante

El proyecto de control del vertido de desaladoras se enmarca dentro del proyecto de I+D+i llamado ASDECO (www.proyectoasdeco.com) coordinado por TECNOMA y con la colaboración de SIDMAR. Cuenta con un presupuesto total de 758.464 financiados al 50% por el Ministerio de Medio Ambiente. Está formado por dos boyas, una ubicada a unos 500m del vertido y 8m de profundidad (SADO I) y una segunda a unos 2km y 17m de profundidad frente a la desaladora del Canal de Alicante (SADO II), respectivamente (ver Figura 2).

BOYAS DE SANTANDER Y ALICANTE

En ambos proyectos se requiere monitorizar variables atmosféricas como el viento, presión, temperatura del aire, humedad relativa, radiación solar, y oceanográficas como el oleaje, temperatura del agua, corrientes, salinidad, nutrientes, turbidez, clorofila o contaminantes como petróleo. En esta sección se resumen los detalles sobre los sensores instalados y su integración, sistema de telemetría, sistema flotante, configuración y sistemas de fondeo.

Sistema flotante

El sistema flotante debe ser lo suficientemente robusto para dar soporte tanto a los sensores como a la fuente de alimentación (paneles solares y baterías), a la vez que de dimensiones adecuadas para la correcta monitorización del oleaje y realizar operaciones de mantenimiento rutinarias. Se seleccionó la boya WatchKeeper de AXYS para las boyas de CUEVAS y la SADO I de ASDECO. Esta boya tiene un diámetro de 1.7m y un peso total de unos 540kg. El sistema de alimentación está configurado para suministrar 12V. Emplea cuatro baterías de bajo mantenimiento que son recargadas con cuatro paneles solares de 20W. Tiene una capacidad de reserva suficiente para garantizar la operatividad de la boya durante unos 3 meses sin carga extra (ver Figura 3).

La SADO II (ver Figura 4) es una boya fabricada y ensamblada por SIDMAR conforme a las recomendaciones IALA. Diseño modular, desmontable en tres partes principales (flotador, torreta y estructura de fondeo) y piezas y soportes auxiliares, de fácil manipulación, diseñada para usos en aguas costeras y portuarias. Los materiales empleados son resistentes a las condiciones marinas. El flotador de 1300L de

flotabilidad está fabricado por CORELSA en polietileno rotomoldeado, de color amarillo añadido durante el proceso de roto-modelación, y relleno de espuma de poliuretano de célula cerrada. Las partes metálicas de las estructuras principales se fabricarán en acero al carbono, estructural, galvanizado en caliente. Los soportes de los paneles solares y antenas en acero inoxidable A316. Los soportes para luz, batería, lastre y anclaje, estarán construidos en acero al carbono galvanizado en caliente y pintado de color amarillo.

Los sistemas de fondeo fueron diseñados para soportar las acciones de los agentes océano-meteorológicos durante la vida útil de las boyas a la vez que satisfacer las particularidades de cada proyecto. La boya situada en el entorno de la desaladora de Alicante está conectada a dos sensores en el fondo que proporcionan información sobre las corrientes y salinidad. El sistema de fondeo fue diseñado para evitar que la boya rotase sobre su eje poniendo en peligro los cables de comunicación con los equipos en el fondo. Las boyas de Cantabria, al no llevar equipos en el fondo, se les permite rotar sobre su eje para ofrecer siempre la menor resistencia al viento, corrientes y/o oleaje. Las tres boyas están operativas desde finales del 2008 habiendo resistido el temporal del pasado mes de enero 2009, donde en una de las boyas de Cantabria se registraron alturas de ola máxima de hasta 11 metros y vientos de hasta 30 m/s.

Figura 3. Detalles de la boya Watchkeeper empleada en las boyas de CUEVAS y la SADO I.

Todas las boyas disponen de una baliza luminosa en la parte superior del casco, y las boyas Watchkeeper tienen adicionalmente un reflector de radar pasivo de $10m^2$(Blipper 210-7) según la normativa exigida por el sistema A de balizamiento y adaptado a las costas españolas por Real Decreto 2391/1977 de 29 de julio. La posición de las boyas de CUEVAS y SADO I es transmitida periódicamente gracias al sensor de posicionamiento global (SkyWave GPS/INMARSAT D+ DMR 200C). El sistema tiene una exactitud de menos de 2.5 m. El sistema está instalado en la superestructura del mástil, permitiendo la recepción de la señal GPS, cálculo de la posición y transmisión vía satélite INMARSAT.

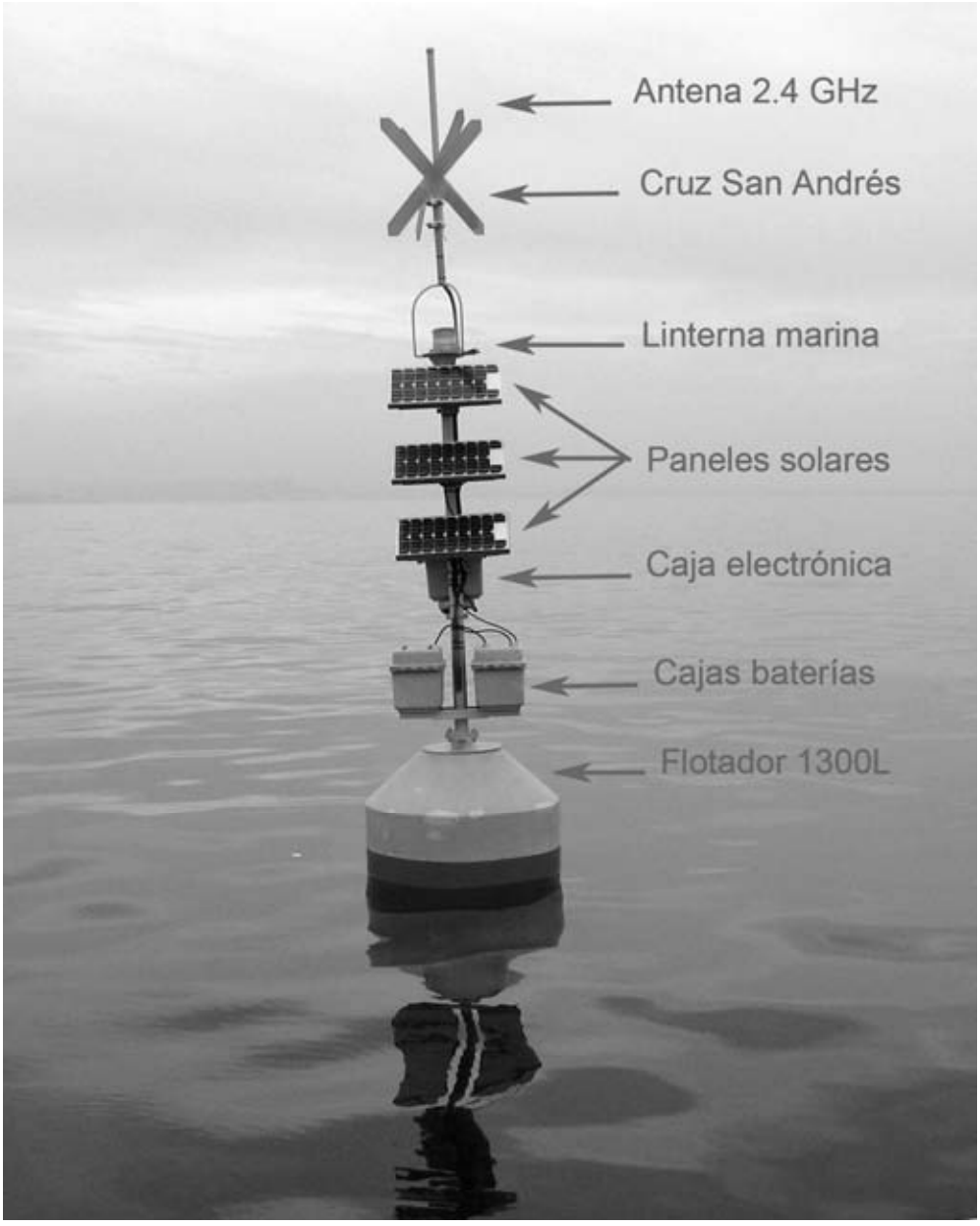


Figura 4. Detalles de la boya SADO II fabricada y ensamblada por SIDMAR.

Sensores: selección e integración

Para todos los SADOs se seleccionó como unidad de almacenamiento de datos y control el WatchMan500 (WM500) de AXYS que permite integrar sensores de varios fabricantes. El WM500 es un procesador modular con comunicación bidireccional con los sensores y el sistema de telemetría que permite (1) configurar sensores (2) enviar y almacenar datos (3) gestionar consumos energía eficientemente.

Las Figuras 5 y 6 muestran un esquema lógico con los principales sensores integrados en las boyas de CUEVAS y SADO I.

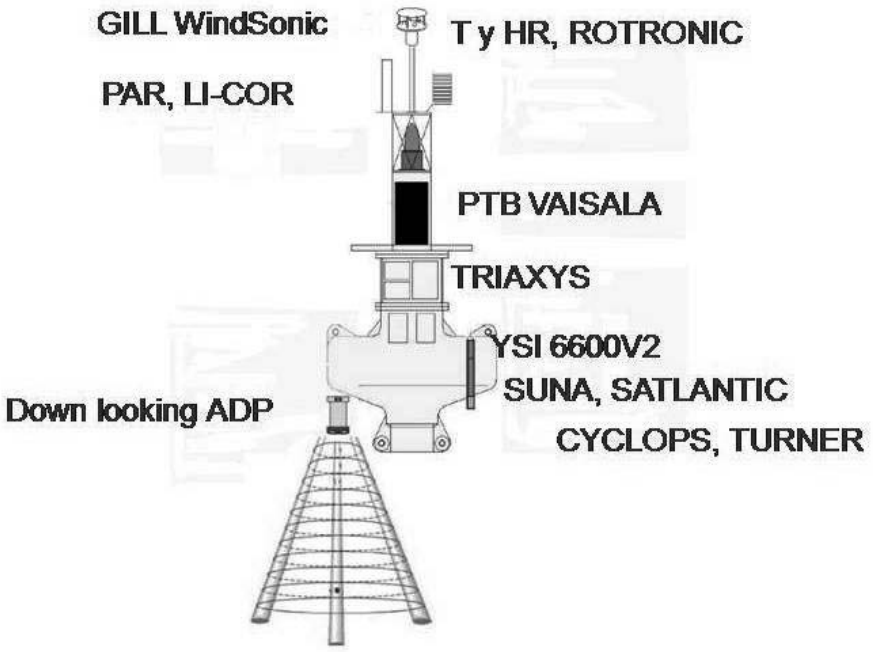


Figura 5. Esquema de los principales sensores instalados en las boyas de CUEVAS.

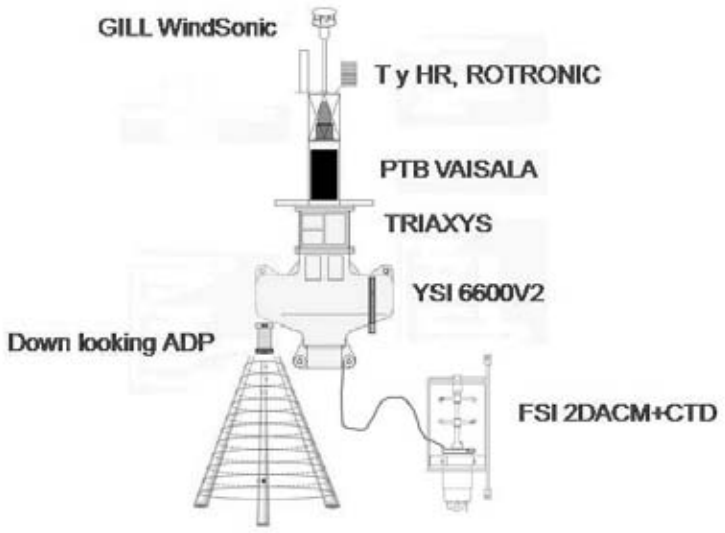


Figura 6. Esquema de los principales sensores instalados en la boya SADO I.

Sensor de oleaje direccional: TRIAXYS™ OEM Directional Wave Sensor

- Tipo sensor de estado sólido con 6 grados de libertad de movimiento. Rango: ± 20 m. Exactitud: mejor que el 2% del rango. Resolución: 1 cm.
- Para periodo ola, Rango: 1,5 a 33 segundos; Exactitud: mejor que el 2% de la lectura; Resolución: 0,05 Hz
- Para dirección del oleaje, Rango: 0° a 360°; exactitud: 1°; Resolución: 1°.

Anemómetro marinizado: GILL WindSonic

- Rangos Velocidad: 0-60 m/s; exactitud ±2% a 12 m/s; umbral 1,1 m/s, resolución 0,1 m/s.
- Dirección: 0-359°; exactitud ±3° a 12 m/s, umbral 1,2 m/s en 10°, resolución 1°.

Temperatura del aire y humedad relativa: ROTRONICS MP101A

- Temperatura:
  - Rango: -40°C a +60°C
  - Resolución 0,1 °C
  - Exactitud ± 0,3°C a temperaturas entre 20°C y 25°C
- Humedad relativa
  - Rango: 0-100%

- Resolución 0,3%
- Exactitud ±1% a temperaturas entre 20°C y 25°C

Presión atmosférica: VAISALA PTB210 Digital Barometer

- Rango: 500-1100 hPa
- Exactitud: ± 0,15 hPa
- Precisión total: ± 0,25 hPa
- Estabilidad a largo plazo: ± 0,10 hPa/año

Compás: KVH Compas C100

- Tipo sensor toroidal (magnetómetro) con microprocesador y variación programable ±180°
- Rango: 0-359° exactitud dirección ±0,5°, Resolución 0,1°, Temperatura -48°C a + 65°C

Sonda multiparamétrica de calidad de agua

- YSI 6600V2-EDS con sensores de conductividad, temperatura, presión, oxigeno disuelto (óptico), turbidez (óptico), PH/ORP, clorofila (óptico) y cianobacterias (óptico).
- Temperatura: Rango -5°C a 50°C; Resolución 0,01°C; Exactitud ±0,15°C.
- Conductividad: Rango 0 a 100 mS/cm; Resolución (depende del rango) 0,001 a 0,1 mS/cm y exactitud el mayor de ± 0,5% de la lectura o +0,001 mS/cm
- pH: Rango 0 a 14 uds.; Resolución 0,01 uds.; Precisión ±0,2 uds
- ORP: Rango -999 a +999 mV; Resolución 0,1 mV y Precisión ±20 mV
- Oxígeno disuelto (óptico): Rango 0-50 mg/l; Resolución 0,01 mg/l y Precisión el mayor de ±2% de la lectura o 0,2 mg/l para valores entre 0 y 20 mg/l y ±6% de la lectura para >20 mg/l
- Turbidez (óptico): Rango 0 a 1.000 NTU; Resolución 0,1 NTU y precisión el mayor del ±2% de la lectura o 0,3 NTU
- Clorofila (óptico): Rango 0 a 400 ug/l Chl a; Resolución 0,1 ug/l Chl a
- Cianobacterias (Ficoeritrina): Rango 0 a 200000 cells/ml y Resolución 450 cells/ml (Estimado a partir de cultivos de Synechoccus sp.)

Perfilador de corrientes doppler: SonTek ADP 1000 KHz

- Rango de velocidades: ± 10 m/s. Resolución: ±0,1 cm/s. Precisión: ±1% de la velocidad media, ±0.5 cm/s, compás y sensor de inclinación interno con resolución de cabeceo, inclinación y balanceo 0,1°, precisión cabeceo ± 2° y

precisión balanceo e inclinación ±1° Máximo alcance del perfil 25m-40m, resolución vertical 0,4m-2m, distancia de blanqueo 0,5 m.

Sensor de nitratos: Satlantic SUNA

- Rango 0,007 a 56 mg/l N (0,5 µM - 4000 µM); Exactitud el mayor de ± 0,028 mg/l N (2 µM) o ± 10% lectura

Sensor de hidrocarburos: TURNER Designs CYCLOPS-7

- Rango: 0ppm a 1000ppm y exactitud 0,1 ppm

Radiación solar: LI-COR LI-S200SA

- Error típico: ±5%
- Sensibilidad: 90 µA por 1000W m2
- Linealidad: Máxima desviación del 1% hasta 3000 W m2
- Estabilidad: <+/- el 2% por año
- Tiempo de respuesta: 10 µs
- Dependencia de la temperatura: 0,15% por °C máximo
- Correción coseno: hasta ángulos de 80° de incidente
- Azimut: <+/- 1% error sobre 360° a 45° de elevación
- Temperatura de operación: -40 a 65°C
- Humedad relativa: 0 a 100%

Sistemas de telemetría

Los datos son enviados por un sistema de telemetría a una estación de control en tierra que a su vez cuelga los datos en internet. En ambos proyectos se seleccionó GPRS como sistema primario de comunicaciones y radio como secundario (CUEVAS). La posición de la boya es controlada mediante GPS y en caso de deriva el sistema de alarma envía la posición periódicamente vía INMARSATD+ (Figura 7).

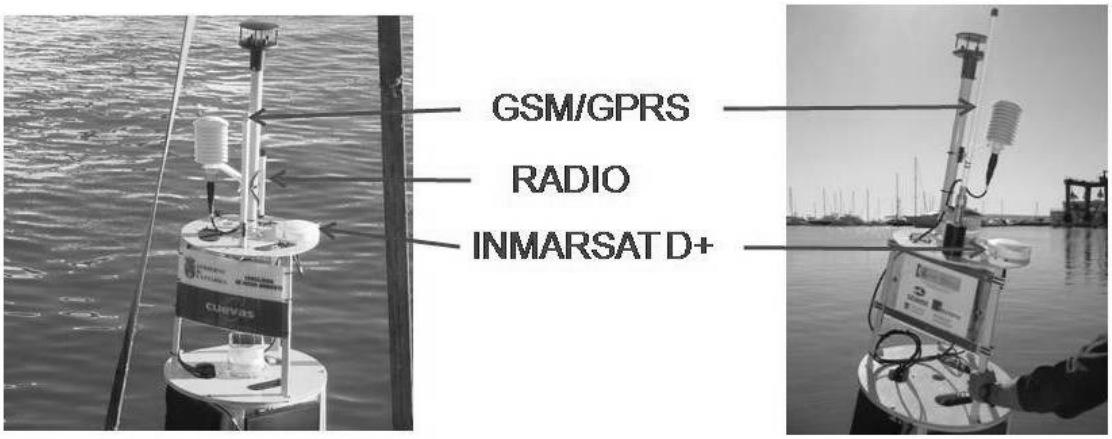


Figura 7. Detalle de los sistemas de telemetría instalados en las boyas de CUEVAS y SADO I.

AGRADECIMIENTOS

En relación a las dos boyas ubicadas en la Costa Cántabra los autores quieren agradecer la colaboración de la Universidad de Cantabria así como el apoyo del Gobierno de Cantabria. En relación a la boya ubicada en la costa de Alicante los autores quieren agradecer la ayuda facilitada por la Mancomunidad de los Canales del Taibilla así como los gestores de la Desaladora del Canal de Alicante II. Este trabajo se ha desarrollado en el marco del proyecto ASDECO nº 104 (cofinanciado por Ministerio de Medio Ambiente, Rural y Marino).

REFERENCIAS

Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.

MEDIDAS DE SALINIDAD IN SITU EMPLEANDO SENSORES DE CONDUCTIVIDAD Y TEMPERATURA EN AGUAS COSTERAS: APLICACIÓN DESALADORA DEL CANAL DE ALICANTE

A. Payo[1], A. Antoranz[1], J. Hernández[2], M. Martín[3]

1. SIDMAR S.L., Avda. País Valenciano 22, 03720 Benissa, Alicante.
apayo@sidmar.es

2. TECNOMA S.A., C/Antiga Senda de Senet 11, 46023 Valencia.
jhernandez@tecnoma.es

3. Univ. Politécnica de Valencia., Camino de Vera, s/n 46022 Valencia.
mmartin@hma.upv.es

INTRODUCCIÓN

La medida de la salinidad se considera una variable prioritaria para dar respuesta a una gran variedad de cuestiones científicas y de gestión del medio marino y aguas de transición. En este trabajo, (1) se plantea de forma general la problemática técnica que supone monitorizar in-situ el vertido de plantas desaladoras en la zona costera; (2) se presenta la solución adoptada para la monitorización del vertido de la desaladora del Canal de Alicante en el marco del proyecto de I+D+i ASDECO para el desarrollo de un sistema automático para el control de vertidos de desaladoras.

PROBLEMÁTICA

Los estudios de sensibilidad de las praderas de fanerógamas marinas ante incrementos de salinidad e.g. Palomar y Losada (2008) así como los Planes de Vigilancia Ambiental (PVAs) emplean como unidad de medida las unidades prácticas de salinidad (Practical Salinity Units o PSU) (UNESCO, 1981a) y es por tanto deseable emplear las mismas unidades. En los PVAs se especifica que la medida de la salinidad debe hacerse con una exactitud de ±0.01 PSU.

Las PSU representan la salinidad (S) como una razón de conductividades entre un agua de mar estándar y la muestra a analizar. La conductividad (C) del agua de mar es directamente proporcional al contenido en iones disueltos y por tanto al contenido en sales. La conductividad está fuertemente influenciada por la temperatura (t) y la presión (p) por lo que las medidas de conductividad vienen acompañadas de estas medidas C(S,t,p). La medida de conductividad C(S,t,p) son introducidas en una relación empírica conocida como la escala práctica de salinidad (Practical Salinity Scale o PSS78) para así obtener la salinidad expresada en PSU. Por definición un agua de mar con salinidad práctica de 35 tiene un ratio de conductividades igual a la unidad con una solución que contenga exactamente 32,4356gr de KCl en 1 kg de agua destilada. Nótese que las PSU se deben entender como una razón entre conductividades y no tienen unidades. La PSS está definida para un rango de salinidades de 2 a 42 (extendida de 0 a 50 [UNESCO, 1991]), temperatura de -2 a 35 ºC. Como agua de mar de referencia se emplea el agua de mar estándar IAPSO (International Association for the Physical Sciences of the Ocean), que consiste en agua de mar superficial del Océano Atlántico, diluida con agua destilada hasta una salinidad de 34.995, filtrada, esterilizada con UV y embotellada en botellas de boro-silicato. Las variaciones de salinidad entre los botes más recientes son inferiores a las 0.001 PSU (Culkin & Ridout, 1998). Los botes de agua estándar están disponibles en salinidades de 10, 30, 35 y 38.

En la práctica el uso de de la conductividad como medida de salinidad presenta algunas limitaciones, cuando se emplea en las proximidades de vertidos de desaladoras, que han de ser tenidas en cuenta a la hora de interpretar las medidas y seleccionar los sensores. En esta sección se resume brevemente algunas de estas limitaciones:

- **Salinidades fuera de rango**. La escala práctica de salinidad (PSS78) está definida para el rango $2<S<42$, los valores de salinidad de la salmuera para el caso del vertido del Canal de Alicante son de hasta 69 PSU en el vertido.

- Cambios en las relaciones conductividad/salinidad/densidad debidos a la **composición del agua de mar relativos al agua estándar IAPSO**. En general, aumentos en el contenido de silicatos (SiO_2), nitratos, alcalinidad y PH puede, para una cantidad dada de materiales disueltos por unidad de masa de agua de mar, producir errores en la salinidad práctica del orden de ±0.02 PSU, y del orden de 0.025

kg/m^3 en la densidad. Nótese que estos errores son superiores a los definidos en la sección los PVAs de ±0.01 PSU.

• La medida de salinidad basada en conductividad es **no conservativa**. La unidad práctica de salinidad se basa únicamente en la medida de conductividad. Sin embargo existen variaciones de sales disueltas no iónicas que no producen variaciones en la conductividad y si en la salinidad pudiendo llegar a producir errores de hasta 0.5%.

Zona de estudio

Las Figuras 1 y 2 muestran la ubicación de la zona de estudio y un esquema lógico de las particularidades de la desaladora y el vertido objeto de la monitorización, respectivamente. Éste se hace al mar Mediterráneo, en la provincia de Alicante desde costa mediante canal abierto. El vertido integra los rechazos de Alicante I (en servicio normalizado desde 2003) Alicante II (en fase de pruebas). La capacidad nominal de producción es de hasta 66000 m^3/día de agua apta para consumo humano mediante el proceso de ósmosis inversa cada planta. Esta producción supone un caudal de rechazo, asumiendo una eficiencia del 45%, de 159500 m^3/día con una salinidad media de 60 PSU. El agua de rechazo es mezclada con agua de mar previo a su vertido a una razón de 1 parte de salmuera por 4 de agua de mar durante los meses de invierno y de 1:2 durante el verano. El sistema de bombas instalado es capaz de aumentar la dilución previa hasta 1:6 si fuera necesario. La toma de agua de mar para su tratamiento se obtiene de pozos costeros situados al sur de la zona del vertido.

ESTADO DEL ARTE DE LAS MEDIDAS DE SALINIDAD IN-SITU

En esta sección se resume el estado del arte de las medidas de salinidad in-situ basadas en medidas de conductividad y temperatura. En primer lugar, basándose en la propagación de errores, se presenta de forma teórica los errores máximos permitidos en las medidas de conductividad y temperatura para no superar el error de ±0.01PSU establecido por los PVAs. En segundo lugar se introducen los principios básicos de funcionamiento de los dos tipos principales de sensores de conductividad y temperatura existentes en la actualidad. Finalmente se resumen los resultados presentados por la ACT (Alliance for Coastal Technologies) en su informe de 2008.

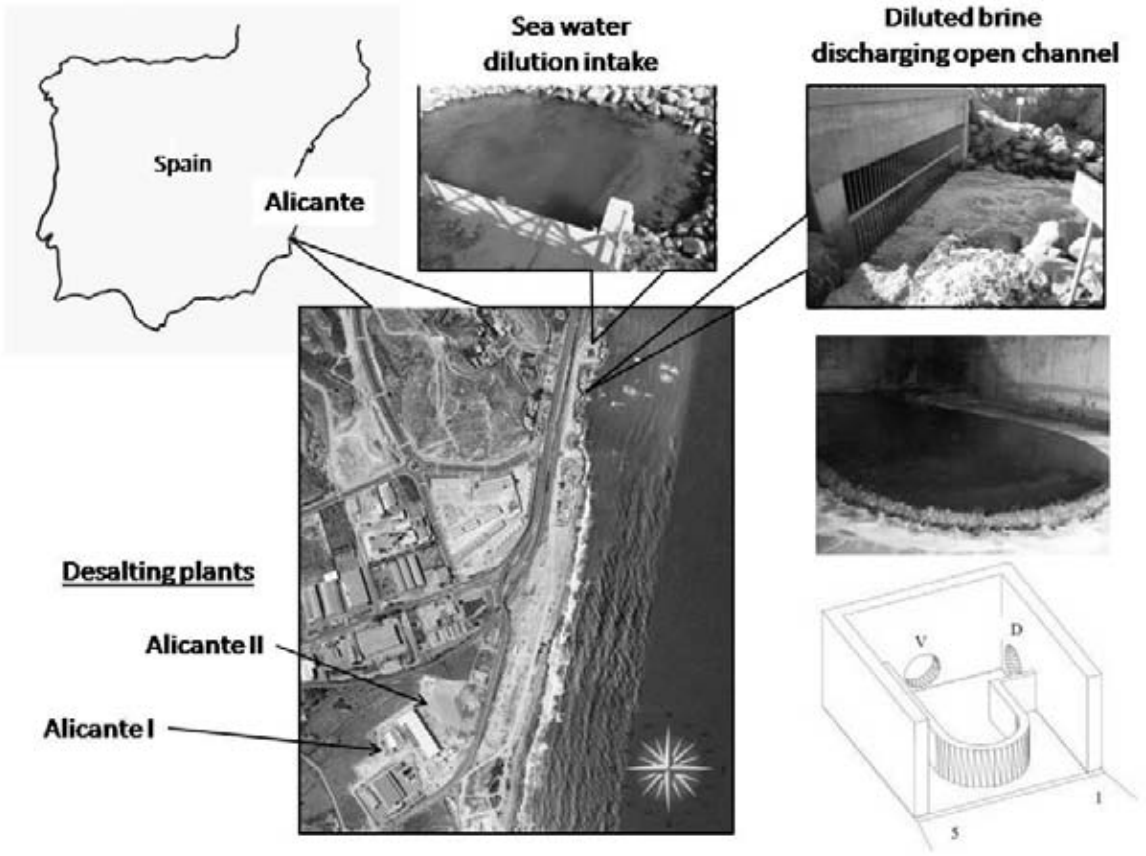


Figura 1. Ubicación de la zona de estudio y detalles del sistema de vertido del rechazo de las desaladoras del Canal de Alicante I y II.

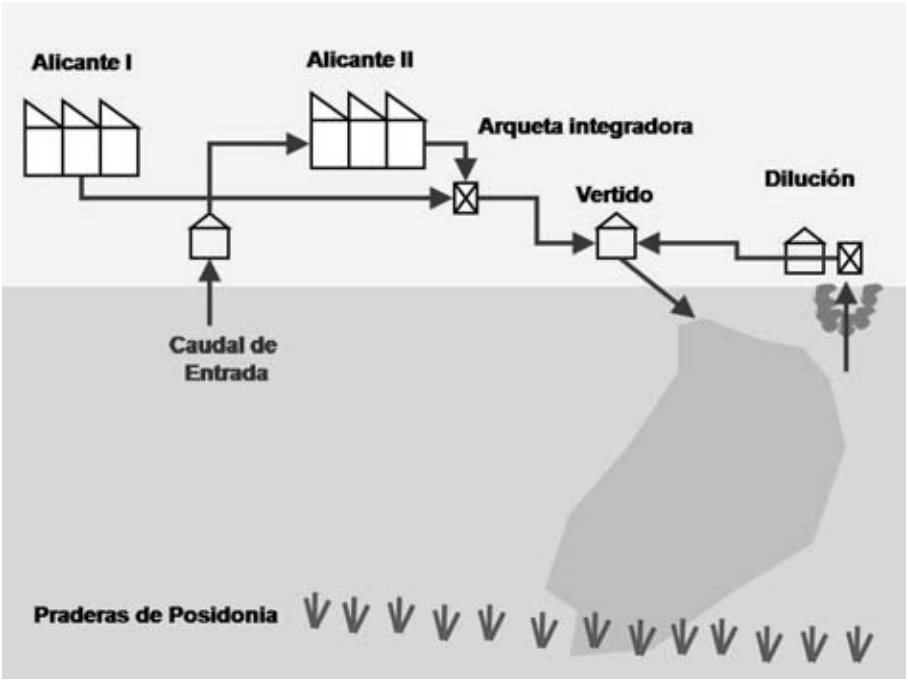


Figura 2. Esquema lógico de la situación del vertido objeto de la monitorización

Propagación de errores: aplicación a la escala práctica de salinidad

La medida de salinidad no es una observación directa sino que se obtiene de introducir las medidas de C y t en la relación empírica dada por la PSS78. En esta sección emplearemos la teoría de propagación de errores para estimar los errores máximos permitidos en los valores de las variables C y t que garanticen un error inferior en salinidad a los ± 0.01 PSU.

La relación entre salinidad, conductividad, temperatura y presión viene dada por una ecuación no lineal donde el tratamiento algebraico sería engorroso y no garantizaría su validez para desviaciones elevadas, por lo que se ha optado por aplicar el método Monte Carlo en su lugar. En concreto se han evaluado nueve escenarios donde se ha asumido que el error cometido en la conductividad, en el intervalo de 30mS/cm a 90mS/cm sigue una distribución normal entorno al valor real con errores máximos de ±0.001 mS/cm, ±0.01mS/cm y ±0.1mS/cm, para tres valores de temperatura de 15ºC, 25ºC y 35ºC. Se asume que el error asociado a la temperatura sigue una distribución normal de error máximo ±0.002ºC y no hay error en la medida de presión que se asume para todos los cálculos nula. Para cada valor de conductividad en el rango entre 30mS/cm a 90mS/cm, a intervalos de 1mS/cm, se realizaron 2000 simulaciones y se calculo la desviación estándar de todas las simulaciones.

Los resultados para los errores máximos de ±0.001 mS/cm, ±0.01mS/cm y ±0.1mS/cm se muestran en las Figuras 3, 4 y 5 respectivamente. En los tres casos se observa como las desviaciones en salinidad aumentan con la conductividad y disminuyen con la temperatura. Para errores en la medida de conductividad del orden de ±0.001 mS/cm los errores en salinidad son siempre inferiores a 0.005 PSU, siendo un orden de magnitud inferior al límite establecido por los PVAs de 0.01 PSU. Si el error en conductividad aumenta a ±0.01mS/cm, los errores en salinidad son del mismo orden que los establecidos por los PVAs aunque inferiores, salvo en el caso de la temperatura a 15ºC, donde a partir de las 60 mS/cm las desviaciones son superiores a este umbral. Por último, si los errores en la medida de conductividad son del orden de ±0.1mS/cm los errores en salinidad son casi un orden de magnitud superior al umbral.

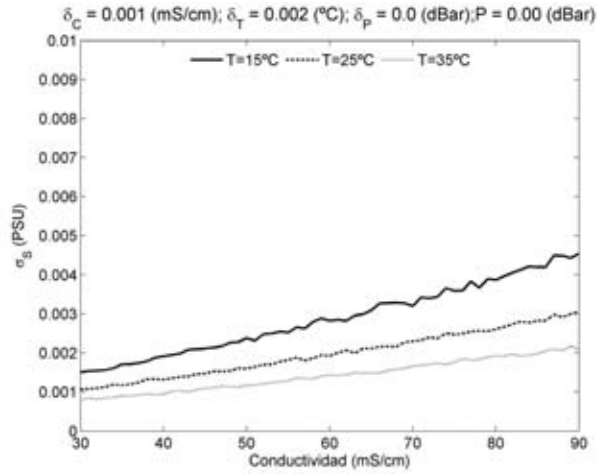


Figura 3. Resultados de la simulación asumiendo un error máximo de ±0.001mS/cm y distribuido normalmente.

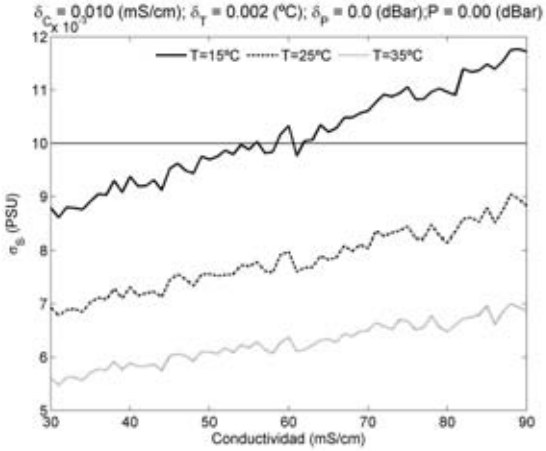


Figura 4. Resultados de la simulación asumiendo un error máximo de ±0.01mS/cm y distribuido normalmente.

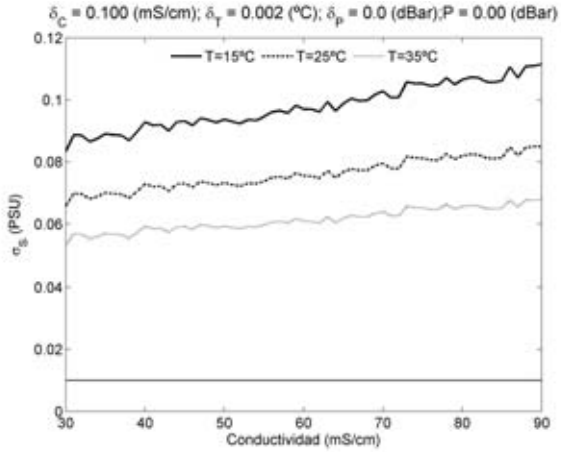


Figura 5. Resultados de la simulación asumiendo un error máximo de ±0.1mS/cm y distribuido normalmente.

Comparativa de sensores de medida de salinidad in-situ disponibles en el mercado

En la actualidad se emplean dos tipos básicos de sensores de conductividad y temperatura para medida in situ de la salinidad, estos son los conocidos como (1) inductivos o toroidales y (2) conductivos o de electrodos. Ambos miden la conductancia (inverso de la resistencia eléctrica [Siemens]) del agua de mar y obtienen la conductividad (conductancia por unidad de longitud [Siemens/m]) a través de la constante de celda K de la forma Conductividad = Conductancia x K, siendo K=l/A la constante de celda, e igual a la razón entre la longitud del volumen de medida dividida por el área de la sección transversal al volumen de muestreo.

Los sensores tipo inductivos o toroidales, permite mediciones de conductividad sin ningún contacto eléctrico entre los electrodos y el fluido de proceso. La medición es basada en un acoplamiento inductivo de los dos transformadores toroidales por medio del líquido (Figura 6). El instrumento genera un campo magnético en el primer toroide. El liquido pasa a través del agujero en el toroide. El campo magnético induce un voltaje en esta bobina liquida, la corriente inducida en el flujo es proporcional a este voltaje y la conductancia del liquido. La corriente en el líquido puede crear un campo magnético en el segundo toroide y la corriente inducida puede ser medida como una salida. La corriente de salida de esta bobina receptora es por consiguiente proporcional a la conductividad específica del líquido de proceso. La constante de la celda depende solo de la geometría del sensor. Sin embargo, cuando la sonda es sumergida en un líquido, la corriente inducida en la solución es afectada por cualquier contorno próximo donde sea insertada la sonda. Para evitar esto algunos fabricantes de sensores de conductividad, como FSI y su serie NXIC (Non-eXternal Inductive Conductivity) ofrecen señores inductivos sin campo externo, donde la disposición de los toroides se hace de forma tal que el campo eléctrico inducido externo a la celda de medida es mínimo. Ya que este tipo de sensor no tiene electrodos, problemas comunes tales como polarización y contaminación son eliminados y no afectan el desempeño del sensor sin electrodos.

En los sensores tipo conductivos se emplea un puente de Wheastone (véase Figura 7) para medir la conductividad del líquido. En este tipo de sensores los electrodos están en contacto directo con el líquido.

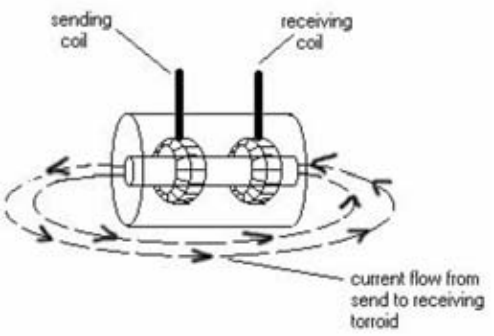


Figura 6. Esquema de funcionamiento de un sensor de conductividad tipo inductivo.

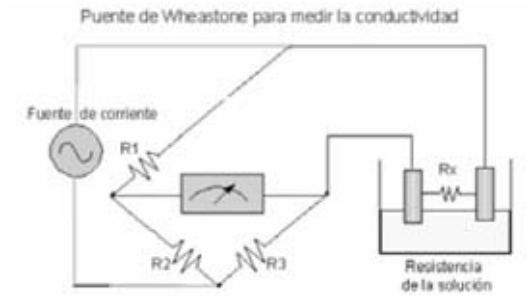


Figura 7. Esquema de funcionamiento de un sensor de conductividad tipo conductivo

La ACT (http://www.act-us.info/) es una organización sin ánimo de lucro cuyo objetivo es el de informar al usuario sobre los rendimientos de los distintos sensores empleados en oceanografía mediante ensayos comparativos. En 2008 publicaron los resultados de comparar varios sensores de medida de salinidad in situ basados en medidas de conductividad y temperatura. En particular comprobaron si se cumplían las especificaciones establecida por los fabricantes en condiciones controladas en el laboratorio y comprobaron el rendimiento bajo condiciones no controladas en la naturaleza. Cabe destacar que de todos los usuarios consultados, un 75% de los mismos empleaba este tipo de sensores en la zona costera a poca profundidad. Las principales aplicaciones son para dar una descripción general del ambiente, caracterizar las masas de agua y calculo de estratificación. Un 40% consideraba suficiente un error de ±0.1 PSU en sus medidas y un 30% de ±0.01 PSU. Las propiedades más valoradas por los usuarios son fiabilidad, exactitud, precisión, facilidad de calibración y estabilidad. Encontraron que, durante la primera semana de fondeo los errores eran del orden de 0.01 PSU, a partir de ésta aumentaban debidos a fouling en los equipos. Los organismos que crecen en el interior de las celdas de muestreo o sobre los electrodos modifican su geometría y por tanto la constante de celda.

SOLUCIÓN ADOPTADA EN EL PROYECTO ASDECO

En esta sección se resume la instrumentación empleada en el proyecto ASDECO para obtener series temporales de calidad en el efluente, campo cercano, campo lejano y campañas espaciales. La Tabla 1 se presenta las propiedades de los equipos empleados para cada tarea.

Equipo	Tarea	Tipo	Rango	Precisión
YSI	Efluente	COND	0-100 mS/cm	±1% lectura
Sensor 6560			-5 a 70ºC	±0.15ºC
YSI	Campo cercano	COND	0-100 mS/cm	±1% lectura
Sensor 6560	superficie		-5 a 70ºC	±0.15ºC
FSI	Campo cercano	IND	0-70 mS/cm	±0.002mS/cm
2DACM+CTD			-5 a 32ºC	±0.03ºC
RBR	Campo lejano	IND	0-90 mS/cm	±0.003mS/cm a 35PSU y 15ºC
XR420			-5 a 35ºC	±0.002ºC
FSI	Perfiles CTD	IND	0-90 mS/cm	±0.002mS/cm
CTD-NXIC			-5 a 45ºC	±0.005ºC
RBR	Medidas en	COND	2-42 PSU	±0.002 PSU
MS-310	laboratorio		-5 a 35ºC	±0.002ºC

Tabla 1. Resumen de los sensores, zonas de medida, tipo de sensor, rango y precisión empleados en ASDECO para medir la salinidad in-situ

Los sensores de conductividad de YSI 6560 son de tipo conductivo o electrodo y son calibrados a un punto por el usuario empleando patrones de 50.00 mS/cm de conductividad específica (conductividad a 25ºC). El sensor de FSI 2DACM+CTD, tiene un sensor de conductividad/temperatura del tipo inductivo y sensor acústico de la velocidad de la corriente, lo que permite conocer la salinidad cerca del fondo y la magnitud y dirección del flujo de agua. El sensor de RBR XR420 es de tipo inductivo y se han instalado hasta cinco sensores en el entorno de la desaladora en estructuras especiales para obtener series temporales de salinidad cerca del fondo (véase Figura 8). El sensor FSI CTD-NXIC se emplea para realizar campañas espaciales y caracterizar la pluma del vertido. Cada tres semanas se realizan las operaciones de mantenimiento de los sensores. Durante el mantenimiento se limpian las celdas de conductividad, revisan las juntas tóricas y se aplica el tratamiento anti-fouling. Sólo las sondas de conductividad YSI 6560 son calibradas cada tres semanas, el resto de los

equipos se valida la medida a partir de ensayos en laboratorio con el microsalinómetro RBR MS310.

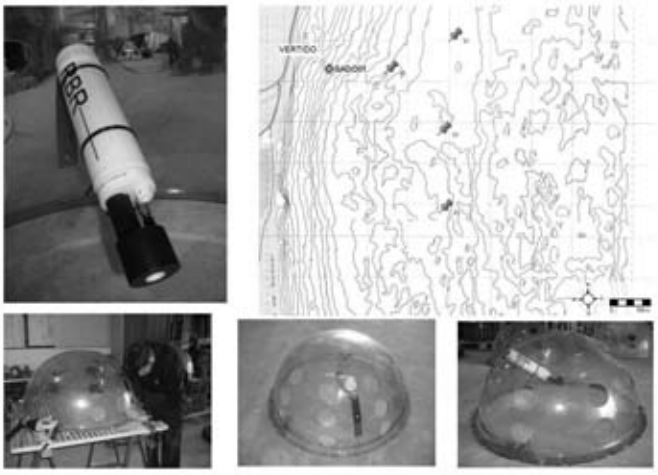


Figura 8. Detalle de las estructuras de fondeo de los CTs RBR XR-420 para obtener series temporales de salinidad y temperatura en el entorno de la desaladaora del Canal de Alicante.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la ayuda facilitada por la Mancomunidad de los Canales del Taibilla así como los gestores de la Desaladora del Canal de Alicante II. Este trabajo se ha desarrollado en el marco del proyecto ASDECO nº 104 (cofinanciado por Ministerio de Medio Ambiente, Rural y Marino).

REFERENCIAS

Culkin, F., Ridout, P.S., 1998. “Stability of IAPSO standard Seawater”, Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, Vol. 15, pp 1072-1075.

Millero, F., Feistel, R., Wright, D.G. y McDougall, T., 2008. “The composition of Standard Seawater and the definition of the Reference-Composition Salinity Scale”. Deep Sea-Research, I, 55, p 50-72.

Palomar-Herrero, P., Losada-Rodríguez, I., 2008. “Desalinización de agua marina en España: Aspectos a considerar en el diseño del sistema de vertido para la protección del medio marino”. Revista de Obras Públicas, No. 3486, pp 37-52.

UNESCO, 1981a. The Practical Salinity Scale 1978 and the International Equation of State of Seawater 1980. UNESCO Technical Papers in Marine Science 36.

UNESCO, 1991. Salinity and density of seawater: Tables for high salinities (42 to 50). UNESCO Technical Papers in Marine Science 62.

IMPLANTACIÓN DE LA RECOMENDACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS "ROM. 5.1-0.5 CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" EN EL PUERTO DE SANTA CRUZ DE TENERIFE. PLAN DE VIGILANCIA SISTEMÁTICO

A. Hernández Cabrera[1], J. I. Mora Quintero[1], J. J. Hernández Brito[2], N. González Henríquez[3]

1. Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife. Avda. Fco de La Roche, nº 49. 38001 Santa Cruz de Tenerife. almudenahc@puertosdetenerife.org; jmora@puertosdetenerife.org

2. Departamento de Química. Universidad de Las Palmas de G.C. Edificio de Ciencias Básicas. Campus Universitario de Tafira. 35017 Las Palmas. joaquin@brito.com

3. Instituto Canario Ciencias Marinas, Carretera de Taliarte, s/n, Apartado 56, 35200 Telde, Las Palmas. ngonzalez@iccm.rcanaria.es

INTRODUCCIÓN

El Puerto de Santa Cruz de Tenerife ha aplicado hasta la fecha la normativa medioambiental vigente, pero carecía de un sistema de gestión de la calidad de sus aguas, como la mayoría de los puertos españoles. A este efecto, Puertos del Estado ha editado la Recomendación para Obras Marítimas ROM 5.1-05 (en lo sucesivo ROM 5.1), relativa a la calidad del agua en las áreas portuarias, cuyo objetivo es servir de guía para la creación de estos sistemas de gestión en zonas portuarias.

Así, en este trabajo se presenta, por una parte, la implantación de la ROM 5.1 para este puerto y por otra, las tareas ya desarrolladas a este respecto y los resultados obtenidos hasta la fecha.

METODOLOGÍA

La metodología empleada de la ROM 5.1, según Puertos del Estado (2005), se ha aplicado en las zonas I y II del Puerto de Santa Cruz de Tenerife, (ver *Figura 1*).

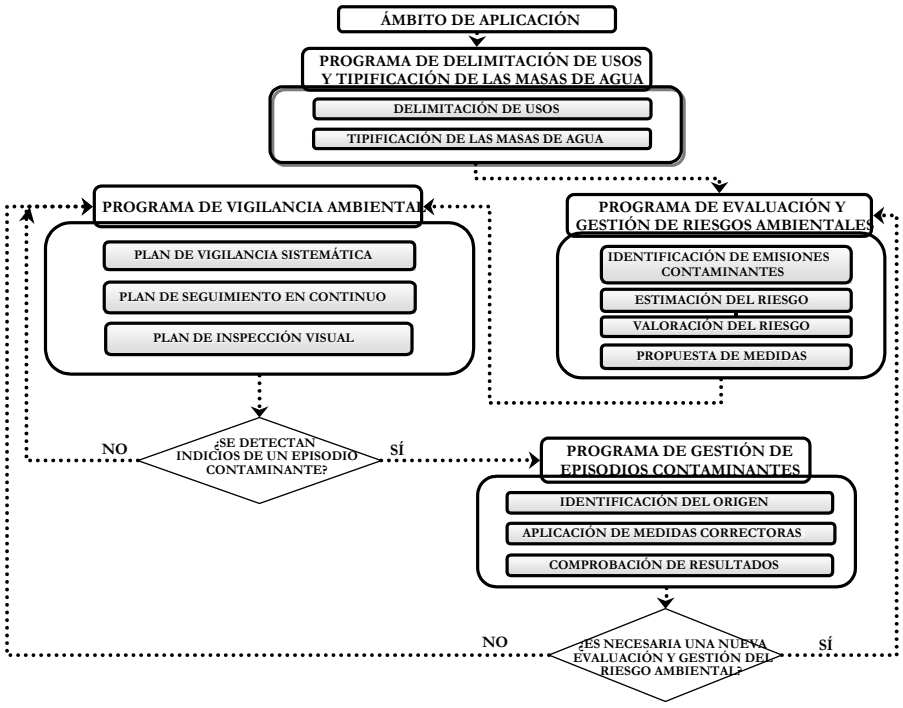


Figura 1 Diagrama de aplicación de la ROM 5.1

Se han implantado los 4 programas en una 1ª Fase, que como herramienta dinámica irá sufriendo modificaciones a medida que se obtenga más datos y mayor información.

En referencia al programa que nos ocupa “Plan de Vigilancia Sistemático” se ha estudiado la calidad química y el estado ecológico del medio en 1 masa de agua no modificada (N4) y 5 masas de agua modificada (M4, M2LI, M2A, M2E, M2Pe). La duración de estudio es, a priori, de 2 años.

RESULTADOS PARCIALES

Solo se dispone de los resultados obtenidos durante las campañas realizadas en el 1º año (febrero/2007 a enero/2008), por tanto se hará una valoración parcial de la calidad de las masas de agua. Todas las masas de agua cumplen con los objetivos de calidad, para los parámetros de calidad química. Para el estado ecológico los índices señalan un estado ecológico bueno para todas las masas de agua, salvo para la masa de agua no modificada N4 (Zona II del Puerto de Santa Cruz de Tenerife) que presenta un estado ecológico insuficiente.

CONCLUSIONES PRELIMINARES

La masa de agua no modificada N4, (Zona II del Puerto de Santa Cruz de Tenerife) presenta buena calidad química, mejorando su calidad en la campaña de 2008 respecto a los datos anteriores. El resto de masas de agua muestran una tendencia hacia una buena calidad del agua, tanto en el aspecto químico como en el ecológico.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a todos los que han colaborado de una manera u otra en este proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Álvarez-Vázquez, R., J. Del Pino-Padrón, C. Collado-Sánchez, P. López-García, A. Abelardo-González, M. D. Gelado-Caballero, L. Brizuela, J. Hernández-Brito, A. Hernández Cabrera, E. Moratinos Espinosa, J. I. Mora Quintero & L. Melgar Casillas (2006) Diseño para la Implantación de la ROM 5.1-05 en el Puerto de Santa Cruz de Tenerife. Procedimiento Metodológico Participativo para la Canalización, Recogida y Difusión de Estudios y Análisis Técnico-Científicos sobre los Documentos del Programa ROM (EROM). Universidad Politécnica de Valencia, 5.1-5.15.

Hernández Cabrera, A., Hernández Brito, J. J., González Henríquez, N. 2007. Caracterización de la Calidad del Agua y el Estado Ecológico del Puerto de Santa Cruz de Tenerife. Suficiencia Investigadora. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. 151 p.

Puertos del Estado 2005. «ROM 5.1-05: Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias.» Puertos del Estado, Ministerio de Fomento. 136 pp.

DESARROLLO DE UN PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO PARA LA GESTIÓN DE EPISODIOS CONTAMINANTES EN AGUAS PORTUARIAS: APLICACIÓN AL PUERTO DE TARRAGONA

E. Bravo[1], A.G. Gómez[2], F. Sánchez[1], J. Basora[1], M. Carreño[1], A. Peco [1], M.L. Sámano[2]

1. Autoridad Portuaria de Tarragona, Passeig de l'escollera s/n, 43004 (Tarragona)
2. Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria. Universidad de Cantabria. Avda. de los Castros s/n, 39005 (Santander).

INTRODUCCIÓN

Los puertos son las infraestructuras litorales por excelencia, siendo por tanto el portuario un uso propio del litoral, actuando como lugares de punto de encuentro entre el transporte terrestre y marítimo.

Los puertos ejercen una presión antrópica desde sus principios, ya que, está asociada a los mismos una elevada actividad industrial con una repercusión económica importante en su área de influencia. Tal es así que se convierten en verdaderos polígonos industriales de manufacturación de mercancías. Por ello es necesario regularla debido a que puede plantear problemas que deben ser controlados para minimizar su impacto ambiental.

Tal y como recoge Ondiviela (2006) en su tesis doctoral, han existido varios programas de gestión medioambiental desarrollados por diversas entidades: código de conducta ambiental de la European Sea Ports Organisation (ESPO), Eco-información (ESPO), Ecoports (1997), Reglamento EMAS e ISO 14001, entre otros (Eco-information, 1999). Sin embargo la comunidad portuaria demanda de mecanismos de control que permitan determinar el estado y los cambios ambientales de los puertos, ya que, están incluidos dentro del ámbito de aplicación de la Directiva Marco del Agua (en adelante, DMA) y deben dar respuesta a sus exigencias.

La DMA desarrolla un sistema de gestión integral (socioeconómica y ambiental), de la demarcación hidrográfica que engloba el conjunto de las aguas: subterráneas, fluviales, transición y costeras. En la DMA se analizan las presiones ambientales significativas que influyen sobre las masas de agua definidas y se calcula su impacto,

su estado químico y ecológico, para así hacer una valoración conjunta y obtener el riesgo ambiental de la masa de agua.

Por ello, es necesario establecer en la zona portuaria un sistema de calidad de las aguas referencial, homogéneo y estandarizado a partir del cual se gestione de una forma integral la calidad de las masas de agua.

En respuesta a esta necesidad surge la "ROM 5.1 de calidad de aguas litorales en áreas portuarias", procedimiento metodológico que nace con el objeto de abordar la gestión de dichos entornos acuáticos.

La ROM 5.1 se estructura en cuatro programas que son la Delimitación y Caracterización de las masas de agua, el programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales, el programa de vigilancia ambiental y por último la gestión de episodios contaminantes. Este trabajo tratará de desarrollar este último programa.

La gestión de los episodios contaminantes varía enormemente en función del puerto, así nos podemos encontrar con puertos que no tienen constancia de episodios o desastres acaecidos en sus aguas, mientras que otras entidades llevan a cabo un registro de los mismos. Aquellos que registran los episodios contaminantes lo hacen, en general, sin seguir una pauta homogeneizada. A su vez, el sistema de detección del episodio contaminante en algunos puertos aparece la inspección visual como un mecanismo importante mientras que en otros las denuncias de particulares son el sistema de detección más común. Por otro lado, la detección a través de la alerta del propio responsable es el sistema minoritario lo cual supone una falta de interacción empresa – puerto.

Por tanto, el presente trabajo desarrolla un procedimiento metodológico que permita gestionar de forma ágil y sencilla los episodios contaminantes en zonas portuarias, sirviendo de complemento y ampliación al programa de gestión de episodios contaminantes desarrollado por la ROM 5.1.

OBJETIVOS

En primer lugar, el diseño de un plan de inspección visual en función de las actividades, procesos y productos manipulados con el fin de llevar a cabo un control sobre el medio para la detección precoz de posibles episodios contaminantes. En segundo lugar, el establecimiento de unos criterios para la tipificación de episodios contaminantes en función del producto vertido y la gravedad asociada al episodio que permite dirigir la fase de contingencia a activar dentro del plan de acción – actuación. En tercer lugar, el diseño de un plan de acción – actuación donde se recojan los pasos a seguir para hacer frente a los episodios contaminantes en función del producto

vertido y de la gravedad del episodio. En cuarto y último lugar, el diseño de un protocolo de recuperabilidad para el establecimiento de un plan de vigilancia ambiental específico que permita valorar la recuperación del medio acuático afectado por el episodio contaminante.

DESARROLLO METODOLÓGICO

En el presente trabajo se propone una metodología que aborde aspectos tales como la inspección visual para la detección del episodio contaminante, con el fin de proceder a su posterior tipificación en función de la gravedad y del producto vertido.

Seguidamente se activa el plan de acción – actuación adoptando las medidas necesarias en función de la tipificación establecida que permitan atenuar el episodio contaminante. A continuación, si el episodio es grave o muy grave, se desarrolla un plan de recuperabilidad que evalúe la evolución de la calidad del agua respecto a las condiciones previas al incidente y que dé por finalizado el episodio contaminante (véase Figura 1).

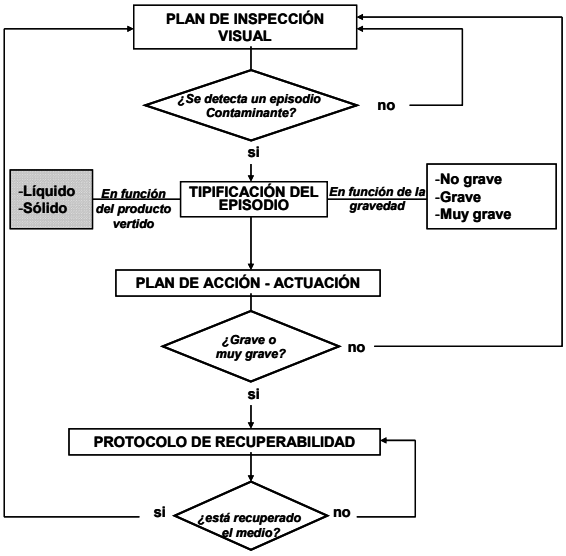


Figura 1. Esquema metodológico

El Plan de Inspección Visual integra el conjunto de actividades encaminadas a la detección precoz de los posibles eventos contaminantes que puedan reducir la calidad de las masas de agua debido a la introducción de cargas contaminantes imprevisibles. Los tipos de inspección visual que se pueden llevar a cabo en el entorno portuario son clasificados en función del medio desde donde se realiza la inspección: tierra, mar y aire.

Una vez definidos los tipos de inspección, se debe efectuar una revisión ambiental inicial de las actividades que se llevan a cabo en el puerto, con el fin de detectar en qué aspectos influyen las mismas y a qué tipo de episodios pueden dar lugar, para así poder definir el plan de inspección visual.

A continuación, se van a establecer los tres niveles de inspección visual, en función de la frecuencia con la que se producen los episodios contaminantes en las zonas donde se ubican las actividades portuarias y en función de la peligrosidad de los productos tratados en las actividades situadas en dichas zonas. La frecuencia se clasifica como baja, media y alta según el número de episodios que genere la actividad en el tiempo. A su vez, la peligrosidad asociada a las actividades se va a clasificar en muy peligrosas, peligrosas y no peligrosas. De esta forma, se establece una matriz que determina el nivel de inspección (verde, amarillo o rojo) de menor a mayor exigencia (Goulielmos, 2000).

Una vez establecidos los niveles, una buena inspección visual debe ir acompañada de un registro exhaustivo al detectarse un episodio contaminante. El registro debe ser la recopilación de los datos necesarios para ser remitidos a la autoridad competente y que ésta se encargue de notificar y activar los planes necesarios. Para el registro de los episodios contaminantes se diseña un formulario con los contenidos necesarios para su posterior gestión, como son datos generales, sistema de detección, características del episodio contaminante, naturaleza de la contaminación, origen del episodio, causa del episodio contaminante y condiciones meteorológicas.

La tipificación de episodios contaminantes permite dirigir las actuaciones que se llevarán a cabo en función de la clasificación de los mismos en base a dos parámetros: el producto vertido y la gravedad del episodio contaminante.
En primer lugar, se entiende como producto vertido a la sustancia que es derramada en el episodio y por gravedad la capacidad de alteración de un episodio contaminante.

Por un lado, los episodios contaminantes líquidos se clasifican en función del tipo de contaminante vertido en hidrocarburos, químicos y biológicos. Por otro lado, los productos sólidos que pueden ocasionar episodios contaminantes se tipifican en función de su peligrosidad en productos sólidos peligrosos, productos sólidos potencialmente peligrosos y productos sólidos no peligrosos.

En segundo lugar, la gravedad de un episodio contaminante valora la alteración de un evento. En este caso se establece la gravedad en función de la peligrosidad del producto vertido, el grado de extensión del episodio contaminante y la susceptibilidad de la masa de agua afectada.

La peligrosidad se entiende como la potencialidad que presenta un episodio contaminante para afectar a la calidad química y ecológica del medio, a la salud humana o a los usos establecidos. El grado de extensión de la emisión contaminante valora la superficie afectada por el episodio contaminante en caso de que sea una sustancia líquida o la cantidad vertida si el episodio contaminante se ha producido por un vertido de sólidos. La susceptibilidad valora las consecuencias de un episodio contaminante en función del estado de conservación de las masas de agua afectadas.
En función del valor obtenido para la gravedad, el episodio contaminante se clasificará en: no grave, grave y muy grave.

El plan de acción – actuación se activa cuando se ha detectado, confirmado y valorado mediante la tipificación un episodio contaminante independientemente de su gravedad y del producto derramado. Este plan aglutina las normas y mecanismos que se desarrollan con el fin de hacer frente al episodio contaminante. A partir de la tipificación del episodio contaminante en función de su gravedad, se desarrolla el plan de acción donde se establece, primeramente, la fase de activación del plan y, en segundo lugar, se lleva a cabo la notificación del episodio a los efectivos y entidades pertinentes. A continuación se establece un plan de actuación en función del producto vertido. Una vez que se han activado los planes, se notifica el episodio a los efectivos correspondientes que efectúan una puesta en marcha de los medios asociados a la fase de contingencia establecida. Notificado el episodio, se establece la fase de actuación. En la actuación se desarrollan unas medidas concretas en función del producto derramado durante el episodio. Por último, en la desactivación del plan de acción – actuación, a medida que la situación esté controlada se disminuyen los efectivos y las medidas puestas en marcha, así como, se llevan a cabo una serie de medidas de comprobación del control del episodio contaminante (APT, 2004-2005), (Generalitat de Catalunya, 2003).

El protocolo de recuperabilidad tiene como fin analizar la recuperación del medio acuático que ha sido afectado por un episodio contaminante. Puesto que no es viable económicamente establecer un protocolo para todos los episodios, ya que aquellos de escasa magnitud son frecuentes, se determina que debe llevarse a cabo su aplicación

sobre aquellos episodios tipificados como graves (categoría II) y muy graves (categoría III) según la tipificación de episodios contaminantes.

Se va a establecer una metodología en la que en el medio pelágico se seleccionarán diferentes indicadores a medir en función del producto vertido para a continuación diseñar un muestreo específico en función de la gravedad del episodio, y finalmente valorar el medio pelágico respecto los mismos indicadores medidos en la ROM 5.1. En cuanto a la valoración de la recuperabilidad, se hace en base al principio de mantenimiento del estado actual (Standstill Principle), según el cual las concentraciones de las sustancias medidas no deben aumentar de forma significativa en el medio. La valoración de los indicadores medidos se efectúa sobre el valor medio anual de la masa de agua afectada, de acuerdo con los resultados de la última campaña de vigilancia sistemática ROM 5.1. Este valor, según la metodología descrita en la ROM 5.1, se normaliza sustituyéndolo por un parámetro representativo. Si el valor normalizado supera en un grado el valor dado en la última campaña de la ROM 5.1, el medio no estará recuperado. En caso contrario, el medio estará recuperado y se podrá poner fin al episodio contaminante, procediéndose a la recopilación de datos sobre la valoración de la recuperabilidad, así como a la implementación de un informe final de registro del episodio contaminante que recoja, de forma conjunta, todos los datos relevantes del proceso y que permita archivarlo de forma correcta para análisis futuros (Ondiviela et al, 2007).

APLICACIÓN AL PUERTO DE TARRAGONA

El puerto de Tarragona se localiza en el noroeste de España, en el mar Mediterráneo y es un puerto con una importante actividad química y petroquímica, siendo uno de los puertos españoles más importantes en carga/descarga de mercancías. Posee una superficie terrestre formada por 512 Ha en la cual se localizan varios muelles y dos pantalanes, así como zonas de depósito de hidrocarburos y de material inflamable, entre otros. En el puerto de Tarragona se maneja una importante diversidad de mercancías y actualmente ocupa la segunda posición en el ranking nacional de puertos en mercancías a granel. Entre los usos principales del puerto, cabe destacar que aproximadamente un 40% de la superficie terrestre del puerto se emplea con fines comercial – industrial, y casi un 20% trata productos inflamables. Gran parte de la zona terrestre está ocupada por actividades industriales, destacando la actividad petroquímica.

El día 9 de Septiembre de 2009, se produjo el hundimiento parcial de la gabarra "La Savinosa" de 36 m de eslora, que realizaba el suministro de combustible a barcos. El episodio tuvo lugar en la zona de atraque del muelle de Reus, dentro de la dársena interior portuaria. La gabarra estaba cargada con 750 Tm de fuel-oil, 260 Tm de gas-oil y 3000 l de combustible propio.

Se formaron varias manchas de hidrocarburo que afectaron a la zona confinada y aledaños, al varadero y a las paredes del dique. Dada las consecuencias de los hechos se activaron varios programas de medidas (CAMCAT, PICCMA y Plan Nacional). Cabe destacar la actuación rápida y eficaz para solventar el episodio contaminante.

En primer lugar, se detectó el episodio contaminante y se registró en el informe diseñado para ello en el programa de Gestión de Episodios Contaminantes de la ROM 5.1, recopilando en el mismo los datos más relevantes para poder seguir con el proceso: sistema de detección, características del episodio contaminante, apariencia de la mancha, naturaleza de la contaminación, origen del episodio contaminante, causas, condiciones meteorológicas, plan interior de contingencia y comprobación de resultados. Además, se tomaron muestras de agua (Ematsa y AT consultors).

En segundo lugar, en función de la información recogida en el registro de episodios contaminantes, se tipificó en función del producto vertido como un episodio contaminante por hidrocarburos y en función de la gravedad del episodio se tipifica como muy grave o de categoría III.

En tercer lugar, referente al plan de acción – actuación, se activó el plan de acción en fase de contingencia roja, activándose los planes territoriales y nacionales. A su vez, se activó el plan específico de actuación para hidrocarburos. Las primeras operaciones llevadas a cabo por la APT y Salvamento Marítimo fue la instalación de una doble barrera para cerrar toda la dársena y evitar posibles fugas del producto vertido. Asimismo, se preparó el reflotamiento de la gabarra hundida. Paralelamente se activaron embarcaciones para recoger el producto. Durante el episodio de emergencia, colaboraron los propios medios anticontaminación de la APT, empresas del puerto, remolcadores, helicóptero de Salvamento Marítimo, la embarcación l'Helimer, la Salvamar, el Punta Mayor y el Miguel de Cervantes, los cuales se desplazaron de diferentes puntos del levante y grupos especiales en actividades subacuáticas del Ministerio y del Servicio de Protección de la Naturaleza (SEPRONA) de la Guardia Civil. Una vez solventado el acontecimiento, se procedió a la desactivación, efectuándose inspecciones y controles diarios.

En cuarto lugar, puesto que el episodio es de categoría III o muy grave, se llevó a cabo un protocolo de recuperabilidad. Se establecieron, en medio bentónico, 9 puntos de

muestreo en la zona afectada y 4 de background. En medio pelágico, 3 puntos de muestreo y 1 background. En pared, 7 puntos y por último, en el medio biótico, 3 muestras de fitoplancton y 3 de bivalbos (Mytilus sp). Los indicadores que se midieron se detallan en la tabla 1.

	Indicadores
Medio Bentónico	Ph Potencial Redox (mV) Vanadio (mg/kg) Hidrocarburos totales (mg/kg) HAP's (ug/kg) Hidrocarburos alifáticos C10 - C40 (mg/kg)
Medio Pelágico	Oxígeno disuelto (mg/l) Temperatura (ºC) Salinidad (UPS) HAP's (ug/l) Hidrocarburos alifáticos C10 - C40 (mg/l)
Pared	Hidrocarburos totales (mg/kg) HAP's(ug/kg) Hidrocarburos alifáticos C10 - C40 (mg/l)
Macroinvertebrados	
Plancton	
Peces	
Bivalbos (Mytilus sp)	
2 muestras producto original	
Filmación submarina	9 recorridos transversales

Tabla 1. Indicadores medidos en el protocolo de recuperabilidad

Una vez que se efectuó el muestreo se llevó a cabo la valoración de la recuperabilidad, comparando el valor obtenido en cada uno de los indicadores medidos con la media anual del valor del indicador en cada uno de los puntos, medidos en la campaña de vigilancia sistemática de la ROM 5.1. A partir de los resultados obtenidos, el medio acuático no presenta niveles significativos y los indicadores de contaminación concluyen en la existencia de un bajo nivel de riesgo ambiental, circunscrito específicamente en la zona del muelle de Reus. En consecuencia no se considera necesario emprender acciones drásticas y se realizará un seguimiento de forma periódica, incorporando el punto donde se produjo el hundimiento como estación adicional al programa de vigilancia ambiental.

CONCLUSIONES

En primer lugar, cabe destacar que el plan de inspección visual, a pesar de desarrollar una metodología sencilla, aporta información importante para una correcta gestión de episodios contaminantes, ya que muchas veces un simple seguimiento visual puede determinar el origen de los mismos, contribuyendo así a su ágil detección. El hecho de

establecer un formulario para recopilar la primera información que se obtiene de la ocurrencia de un episodio contaminante agiliza los procesos posteriores.

En segundo lugar, se concluye que tipificar un episodio contaminante en función de parámetros relevantes como son el producto vertido y la gravedad del episodio, ayuda al establecimiento de los planes de actuación y la recuperabilidad del medio, por lo cual, tipificar un episodio contaminante se convierte en un elemento clave para el futuro en la gestión de episodios contaminantes.
En tercer lugar, se concluye que el desarrollo de un plan de acción – actuación es un proceso esencial para poder controlar y solventar el episodio contaminante de forma rápida. De todas formas, se debe estudiar mejor y se abren líneas futuras para el desarrollo de planes de actuación frente a episodios contaminantes por productos sólidos, ya que, las actuaciones llevadas a cabo son generales. Respecto a los sólidos, se considera de gran importancia la consideración de parámetros relacionados con los mismos como la granulometría con el fin de desarrollar diferentes técnicas de actuación.

En cuarto lugar, se concluye que el protocolo de recuperabilidad es un plan de vital importancia para episodios graves o muy graves. Cabe destacar que se abren líneas futuras para el estudio de los indicadores de medición que se deberían medir en cada uno de los episodios contaminantes. Así como, se abren líneas futuras para el estudio de la valoración de la recuperabilidad de la masa de agua, ya que una comparación con un valor absoluto puede ser una técnica aleatoria y arriesgada que, en ocasiones, no aporta datos determinantes de una recuperabilidad de la masa. Estos datos se pueden ver alterados por las variaciones estacionales, climáticas o de la dinámica marina.

En quinto lugar, el hecho de establecer el fin y cierre de un episodio contaminante una vez valorada la masa de agua mediante la recopilación de toda la información detallada en los informes diseñados es una metodología clave para poder llevar a cabo análisis futuros.

Hay que destacar que esta metodología ha sido desarrollada de forma estandarizada para los puertos de interés general, por tanto, cada puerto debe considerar o tener en cuenta sus condiciones y adecuarla en función de sus prioridades o exigencias.

REFERENCIAS

Autoridad Portuaria de Tarragona, 2005. Plan Interior de Contingencias por Contaminación Marina Accidental.

Autoridad Portuaria de Tarragona, 2004. Plan de emergencia Interior.

ECO-information, 1999. ECO-Information in European Ports. Final Report, ESPO, Brussels.

Generalitat de Catalunya. 2003. Pla especial d'emergències per contaminació accidental de les aigües marines a Catalunya (CAMCAT).

Goulielmos, A.M., 2000. European policy on port evironmetnal protection. Globla nest, 2(2): 189-197.

Ondiviela, B., García, A., Revilla, J.A. & Juanes, J.A., en prensa. ROM 5.1. Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. En: Proc. III Congreso de ingeniería civil, territorio y medio ambiente: Agua, biodiversidad e ingeniería. Zaragoza.

Ondiviela, B., Gómez, A. G., Revilla, J.A., Juanes, J. A., Sámano, M. (2007). Desarrollo de un nuevo instrumento para la gestión de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios. ROM 5.1. Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. Libro resúmenes XI Jornadas de Puertos y Costas. San Sebastián, España.

Ondiviela, B., Gómez A. G., Revilla J. A., Juanes, J.A. , Álvarez, C., Puente A., García A. (2007). A tool for the management of seaport water bodies quality. ROM 5.1. Quality of coastal waters in ports areas. Forth International Scientific Conference – Port Development and Coastal Environment – 2007. Varna, Bulgaria.

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 "CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" MEDIANTE SU APLICACIÓN A LOS PUERTOS DE GIJÓN, HUELVA Y TARRAGONA

A.G. Gómez[1], M.L. Sámano, B. Ondiviela, J.A. Juanes, J.A. Revilla

1. Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. Avda. Los Castros s/n Santander, Cantabria. aina.gomez@unican.es

INTRODUCCIÓN

En el año 2000 se aprueba la Directiva Marco del Agua (en adelante, DMA) con el objetivo de establecer un marco para la protección de las aguas que prevenga su deterioro y promueva su uso sostenible (Comisión Europea, 2000). De acuerdo con la magnitud y la intensidad de las actividades portuarias, aquellas masas de agua próximas pueden estar en riesgo de incumplir los objetivos de la calidad establecidos en la DMA (Revilla et al., 2001).

Conscientes del efecto que su actividad tiene sobre su entorno próximo y, concretamente, sobre la calidad de los sistemas acuáticos, los puertos llevan años trabajando en el desarrollo e implementación de estrategias que, de una forma sostenible, les permitan compatibilizar el mantenimiento de la calidad de los sistemas acuáticos con su actividad (Wooldridge et al., 1999; Ondiviela, 2006). A este respecto, dentro del Programa de Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM), se publica una recomendación que integra la calidad de las aguas en el modelo de gestión portuario, denominada ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" (Revilla et al., 2005; Ondiviela et al., 2007a; Ondiviela et al., 2007b; Revilla et al., 2007). Esta Recomendación es redactada por Puertos del Estado con la participación del Grupo de Emisarios Submarinos e Hidráulica Ambiental (GESHA) del Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH Cantabria) y un grupo multidisciplinar representado por diversos organismos públicos y privados. Dicha Recomendación recoge el espíritu y los principios establecidos en la DMA teniendo en cuenta los aspectos y actividades portuarios (Ondiviela et al., 2006).

Tanto es así que, en el año 2008 se publica la Instrucción de Planificación Hidrológica por la cual se establecen los criterios técnicos para la homogeneización y sistematización de los trabajos de elaboración de los planes hidrológicos de cuenca

(Orden ARM/2656/2008). En dicha Instrucción han sido introducidos diferentes descriptores, indicadores y criterios desarrollados en la ROM 5.1 para aquellas masas de agua muy modificadas por la presencia de puertos.

Tras la publicación de la ROM5 5.1, Puertos del Estado encarga al IH Cantabria la calibración y validación del procedimiento metodológico desarrollado mediante su aplicación piloto en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona. Dicho procedimiento se conforma de cuatro programas: i) delimitación y tipificación de las masas de agua; ii) evaluación y gestión de riesgos ambientales; iii) vigilancia ambiental, y; iv) gestión de episodios contaminantes. Estos programas han sido calibrados y validados de forma independiente (Figura 1).

El programa de delimitación y tipificación de las masas de agua constituye el instrumento básico de ordenación del medio acuático portuario, en tanto que permite reconocer unidades de gestión y clasificar las masas de agua en tipos específicos. Durante el proceso de calibración y validación se han llevado a cabo los estudios necesarios para establecer un procedimiento metodológico para el cálculo del tiempo de renovación, así como para la asignación de un criterio de valoración acorde a las características de las masas de agua portuarias. El tiempo de renovación junto con el tipo de sustrato son los descriptores físicos utilizados para reconocer los diferentes tipos de masas de agua muy modificadas (Gómez et al., 2007a).

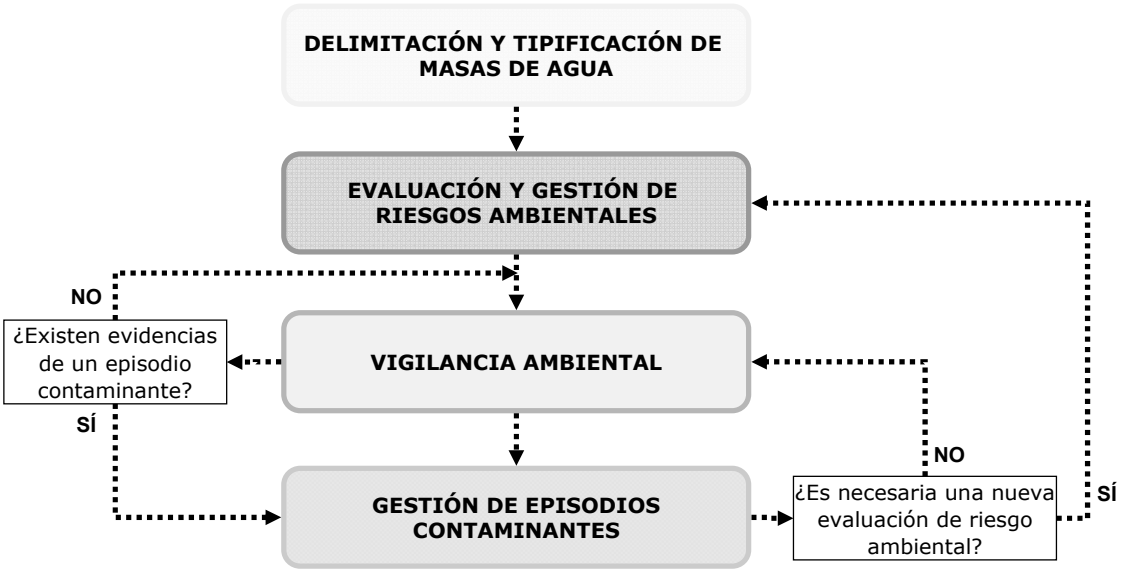


Figura 1. Modelo conceptual de la ROM 5.1.

El programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales tiene por objeto evaluar la incidencia que tienen las emisiones contaminantes sobre las aguas litorales de la zona

portuaria (Norma UNE 150008, 2000). Con el fin de alcanzar este objetivo, el riesgo asociado a cada emisión es estimado con base en la probabilidad de ocurrencia, las posibles consecuencias que tendría en caso de materializarse y la vulnerabilidad de las aguas afectadas por la emisión contaminante (Revilla et al., 2006). Asimismo, la magnitud o tolerabilidad del riesgo determina el tipo de medidas preventivas y correctoras necesarias para minimizarlo. En términos generales, el proceso de calibración se ha centrado en el establecimiento de condiciones hidrodinámicas, tiempo de simulación, modelos numéricos y criterios de valoración, para la estimación de la superficie afectada por una emisión contaminante.

El programa de vigilancia ambiental es la herramienta que permite conocer el estado y evolución de la calidad de las masas de agua del entorno portuario. Para ello, en la ROM 5.1 se han establecido indicadores, índices y sistemas de valoración teniendo en cuenta las peculiaridades de los entornos acuáticos portuarios. La aplicación de este programa pone en evidencia las deficiencias del programa de evaluación y gestión de los riesgos ambientales y, si fuera necesario, activa el programa de gestión de episodios contaminantes. La calibración y validación del programa de vigilancia ambiental se ha centrado en la calibración de los sistemas de valoración (índices, métricas, indicadores).

Finalmente, el programa de gestión de episodios contaminantes es el procedimiento conducente a paliar los déficits de calidad detectados en las masas de agua por el programa de vigilancia ambiental (Bravo et al., 2008). Este programa trata de reducir los efectos adversos de los episodios contaminantes mediante la aplicación de medidas correctoras. La calibración de dicho programa ha permitido desarrollar un procedimiento metodológico con planes concretos centrados en la inspección visual, la actuación frente episodios mediante la aplicación de medidas correctoras y el conocimiento de la recuperabilidad del medio a partir del diseño de campañas específicas según el tipo de episodio contaminante acontecido.

En los apartados siguientes se concretan los objetivos, describen las zonas de estudio, detallan los resultados más relevantes del proceso de validación y calibración y, se presentan las conclusiones finales de dicho proceso.

OBJETIVOS

El objetivo general del presente artículo es presentar los resultados del proceso de calibración y validación de la ROM 5.1, cuyos objetivos específicos se recogen a continuación:

- Validar el tiempo de renovación como descriptor físico para la tipificación de masas de agua modificadas.
- Validar la formulación desarrollada para la estimación del riesgo ambiental de las emisiones contaminantes.
- Validar la capacidad del sistema de valoración del estado/potencial ecológico para reconocer diferentes niveles de perturbación.
- Validar el procedimiento metodológico para la gestión de episodios contaminantes.
- Diseñar una herramienta para la gestión de la información generada en el proceso de aplicación de la ROM 5.1.

ZONAS DE ESTUDIO

Para los estudios de calibración y validación se seleccionaron como puertos piloto las zonas de servicio portuarias de los puertos de: i) Gijón, localizado en el Norte del litoral español (Mar Cantábrico); ii) Huelva, situado en el Suroeste de la costa española (Océano Atlántico), y; iii) Tarragona, en el Noreste del litoral español (Mar Mediterráneo) (Figura 2).

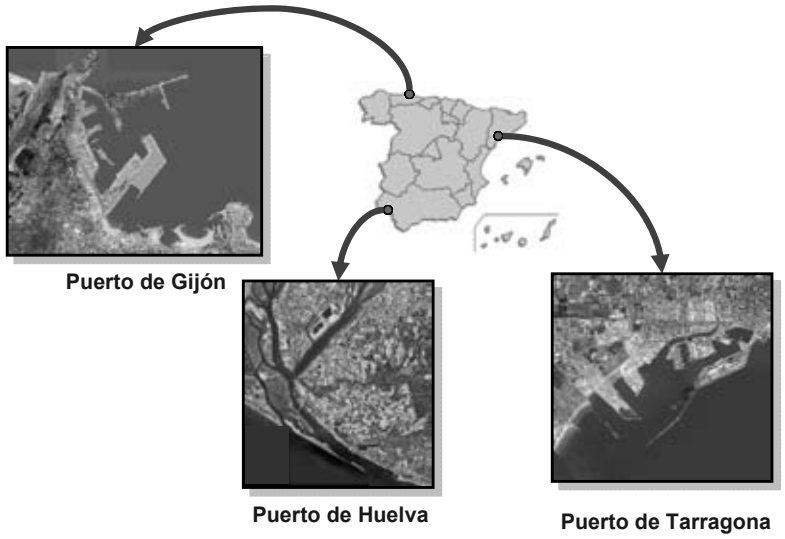


Figura 2. Localización de los puertos piloto.

ESTUDIOS

Programa de delimitación y tipificación de masas de agua

En primer lugar, cabe resaltar que, la escala de análisis aplicada en la DMA y en la ROM 5.1 difieren considerablemente y, por tanto, la delimitación de las "masas de agua" de ambos instrumentos de gestión pudiera no coincidir. Por este motivo, en el proceso de calibración se consideró oportuno el cambio de terminología, denominándolas "unidades de gestión acuáticas portuarias" (en adelante, UGAP) en lugar de "masas de agua".

El tiempo de renovación se define como el tiempo medio que tarda el volumen de agua de una masa de agua en renovarse. En este programa los estudios de calibración se centraron en establecer un procedimiento metodológico para su cálculo mediante el uso de modelos numéricos (Gómez et al., 2006; Sámano, 2007). Partiendo de la consideración de diferentes condiciones hidrodinámicas se observó que el cálculo del tiempo de renovación podía llevarse a cabo mediante el uso de una onda media de marea iniciando la simulación en pleamar, un régimen medio anual del viento y un caudal medio de las aportaciones fluviales. Además, se estableció como criterio de valoración 7 días, considerando que una UGAP modificada tiene una tasa de renovación baja cuando el tiempo de renovación es superior a 7 días y aceptable en caso contrario.

Programa de evaluación y gestión de los riesgos ambientales

En este programa el trabajo se centró en el cálculo de los tres factores de la fórmula para la estimación del riesgo: probabilidad, vulnerabilidad y consecuencias (Gómez, et al., 2007b). En este sentido, el mayor esfuerzo se realizó en el cálculo del área afectada por la emisión contaminante que permite valorar la susceptibilidad del medio y el grado de extensión de la emisión contaminante. Cabe mencionar que, si bien en la ROM 5.1 se establecían indicadores, criterios y herramientas metodológicas aplicables a tal efecto para tres tipos de procesos: contaminación bacteriológica, eutrofización y contaminación química. Tras el proceso de calibración éstos fueron mejorados o modificados a fin de obtener una mayor precisión y resultados más acordes con la realidad física.

Por tal motivo, a partir de los resultados obtenidos durante este proceso se llevaron a cabo ajustes necesarios con el fin de no sobreestimar el valor del riesgo ambiental. Por ello, para el caso de la contaminación bacteriológica se consideró un criterio de valoración más permisivo correspondiente a zonas litorales sin un uso específico. En el caso de la contaminación química, se establecieron como indicadores las sustancias prioritarias según la DMA y el uso de un modelo bidimensional que considerara que dichas sustancias no son conservativas sino que experimentan procesos de degradación.

Programa de vigilancia ambiental

Durante el proceso de calibración y validación los estudios se centraron en los sistemas de valoración desarrollados para establecer el estado/potencial ecológico de las UGAP. En la ROM 5.1 se propone la valoración por separado de cada uno de los medios, pelágico y bentónico, mediante índices en los que se ponderan los valores medios anuales obtenidos para variables físicas y químicas (Juanes et al., 2001).

Partiendo de esta base y a través del análisis de los datos recogidos durante las campañas llevadas a cabo en Gijón y Tarragona, se estudió la sensibilidad de dichos índices con el fin observar su capacidad para discriminar zonas con diferente nivel de perturbación. En el caso del índice de calidad de la columna de agua, la valoración plurianual del índice y del Valor Crítico (propuesto por la Instrucción de Planificación Hidrológica para la Demarcación del Cantábrico) obtuvieron resultados coincidentes. No obstante, el método del Valor Crítico tuvo una mayor sensibilidad para discriminar las variaciones de calidad anuales de las UGAP y de las estaciones de muestreo.

Por otro lado, el índice de calidad del sedimento, discriminó satisfactoriamente entre distintos grados de alteración y fue coherente y coincidente con los patrones detectados por otros métodos de análisis, como lo son los bióticos.

Programa de gestión de episodios contaminantes

Respecto al programa de episodios contaminantes, en la ROM 5.1 se establece una metodología poco detallada considerando que las Autoridades Portuarias poseían herramientas concretas para hacer frente a las diferentes incidencias. Uno de los resultados de la calibración fue la evidencia de que los puertos tienen una necesidad real de herramientas concretas para gestionar de una forma más ágil y sencilla los episodios contaminantes.

En el artículo “Desarrollo de un procedimiento metodológico para la gestión de episodios contaminantes en aguas portuarias: Aplicación al Puerto de Tarragona” publicado en este mismo libro se encuentran los detalles y pormenores de la calibración y validación del programa de gestión de episodios contaminantes.

Gestión de la información

Finalmente, tras la aplicación de la ROM 5.1 en los diferentes puertos se observó que el volumen y diversidad de la información generada precisaba del diseño de un Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria, el cual permitiera la introducción de datos, la gestión de consultas y la generación de gráficos y mapas dinámicos (Sámano et al., 2007; Fernandez et al., 2009). Este Sistema ha sido implementado en la Autoridad Portuaria del Puerto de Gijón y otros Puertos han mostrado su interés para su futura instalación.

CONCLUSIONES

Fruto de los resultados obtenidos en el proceso de calibración y validación se observaron puntos de interés en los que se precisó llevar a cabo estudios concretos a partir de los cuales se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El tiempo de renovación se confirma como un buen descriptor físico para la tipificación de las UGAP modificadas.
- El desarrollo y validación del procedimiento metodológico para el cálculo del área afectada permite la obtención de estimaciones del riesgo ambiental más precisas.
- El estudio de los indicadores y los sistemas de valoración conlleva la necesidad de discutir los resultados en el seno del grupo de trabajo (Puertos del Estado, Autoridades Portuarias, IH Cantabria) considerando las propuestas establecidas en la Instrucción de Planificación Hidrológica.
- El desarrollo de herramientas y procedimientos metodológicos detallados y concretos permite una mejora considerable en la gestión de los episodios contaminantes.
- El diseño del Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria facilita la gestión de los datos generados durante la aplicación de la ROM 5.1.

Las nuevas propuestas al procedimiento metodológico establecido en la ROM 5.1 dan respuesta a aspectos concretos y específicos, con el fin de mejorar dicho

procedimiento. Sin embargo, cabe resaltar que la ROM 5.1 en su conjunto es una herramienta única, estandarizada y coherente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la implicación de Puertos del Estado y de las Autoridades Portuarias de Gijón, Huelva y Tarragona en el proyecto de validación y calibración de la ROM 5.1. “Calidad de aguas litorales en áreas portuarias”. Parte del presente proyecto ha sido financiado por el Plan Nacional de I+D+I (2004-2007) del Ministerio de Educación y Ciencia, CTM2005-00659.

REFERENCIAS

Bravo, E., Sánchez, F., Basora, J., Carreño, M., Peco, A., Gómez, A. G., Sámano, M. L., Juanes, J. A., Revilla, J. A., & Ondiviela, B. (2008). A methodological approach to manage contaminant events in seaport water bodies: application to the port of Tarragona. Mediterranean Days, Palermo.

Comisión Europea. (2000). Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.

Fernandez, F., Pedraz, L., Velarde, V., Sámano, M. L., Gómez, A. G., & Juanes, J. A. (2009). Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria ROM 5.1. X Jornadas Españolas de Costas y Puerto. Santander.

Gómez, A. G. (en fase de desarrollo). Desarrollo de un procedimiento metodológico para la estimación del riesgo ambiental en zonas litorales frente a emisiones contaminantes. Santander. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Gómez, A. G., García, A., Revilla, J. A., Ondiviela, B., Carranza, I., Guinda, X., & Juanes, J. A. (2006). Aproximación metodológica para el cálculo del tiempo de renovación en áreas portuarias. EROM 5.1. Universidad Politécnica de Valencia-Puertos del Estado.

Gómez, A. G., Ondiviela, B., Juanes J.A., Sámano M., & Revilla J.A. (2007a). Tiempo de renovación: Descriptor físico para la tipificación de masas de agua modificadas en áreas portuarias. IX Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. San Sebastián

Gómez, A. G., Ondiviela, B., Juanes, J. A., Revilla, J. A., García, A., Vargas, A., Álvarez, C., & Puente, A. (2007b). A risk assessment approach to contaminant emissions in seaport areas: methodological procedure to calculate susceptibility. Forth

International Conference on Port Development and Coastal Environment. Varna, Bulgaria.

Juanes, J. A., López, M., & Revilla, J. A. (2001). Establecimiento de un sistema de índices de calidad aplicables a la valoración estandarizada del estado de conservación de los espacios litorales de Cantabria. Santander: Fundación Marcelino Botín.

Norma UNE 150008. (2000). Análisis y evaluación del riesgo medioambiental: AENOR.

Ondiviela, B. (2006). Desarrollo de un modelo integral de gestión de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios. Santander. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Ondiviela, B., G. Gómez, A., Revilla, J. A., Juanes, J. A., Álvarez, C., Puente, A., & García, A. (2007a). A tool for the management of seaport water bodies quality. "ROM 5.1. Quality of coastal waters in port areas". Forth International Conference on Port Development and Coastal Environment. Varna, Bulgaria.

Ondiviela, B., Gómez, A. G., Juanes, J. A., Sámano, M., & Revilla, J. A. (2007b). Desarrollo de un nuevo instrumento para la gestión de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios. ROM 5.1 calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. IX Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. San Sebastián.

Ondiviela, B., Gómez, A. G., Revilla, J. A., & Juanes, J. A. (2006). ROM 5.1. Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. III Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente: Agua, Biodiversidad e Ingeniería. Zaragoza.

Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la instrucción de planificación hidrológica.

Revilla, J. A., García, A. G., García, A., Ondiviela, B., & Juanes, J. A. (2006). A risk assessment approach to contaminant emissions in seaport areas using mathematical models. International Conference on Mathematical and Statistical Modeling. Ciudad Real.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Ondiviela, B., Gómez, A. G., García, A., Puente, A., Carranza, I., Guinda, X., Rojo, J., & López, M. (2005). Recomendaciones para obras marítimas. ROM 5.1-05. Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias. Puertos del Estado. Madrid.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Ondiviela, B., Gómez, A. G., García, A., Puente, A., Carranza, I., Guinda, X., Rojo, J., & López, M. (2007). Recomendations for maritime works. ROM 5.1-05. Quality of coastal waters in port areas. Spanish National Port Administration. Madrid.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Puente, A., & Medina, R. (2001). La protección de las aguas litorales en el contexto de la Directiva Marco del agua. Jornadas sobre la Directiva Marco del Agua y sus implicaciones para la gestión del agua en España. Sevilla.

Sámano, M. (2007). Calibración de la metodología propuesta por la ROM 5.1 para la valoración del tiempo de renovación de masas de agua portuarias. Santander. Trabajo de investigación. Universidad de Cantabria.

Sámano, M. L., Gómez, A. G., Ondiviela, B., Fernández, F., Mayor, R., Revilla, J. A., Juanes, J. A., & Álvarez, C. (2007). Environmental management of seaport water bodies using geographic information systems. 8th International Symposium on GIS and Computer Mapping for Coastal Zone Management. Santander.

Wooldridge, F. C., McMullen, C., & Howe, V. (1999). Environmental management of ports and harbours- Implementation of policy through scientific monitoring. Marine Policy, 23 (4-5), 413-425.

Tema: Medio Ambiente y Gestión Sostenible de los Recursos Costeros.

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 "CALIDAD DE AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS" EN EL PUERTO DE HUELVA

R. López Picón

Autoridad Portuaria de Huelva, Avda. Real Sociedad Colombina Onubense s/n, 21001 Huelva. rlp@puertohuelva.com

INTRODUCCIÓN

El Puerto de Huelva: Situación geográfica y características generales

El Puerto de Huelva se sitúa en el arco Suratlántico de la península Ibérica, un enclave estratégico para el tráfico marítimo internacional. Esto ha favorecido el asentamiento de un fuerte sector industrial químico, petroquímico, naval y pesquero, así como el desarrollo de importantes infraestructuras portuarias y de comunicación, que en los últimos tiempos han dado servicio a tráficos de más de 21 mill. de Tn anuales, circunstancia que sitúa al Puerto de Huelva como uno de los puertos españoles de mayor proyección y actividad.

La Zona de Servicio terrestre del Puerto de Huelva se configura en dos ámbitos: Puerto Interior, destinado al tráfico de mercancías generales, la industria pesquera, instalaciones comerciales y de servicio así como una importante industria química, y Puerto Exterior, orientado al tráfico de graneles sólidos, líquidos y productos petrolíferos, y que alberga instalaciones industriales asociadas al complejo petroquímico ubicado en sus inmediaciones.

Estos usos contrastan fuertemente con el entorno natural contiguo a la Zona de Servicio, donde existen más de 8.400 Has catalogadas con figuras de protección como Reserva y Paraje Natural, Reserva de la Biosfera, Zonas ZEPA, LIC y humedales Ramsar.

Por otra parte, la Zona I o Aguas Interiores, son aguas de transición y delimitan una estructura lineal a lo largo de la que se desarrollan los usos anteriormente citados. En ella concurren factores como la necesidad de dragados periódicos para el mantenimiento de calados, la existencia de infraestructuras portuarias para el atraque de buques y movimiento de mercancías, así como de instalaciones industriales. En

cambio, la Zona II o Aguas Exteriores son aguas costeras y salvo el tráfico marítimo, no soporta las presiones anteriormente citadas.

La ROM 5.1 y su interés para el Puerto de Huelva

La DMA establece las pautas a seguir por las administraciones competentes para definir los objetivos ambientales a alcanzar por las masas de aguas europeas, incluyéndose en este alcance, las aguas de transición y costeras portuarias.
Sin embargo, en ocasiones es necesario transmitir a estas administraciones la singularidad de las aguas portuarias y de los puertos, donde es necesario realizar un importante esfuerzo en pro de la sostenibilidad económica y ambiental. Surge así la necesidad de las Autoridades Portuarias por intervenir en el proceso de planificación hidrológica, aportando estudios que salvaguarden sus intereses frente a los objetivos de calidad que las administraciones competentes decidan imponer.
Y este es el interés del Puerto de Huelva por la ROM 5.1, es decir, ejecutar un estudio sobre la calidad de sus aguas basado en los principios de la DMA, que refleje la particularidad de sus usos y su entorno, a fin de que las administraciones competentes lo tengan en consideración a la hora de definir los objetivos ambientales.

PROCESO DE VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 EN EL PUERTO DE HUELVA

Tipificación de las masas de agua de la Zona de Servicio

Siguiendo las directrices de la DMA, y considerando factores como los usos realizados en torno a las aguas; su grado de alteración; las presiones a las que están sometidas; su carácter costero o de transición; la clase de fondo y su tiempo de renovación, se ha identificado la Zona I de aguas del Puerto de Huelva como masa de agua modificada, con baja renovación, sustrato sedimentario y sometida a fuertes presiones derivadas de los usos portuarios e industriales, y la Zona II, como masa no modificada.

Evaluación y gestión de riesgos ambientales

La identificación de emisiones contaminantes y la estimación y valoración del riesgo ambiental que suponen, es fundamental para el desarrollo del plan de medidas preventivas y correctoras propuesto en la ROM 5.1.

Como se ha comentado, el Puerto de Huelva además de la actividad portuaria concentra un fuerte sector industrial químico y petroquímico. Esto ha generado una amplia matriz de emisiones contaminantes, a las que se asocian riesgos admisibles, corregibles o inadmisibles en algunos casos.

Vigilancia Ambiental

El Puerto de Huelva consideró la idoneidad de emplear para los trabajos de vigilancia ambiental, los datos de los muestreos que la administración competente realiza en aguas y sedimentos de la Zona de Servicio. Sin embargo, tras procesar tales datos se detectaron deficiencias y sólo ha sido posible obtener resultados parciales de los índices de calidad propuestos en la ROM 5.1.

Por ello, el Puerto de Huelva ha iniciado una campaña de muestreo específica que concluirá a finales de este año 2009, y cuyo objetivo es recabar información analítica suficiente como para valorar la calidad química y el potencial ecológico de aguas y sedimentos, datos de gran relevancia que la administración competente considerará en el proceso de planificación hidrológica.

Gestión de Episodios Contaminantes

La DMA obliga a la adopción de medidas ante episodios contaminantes, por lo que no sólo resultará imprescindible sistematizar la gestión de estos sucesos, sino prevenirlos.

La ROM 5.1 aborda este problema y pretende identificar aquellas fuentes o concurrencia de condiciones que inducen el mayor número de sucesos, a fin de plantear medidas preventivas. En el caso de Huelva, la información contenida en los registros existentes ha resultado insuficiente como para realizar un estudio exhaustivo. A este fin, se han diseñado un formulario que debe ser implantado, y que recoge la información a registrar de cada suceso.

CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos tras la validación de la ROM 5.1, están siendo de gran utilidad para la administración competente durante el proceso de planificación hidrológica, así como para la delimitación de masas de aguas portuarias como muy

modificadas. De esta forma, la preocupación del Puerto de Huelva por compatibilizar el desarrollo de las actividades que tienen lugar en la Zona de Servicio, con la protección de sus aguas en el marco de la DMA, ha sido documentada y bien aceptada por dicha administración.

- La validación de la ROM 5.1 ha diseñado las líneas de trabajo a seguir por el Puerto de Huelva, para el control de la calidad de sus aguas, la gestión de datos, y la prevención de sucesos contaminantes.
- Dado que el alcance de la ROM 5.1 engloba además de la actividad portuaria, la de aquellos Usuarios del Puerto con incidencia en la calidad de las aguas, y debido al nivel de detalle de la información solicitada, ha sido necesario prorrogar los plazos de ejecución inicialmente previstos.
- La colaboración de la administración competente ha favorecido el buen desarrollo de la ROM 5.1.

Tema 85

(TEMÁTICA “Gestión integrada del Litoral”)

PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA Y ORDENACIÓN DEL LITORAL: HACIA UNA INTEGRACIÓN SOSTENIBLE DE LAS ZONAS Y AGUAS COSTERAS

F. J. Sanz Larruga

Director del Observatorio del Litoral de la Universidad de A Coruña, Facultad de Derecho, Campus de Elviña s/n, Universidad de A Coruña, 15071-A Coruña
fjsanz@observatoriodellitoral.es

INTRODUCCIÓN

Una de las novedades más significativas de la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE es la incorporación de las 'aguas costeras' y 'aguas de transición' en la gestión unitaria e integrada del ciclo hidrológico. Además la reciente creación en nuestro país de las 'demarcaciones hidrográficas' -que comprenden la zona terrestre y marina de una o varias cuencas hidrográficas-, mediante el Real Decreto 125/2007, de 2 de febrero, supone la necesaria consideración integrada de ambos tipos de ámbitos y ecosistemas acuáticos. El calendario de implantación de la Directiva prevé que a finales del año 2009 esté finalizada la elaboración de los programas de medidas y los nuevos Planes Hidrológicos de cuenca, en los que ha de reflejarse la necesaria integración protectora de las aguas continentales, en transición y costeras.

Por otra parte, en virtud de la Recomendación 2002/413/CE sobre la aplicación de la gestión integrada de las zonas costeras en Europa (Sanz Larruga, 2003), el Gobierno español ha promovido la 'Estrategia Española de Gestión Integrada de Zonas Costeras' que contempla entre otros instrumentos la elaboración y aprobación de un 'Plan Director para la sostenibilidad de la costa' (Sanz Larruga, 2007). No obstante, este proceso de aplicación de dicha Recomendación comunitaria parece haberse paralizado o suspendido desde

mediados del año 2008 con la creación del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

Teniendo en cuenta que sobre los recursos hidrológicos –marinos y continentales- recaen competencias de varias Administraciones Públicas territoriales (del Estado, de las Comunidades Autónomas y, también, de los Entes Locales) deben de garantizarse la coordinación entre dichas Administraciones, y con tal fin se contempla en el Texto Refundido de la Ley de Aguas el 'Comité de Autoridades Competentes' para las demarcaciones cobn cuencas intercomunitarias, desarrollado reglamentariamente por medio del Real Decreto 126/2007, de 2 de febrero.

Hasta el momento actual los Organismos públicos competentes en materia de recursos hidrológicos (las Confederaciones Hidrográficas, intracomunitarias o supracomunitarias) y la Administración Pública que ha protagonizado la protección y gestión de la costa (la Demarcación de Costas, dependiente del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino) han funcionado de forma separada y atendiendo a los objetivos específicos de cada uno de ellos.

Desde una perspectiva principalmente jurídica nos proponemos analizar brevemente en esta comunicación los retos que se han abierto ya por la citada Directiva Marco del Agua de 2000, y que se ampliarán por futura aplicación de la Directiva Marco de la Estrategia Marina 2008/56/CE (que deberá transponerse a los ordenamientos nacionales en el 2010 y sobre la que el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino ha difundido, a mediados de 2009, un ‘Anteproyecto de Ley de Protección del Medio Marino’).

LA NECESARIA INTREGRACIÓN Y COORDINACIÓN ENTRE LA PLANIFICACIÓN HIDROGRÁFICA Y LA ORDENACIÓN DEL LITORAL.

En la reunión del Foro para la Gestión de lasa Aguas de Transición y Costeras –que llevaba por título ‘El reto de la integración de los ríos y costas en la política del agua en España’-, organizada por el –entonces- Ministerio de Medio Ambiente y celebrada los días 24 y 25 de abril de 2007 en Madrid, se puso de

manifiesto cómo la pauta seguida por la Directiva Marco del Agua, que abarca todas las masas de agua, supone que la mayor o menor calidad de las aguas continentales repercutirá sobre las costas y que los graves problemas de erosión y los riesgos de inundaciones en las zonas costeras están íntimamente relacionados con la gestión de las aguas continentales.

El Profesor Raúl Medina (del Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria) defendió la posibilidad y necesidad de integrar los instrumentos de planificación hidrológica y costera, si bien existen varios motivos científico-técnicos que no la hacen evidente e inmediata:

1º.- los que han supuesto la separación histórica entre la Dirección General de Costas y la Dirección General de Agua: que trabajan con diferente recurso (sedimento vs. Agua), que intentan resolver problemas diferentes (erosión/inundación vs. Carestía del agua) y que interaccionan en escalas de tiempo diferentes (las escalas de tiempo en las que se nota el efecto que produce la variación de los caudales en la costa son mayores que en los ríos).

2º.- la diferente fundamentación y naturaleza del instrumento de planificación de la costa y los de las cuencas hidrográficas -el primero basado en una mera Recomendación comunitaria y los segundos derivados de una Directiva de carácter obligatorio- y unos distintos objetivos: la Recomendación dirigida a resolver los problemas de usos en las costas, la erosión e inundaciones, los efectos del cambio climático, etc. y la Directiva que persigue el logro de la calidad ecológica de las masas de agua.

La conclusión del Profesor Medina es clara: ante la interaccion de las aguas continentales y costeras es necesario integrar los planes y programas (hidrológicos y costeros) existentes y desarrollar nuevos conceptos que tengan en cuenta estos procesos e interacciones.

Por su parte, D. Eduardo García (del Gobierno de Cantabria) desarrolló –en el mismo Foro para la Gestión de las Aguas- una propuesta de medidas para la integración ríos-costas, cuyo modelo de gestión tiene tres componentes

básicos: estrategia/planificación, la legislación vigente y las estructuras organizativas. En todo caso, lo más relevante es que en los planes hidrológicos de cuenca se incluyan se identifiquen los problemas y se incluyan los objetivos y medidas que resulten de los instrumentos de planificación del litoral.

Finalmente, D. José Fernández (anterior Director General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente) afirmó en ya citado Foro que la implementación de la Directiva Marco del Agua es un reto y una oportunidad para mejorar las actuaciones en el ámbito costero y que tal labor es tarea de todos, no sólo de los organismos de la Administración General del Estado sobre Costas y Aguas sino también de todas las Administraciones territoriales (autonómicas y locales) involucradas en el litoral.

LA APERTURA DE LA NORMATIVA DE AGUAS HACIA LA GESTIÓN Y ORDENACIÓN DE LAS AGUAS Y ZONAS COSTERAS Y MARÍTIMAS.

Ya hemos destacado cómo la interacción entre las aguas terrestres y marítimas se proyecta en la legislación de aguas, tanto sobre el ámbito material de protección de las masas de aguas –continentales, de transición y costeras (cfr. artículo 1, 2 del Texto Refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, reformado en este punto por el artículo 129,2 de la Ley 62/2003, de 30 de diciembre)-, por la creación de las 'Demarcaciones hidrográficas' que incluyen en su ámbito su zona terrestre y marítima, con sus respectivas aguas costeras y de transición (cfr. el artículo 16 bis, 1 y 2 del mismo Texto Refundido), así como sobre la constitución del 'Comité de Autoridades Competentes' previsto en el artículo 36 bis del repetido Texto Refundido (que integra a autoridades, estatales y autonómicas, con competencias sobre las aguas continentales y marítimas).

La referencia del artículo 108 bis del Texto Refundido a la "protección de las aguas marítimas" que "tendrá por objeto interrumpir o suprimir gradualmente los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas perjudiciales…" habrá de ser abordada en el futuro conforme a la previsto en la reciente Directiva 2008/56/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 17 de

junio, por la que se establece un marco de acción comunitaria para la política del medio marino. Esta Directiva complementará, por consiguiente, la protección de las aguas marinas que no sean cubiertas por la Directiva Marco del Agua. En este sentido, el anteproyecto de Ley de Protección del Medio Marino, tras determinar en su artículo 1,1 su objeto: "… lograr o mantener un buen estado medioambiental de las aguas marinas, a través de la planificación y tutela del medio marino", se concreta su ámbito de aplicación :"todas las aguas marinas y a todas las actividades que pueden afectar o se lleven a cabo en el medio marino" (artículo 2), entendiendo por "aguas marinas":

-"las aguas, el lecho marino y el subsuelo situados más allá de la línea de base que sirve para medir la anchura de las aguas territoriales y que se extienden hasta el límite exterior de la zona en que el Estado español tiene y/o ejerce derechos jurisdiccionales, incluyendo el mar territorial, la zona económica exclusiva y la zona de protección pesquera del Mediterráneo", y

-"las aguas costeras con arreglo a la definición del Texto Refundido de la Ley de Aguas aprobado por Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, su lecho marino y su subsuelo, en la medida en que los aspectos del estado medioambiental del medio marino no estén contemplados en la legislación de aguas, debiéndose cumplir en todo caso los objetivos medioambientales establecidos en virtud de la presente Ley".

Pero como señala la Profesora Isabel Caro Patón (2009), la gestión coordinada de los espacios costeros y de las aguas continentales "ha dado un paso de gigante" con la aprobación de la Instrucción de Planificación Hidrológica, aprobada por la Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre (que, a su vez, desarrolla con detalle el Reglamento de Planificación Hidrográfica, aprobado por el Real Decreto 907/2007, de 6 de julio). En efecto, sus referencias a las aguas costeras y en transición son muy abundantes:

1º.- con relación a la descripción general de las masas de agua superficial en la Demarcación hidrográfica: apartados 2.2.1.1.4 para las aguas de transición y 2.2.1.1.5 para las aguas costeras.

2º.- sobre las “presiones” significativas –que superando un umbral definido pueden poner en riesgo el cumplimiento de los objetivos medioambientales- que pueden afectar al litoral (contaminación orginada por fuentes puntuales y difusas y alteraciones morfológicas).

3º.- sobre el régimen de “caudales ecológicos” en las aguas de transición (cfr. el apartado 3.4.1.3).

4º.- sobre las “zonas protegidas” (por ejemplo, zonas de captación de agua para destino humano, para protección de especies acuáticas economicamente significativas, de uso recreativo, de protección de hábitats o especies, etc.) que están situadas en el litoral.

5º.- sobre los “programas de medidas” que son instrumentos fundamentales para alcanzar los objetivos de los planes de cuenca y que habrán de coordinarse a través del “Comité de Autoridades Competentes” (cfr. punto 8.1 de la referida Instrucción). En particular, para las aguas costeras, la Instrucción recoge un listado de treinta y tres medidas distintas que claramente inciden sobre la ordenación del litoral (cfr. la tabla 90 del Anexo VI de la Instrucción).

LOS INSTRUMENTOS AUTONÓMICOS DE ORDENACIÓN Y PLANIFICACIÓN DEL LITORAL Y LA INSERCIÓN DE LOS OBJETIVOS DE CALIDAD DE LAS AGUAS.

En virtud de las competencias reconocidas sobre “ordenación del territorio y del litoral” -en los Estatutos de Autonomía primero, y, en la propia Ley de Costas de 1988, después (cfr. su art. 114)- a la mayor parte de las Comunidades Autónomas marítimas, son muchas las iniciativas que, relacionadas con la Gestión Integrada de las Zonas Costeras, se han desarrollado en las mismas desde principios de los años noventa del pasado siglo. La primera actuación autonómica que propiamente aborda la gestión integrada de las zonas costeras son las “Directrices Regionales del Litoral de Andalucía”, aprobadas por Decreto 118/1990, de 17 de abril, formuladas con “la finalidad de servir de

marco de referencia para el desarrollo de las políticas sectoriales y el planeamiento urbanístico que sobre dicho ámbito se efectúe, los cuales deberán asegurar la compatibilización del uso y aprovechamiento de las potencialidades del litoral con la preservación y renovación de sus recursos" (art. 1º,1); sin embargo, su aplicación resultó un verdadero fracaso. En la actualidad se están aprobando planes territoriales específicos como el "Plan de Ordenación del Territorio de la Comarca del Litoral Occidental de Huelva" (Decreto 130/2006). Además, últimamente, se inició en esta Comunidad Autónoma el proceso de elaboración de la "Estrategia Andaluza de Gestión Integrada de Zonas Costeras".

Otra de las normas pioneras en esta materia son las "Directrices Subregionales de Ordenación del Territorio para la Franja Costera del Principado de Asturias" aprobadas -en desarrollo Ley 1/1987 de Coordinación y Ordenación Territorial del Principado de Asturias- por el Decreto 107/1993, de 16 de diciembre, y que en mayo de 2005 acabaron cristalizando en el "Plan Territorial Especial de Ordenación del Litoral de Asturias" (POLA). Igualmente, los "Planes de Ordenación del Litoral" de la Comunidad Autónoma de Baleares, aprobados por el Decreto 72/1994, de 26 de mayo -que parte de una concepción amplia y flexible del litoral- han sido otro buen ejemplo de los primeros y más específicos instrumentos de ordenación del litoral.

Desde comienzo del siglo XXI se han venido sucediendo nuevos instrumentos de ordenación de las zonas costas, así, las "Directrices de Ordenación General y las Directrices de Ordenación del Turismo de Canarias", incorporadas a la Ley 19/2003, de 14 de abril, en las que la ordenación del litoral aparece vinculada con la ordenación turística y territorial. Por su parte, la Comunidad de Murcia introdujo en su Normas reguladoras del Suelo –aprobadas por la Ley 1/2001 reformada con posterioridad, en 2005- la figura de los "Planes de Ordenación del Litoral". Tras mucha conflictividad política el Parlamento de la Comunidad Autónoma de Cantabria aprobó, en septiembre de 2004, el "Plan de Ordenación del Litoral" (POL) –previsto por la Ley 2/2001, de 25 de junio, de Ordenación Territorial y Régimen Urbanístico del Suelo de Cantabria- que ha sido recurrido por algunos municipios cántabros ante el Tribunal Constitucional.

Más recientemente, otras Comunidades Autónomas litorales han publicado sus planes de ordenación del litoral. Es el caso de Cataluña con su "Plan Estratégico para la Gestión Integrada de las Zonas Costeras de Cataluña" (elaborado por Departamento de Medio Ambiente y Vivienda de la Generalidad de Catalunya, y publicado en julio de 2004); y, por lo que se refiere al País Vasco, se ha aprobado en virtud del Decreto 43/2007 del Gobierno Vasco, el "Plan Sectorial Territorial de Protección y Ordenación del Litoral del País Vasco".

En mi opinión, ante la suspensión o paralización de los planes y estrategias de la Administración del Estado sobre la costa, e incluso, aún existiendo aquellos, son las Administraciones autonómicas que lideran el proceso de gestión inrtegrada de sus zonas costeras las que deben trabajar en estrecha colaboración y coordinación con las autoridades hidrológicas (sea de las cuencas intercomunitarias o intracomunitarias). Y en estos momentos en que se están terminando de elaborar los nuevos Planes Hidrológicos de Cuenca, es una magnífica oportunidad de trabajar asociadamente para que se plasmen en los planes los criterios integrado de protección de las aguas continentales y marítimas.

CONCLUSIONES.

Poner de relieve la necesidad de integración de las aguas continentales y marinas en la ordenación, gestión y planificación es la primera conclusión que ha de extraerse de la nueva política ambiental comunitaria, basada en la "gestión de acuerdo con la naturaleza propia de los ecosistemas" (ecosystem-based Management).

Entre los instrumentos de protección del medio ambiente acuático no cabe duda de que la planificación ocupa un lugar primordial. La protección de los sistemas hídricos en España se han basado en la planificación hidrológica (la global de todo el Estado –mediante el Plan Hidrológico Nacional-, y la correspondiente a cada una de las Cuencas Hidrográficas).

Con ocasión de la preparación de los nuevos 'Planes hidrológicos de las cuencas' en el horizonte del 2009 parece muy oportuna la reflexión sobre todos los aspectos relativos a la interrelación entre la planificación hidrológica, la costera, la territorial y la ambiental para lograr una ordenación integrada de los recursos naturales en su conjunto.

Además de la necesaria coordinación y colaboración entre las diferentes Administraciones Públicas concurrentes sobre el medio acuático –marino y continental-, los futuros planes hidrológicos constituyen un instrumento de primera magnitud para lograr una protección integrada y sostenible de los recursos acuáticos. Dichos planes han de ampliar sus objetivos y su ámbito de actuación que ya no se limita al tradicional “dominio público hidrológico”. Por otra parte, el control ambiental al que deben someterse los planes hidrológicos mediante el mecanismo de la “evaluación ambiental estratégica” permitirá garantizar su orientación holística.

Por último, el creciente protagonismo y difusión de la gestión integrada de las zonas costeras –que ha sido recepcionada por la Administración General del Estado y por casi todas las Comunidades Autónomas litoral- constituyen una inmejorable oportunidad para tratar de forma integrada y sostenible la inseparable gestión de las aguas marítimas y continentales, que, a nuestro juicio, es todavía una asignatura pendiente en España (Barragán Muñoz, 2004).

REFERENCIAS

Barragan Muñoz, J. M. 2004, Las áreas litorales de España: del análisis geográfico a la gestión integrada, Ariel

Caro Patón, I. 2009, La coordinación entre la Ley de Costas y la Ley de Aguas: retos pendientes y primeros (e importantes) avances, en Estudios sobre la ordenación, planificación y gestión del litoral. Hacia un modelo integrado y

sostenible, Fundación Pedro Barrié de la Maza y Observatorio del Litoral, pp. 145-162.

Sanz Larruga, F.J. 2003: La Unión Europea y la estrategia sobre gestión integrada y sostenible del litoral, en Noticias de la Unión Europea, 217, pp. 117-132.

Sanz Larruga, F.J. 2007: La gestión intégrée des zones côtières: l'experience espagnole, L'Unión Europeenne et la Mer, Vers une politique maritíme de l'Unión Européenne?, Dir. CUDENNEC et GAELLE GUEGUEN-HALLOUET, Ed. Pedone, Paris, 2007

GESTIÓN SOSTENIBLE DEL ESTUARIO DEL RÍO GUADIARO

I. Martínez[1], G.Gómez-Pina[2], J.J. Muñoz-Pérez[2], L. Fajes[2] y J.M. González[1]

1.- IBERINSA, Departamento de Puertos y Costas, Centro de Negocios Albatros, c/ Anabel Segura 11, Ed. D; 28108 Alcobendas, Madrid. imaperez@acciona.es; jgherrer@acciona.es

2.- DEMARCACIÓN DE COSTAS DE ANDALUCÍA ATLÁNTICO. CÁDIZ, Avda. Marianista Cubilla 7; 11071, Cádiz. ggomez@mma.es; JJMPerez@mma.es ; LFages@mma.es

INTRODUCCIÓN

El estuario del río Guadiaro, situado en el T.M de San Roque (Cádiz), constituye un enclave de elevado valor paisajístico y natural. En su desembocadura se forma una barra de arena debido principalmente a la dinámica marina reinante en la zona. Esta dinámica tiene además la particularidad de presentar una celda de recirculación que provoca una inversión del sentido de la corriente en los metros más cercanos a la costa, lo que a su vez provoca con determinadas condiciones (principalmente con oleajes de levante) el avance de la barra hasta cerrar por completo la desembocadura. En procesos de avenidas, el caudal del río aumenta hasta provocar la rotura de la barra y la apertura de la desembocadura.

Figura 1. Desembocadura y estuario del río Guadiaro

La disminución del caudal del río, especialmente en las épocas de estiaje, ha provocado que la apertura natural de la desembocadura ocurra cada vez con menos frecuencia, impidiendo la renovación de agua en el estuario y provocando un descenso en la calidad del agua que en ocasiones ha llegado a producir episodios de anoxia con la consiguiente mortandad de peces.

Para evitar esta situación, cuando se produce el cierre de la desembocadura se procede a su apertura de forma artificial, normalmente con medios terrestres. Históricamente se han producido numerosas actuaciones en el estuario, lográndose mejoras apreciables pero sin resolver el problema de manera definitiva.

Por este motivo la Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico sacó a concurso una asistencia técnica para la búsqueda de soluciones al cierre de la desembocadura.

OBJETO

El objeto de esta asistencia técnica es buscar una solución al cierre de la bocana y los problemas provocados por este. Si bien en principio se buscó una solución definitiva mediante una obra rígida, el valor ambiental de la zona hizo decantarse por una solución que aunque no fuera definitiva, resultase menos agresiva.

DINÁMICA LITORAL

El sentido general del transporte en la zona es hacia el SW, por lo que a priori resulta sorprendente que el cierre de la desembocadura se produzca habitualmente en el sentido contrario (hacia el NE).

Debido a la configuración al norte de la costa, mucho más avanzada que al sur, el patrón que gobierna la zona de la desembocadura presenta una celda de circulación en sentido horario que genera una corriente hacia el norte junto a la costa, que al llegar al espigón existente al norte de la desembocadura vira para producir de nuevo una corriente en sentido sur paralela a la costa.

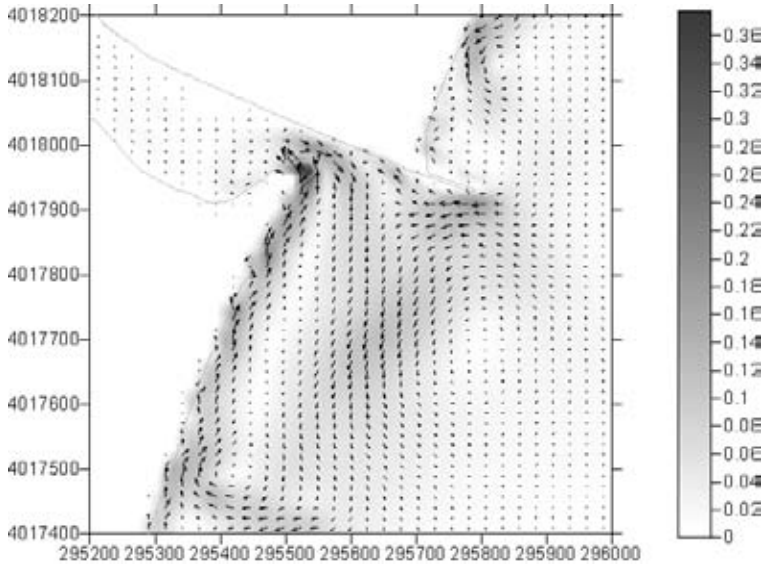


Figura 2. Ejemplo de corrientes en la desembocadura del río Guadiaro

Esa corriente hacia el NE en los primeros metros junto a la orilla es la responsable del cierre de la desembocadura. En el perfil transversal del transporte anual vemos como efectivamente el material junto a la costa es transportado hacia el NE.

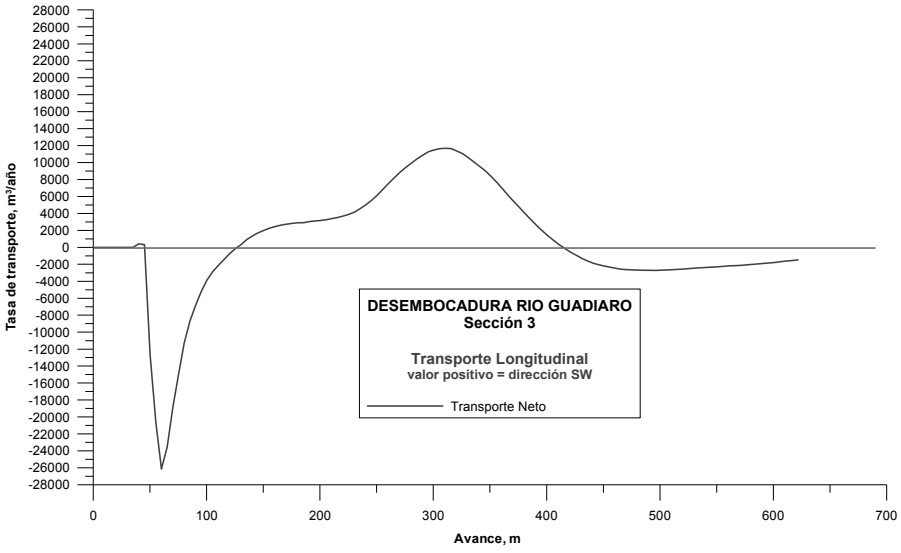


Figura 3. Tasas de transporte en sección transversal a la orilla

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

De cara a buscar posibles soluciones al problema planteado se realizó un estudio de alternativas, que incluía las siguientes.

Alternativa 1.- Monitorización del estuario y establecimiento de alarmas

Para el estudio y seguimiento del estuario se procedió a monitorizar el mismo. Para ello se instalaron en la desembocadura una cámara de video y varias sondas multiparamétricas. La instalación se hizo en uno de los pilares centrales del último puente sobre el río Guadiaro, que es un lugar central en el estuario y distante unos 400 m de la desembocadura.

La cámara permite el acceso en tiempo real a través de Internet para comprobar el estado de la desembocadura. Además permite programar la toma de fotografías en determinados momentos, que quedan registradas y pueden ser visualizadas en cualquier momento. Durante el estudio que IBERINSA realizó se tomaron fotografías diariamente con frecuencia horaria entre las 7 y las 23 horas.

Las sondas permiten registrar varios parámetros de calidad del agua que también pueden ser consultados en tiempo real a través de Internet. Los parámetros elegidos para el estudio fueron: nivel de agua, conductividad, temperatura, pH, potencial redox, turbidez y oxígeno disuelto. El sistema permite el establecimiento de alarmas tanto de máximos como de mínimos para cualquiera de los parámetros. Estas alarmas quedan registradas y además pueden ser transmitidas vía SMS en tiempo real.

La cantidad de datos obtenida no sólo permite tener un mayor conocimiento del estuario sino realizar otros estudios en profundidad.

El sistema de monitorización requiere un proceso de ajuste como se explica más adelante.

A modo de ejemplo se reproduce a continuación el gráfico correspondiente al nivel del agua durante del mes de julio de 2008, en el que se identifica perfectamente el cierre de la desembocadura producido el día 17.

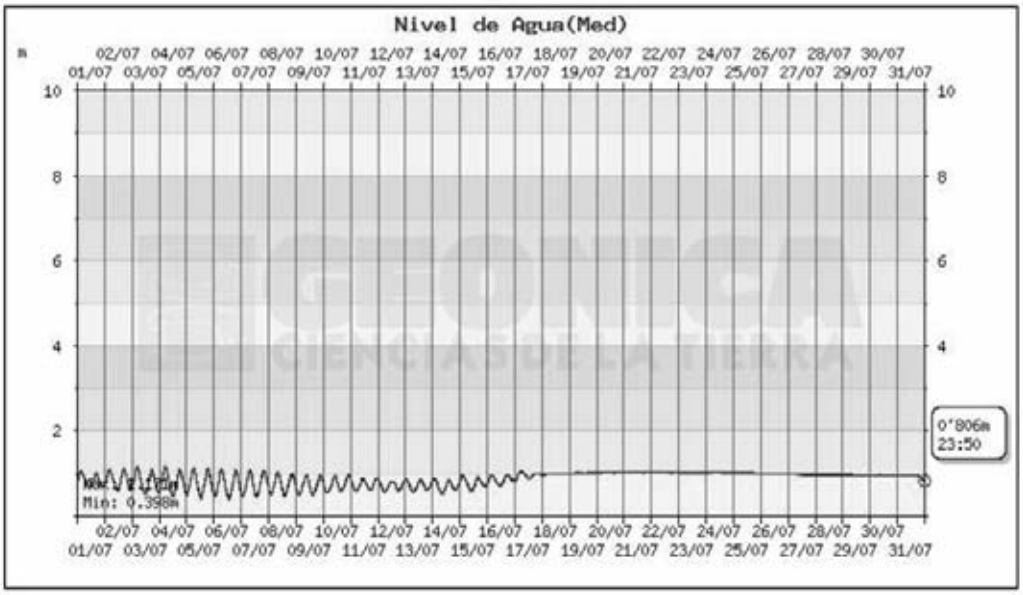


Figura 4. Variación del nivel del agua durante el mes de julio de 2008

Alternativa 2.- Apertura artificial de la desembocadura

La solución más sencilla para evitar los problemas que aparecen cuando se produce el cierre de la desembocadura es proceder a la apertura artificial de la misma. Para minimizar los riesgos es conveniente que el tiempo transcurrido entre el cierre y la apertura sea mínimo, lo cual sin embargo hace necesarias un mayor número de actuaciones. En el extremo opuesto, si se trata de minimizar el número de aperturas artificiales, se corre el riesgo de permitir un empeoramiento excesivo de la calidad del agua del estuario que puede poner en peligro la vida de los peces.

El material dragado en la desembocadura tiene unas características idóneas para su uso en regeneración de playas. Este material además es muy apreciado por las dificultades cada vez mayores para su obtención. Por este motivo esta alternativa incluye la propuesta de varias zonas para el vertido del material dragado:

- En la playa de Sotogrande, situada al N de la desembocadura entre esta y el puerto de Sotogrande.
- En la playa de Guadalquitón, a unos 450 m al S de la desembocadura del río Guadiaro. En esta zona existe una pasarela y un observatorio de aves, que debido a que la anchura de playa es pequeña ha sufrido deterioros en procesos de temporales. La arena vertida en esta proporcionará una protección adicional.

- En la playa de Guadalquitón, a unos 1000 m al S de la desembocadura del río Guadiaro. Según se deduce de los datos de dinámica litoral, a partir de unos 600 m al S de la desembocadura los transportes hacia el N y hacia el sur están suficiente mente equilibrados para esperar que el material no sea trasportado de nuevo hacia la desembocadura en un periodo pequeño de tiempo. Dado que esta zona de la playa de Guadalquitón también tiene una anchura muy reducida, se considera esta zona adecuada para el vertido.

En todos los casos el vertido de arena redundará en una mejora de la calidad de las playas, proporcionando además una protección adicional frente a la erosión.

Alternativa 3.- Construcción de espigones

Con el objeto de buscar una solución definitiva al problema, se estudió una alternativa consistente en la construcción de un espigón. Se estudiaron tanto las dimensiones como la ubicación y tipología más adecuadas.

Finalmente se concluyó que el espigón que mejor cumplía con los requerimientos buscados es uno de 125 m de longitud distante 70 m de la margen izquierda del río.

Con este espigón se logra interceptar la corriente hacia el NE que es la responsable del cierre de la desembocadura, cambiando las tasas de transporte según se aprecia en la siguiente figura:

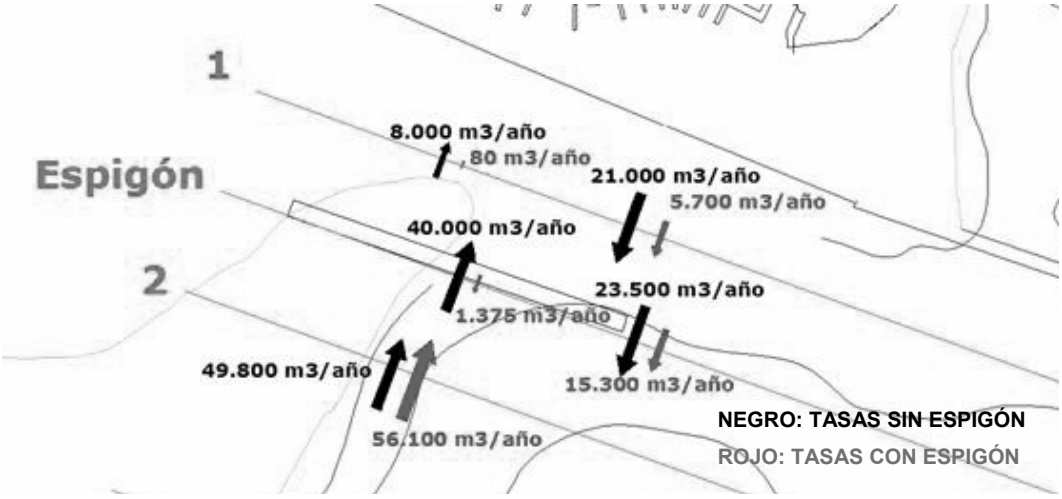


Figura 5. Variación de las tasas de transporte al construir un espigón

Conclusiones del estudio de alternativas

Las tres alternativas planteadas pueden aplicarse independientemente o combinadas entre sí.

El elevado valor ambiental de la zona llevó a descartar la alternativa 3, por tratarse de una obra rígida y tener un mayor impacto.

Se considera idónea una solución que combine las alternativas 1 y 2, pues se limitan las intervenciones a momentos puntuales y además estas intervenciones se realizarían en el momento más adecuado gracias al conocimiento del estuario que se tendría gracias al sistema de monitorización.

La combinación de estas alternativas da lugar al establecimiento de un protocolo de seguimiento y apertura, que se desarrolla a continuación.

PROTOCOLO DE SEGUIMIENTO Y APERTURA

Gracias al sistema de monitorización se tiene en todo momento un conocimiento del estado del estuario. Cuando se detecte el cierre de la desembocadura se entrará en un nivel de alerta, pero no será necesario proceder a la apertura hasta que los parámetros del agua lo indiquen.

Para los parámetros del agua se establecerán umbrales de máximos y/o mínimos que harán saltar unas alarmas, de manera que sean estas las que indiquen que es necesario proceder a la apertura. Inicialmente se han tomado como umbrales los establecidos en la normativa vigente en España respecto a la vida de peces (RD 927/1988 de 29 de julio):

Parámetro	Alarma superior	Alarma inferior
Temperatura	28	
pH	9	6
Oxígeno disuelto		7

Figura 6. Alarmas establecidas inicialmente

Dado que esta normativa establece umbrales para muy pocos parámetros, con el tiempo y a partir de la experiencia obtenida se irán estableciendo y ajustando nuevas alarmas. También podrán realizarse estudios específicos para obtener umbrales de alarma reales relacionados con la vida acuática del estuario del Guadiaro. Todo esto constituirá un proceso de calibrado del sistema.

Cuando los parámetros registrados indiquen la necesidad proceder a la apertura de la desembocadura esta se realizará de acuerdo a un protocolo que establecerá la zona y dimensiones de apertura y el lugar para verter el material dragado. Este protocolo también se ajustará en función de la experiencia obtenida.

CONCLUSIONES

Durante los años 2007 y 2008 IBERINSA llevó a cabo una serie de estudios en el estuario del río Guadiaro con objeto de buscar soluciones a los problemas originados por el cierre de la desembocadura.

Debido al elevado valor ambiental de la zona se descartaron las soluciones que requiriesen la realización de obras rígidas como espigones por tener un mayor impacto.

La monitorización resulta una potente herramienta para la gestión del litoral, permitiendo un conocimiento y estudio en profundidad del estuario.

Se desarrolla un sistema que combina la monitorización del estuario, el establecimiento de alarmas y la apertura artificial de la desembocadura. Este sistema permite limitar al máximo las intervenciones en el estuario, estableciendo un protocolo de seguimiento y apertura.

Este sistema, que requiere un mantenimiento cuidadoso para que resulte efectivo, debe ir ajustándose con la experiencia y los resultados obtenidos.

GESTIÓN INTEGRAL DEL FRENTE COSTERO ENTRE LAS DESEMBOCADURAS DE LOS RÍOS JÚCAR Y RACONS

L. Pérez[2], J. Serra[1], V. Esteban[1], J. González[1]

1. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, c/Camino de Vera 14, 46022 Valencia, jserra@tra.upv.es, vesteban@tra.upv.es, jgonzale@upvnet.upv.es

2. Demarcación de Costas de Valencia, c/ Joaquín Ballester, 39, 46009 – VALENCIA, lperez@mma.es

INTRODUCCIÓN

Entre las desembocaduras del río Júcar y el río Racons, se desarrolla un frente costero de más de treinta y seis kilómetros que agrupa una serie de playas desde Cullera, concretamente desde la desembocadura del río Júcar, hasta el límite con la provincia de Alicante, materializada por la desembocadura del río Racons, y que podemos ver en la figura 1. La costa con carácter general se conforma como una playa al pie de un cordón que encierra en su trasdós una zona baja, marjal, que frecuentemente ha sido rellenada por el hombre, bien con fines agrícolas, bien de consolidación urbana. La costa forma parte de un todo litoral continuo conocido como el Ovalo Valenciano, (Golfo de Valencia), unidad morfodinámica natural limitada, al norte, por el Delta del Ebro y, al sur, por el Cabo de San Antonio. La acción humana la ha convertido, considerando las barreras de los puertos de Castellón y Valencia, junto con las barreras naturales anteriormente indicadas, en tres unidades morfodinámicas artificiales denominadas, de norte a sur, Castellón, Valencia y Cullera, siendo en esta última donde se localiza el frente estudiado.

Figura 1

PLANTEAMIENTO

Para alcanzar los objetivos se plantearon diversos estudios sectoriales encuadrados en

diversos convenios de investigación: Conveni de col·laboració entre la Mancomunitat de Municipis de la Safor i la Universitat Politècnica de València per a la realització de l'estudi climàtic-hidrològic bàsic per a la definició geomorfològica del sector costaner entre les desembocadures del riu Xúquer i del riu Racons, per al desenvolupament dels projectes de regeneració i condicionament de la vora litoral; Convenio de colaboración entre la Conselleria de Territorio y Vivienda para la caracterización geomorfológica y de la flora del frente litoral entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons y su desarrollo urbano para el desarrollo de los proyectos de regeneración y acondicionamiento del borde litoral; Convenio de colaboración entre la Dirección General de Costas y la Universidad Politécnica de Valencia para estudio de la dinámica litoral del frente costero entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons y vertido y calidad de aguas; y Convenio de colaboración entre la Dirección General de Costas y la Universidad Politécnica de Valencia para estudio integral del frente litoral entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons para el desarrollo de los proyectos de regeneración y acondicionamiento del borde litoral.

Para un mejor desarrollo del trabajo, y considerando el frente en su conjunto podemos avanzar que el litoral puede tratarse de forma independiente entre tres tramos. El primer tramo sería el limitado por la desembocadura del río Júcar y el puerto de Gandia, el segundo entre los puertos de Gandia y Oliva, y finalmente, el tercer tramo, sería el frente entre el puerto de Oliva y la desembocadura del río Racons.

FRENTE LITORAL ENTRE LA DESEMBOCADURA DEL RÍO JÚCAR Y EL PUERTO DE GANDIA

La costa entre la desembocadura del río Júcar y el puerto de Gandia es una playa continua limitada, al norte, por las obras de encauzamiento del Júcar y, al sur, por las obras de abrigo del puerto de Gandia con un frente de casi diecinueve kilómetros (18.544 m). La playa, en el extremo norte, se encuentra rigidizada por la profusión de obras de defensa, en el extremo es abrigada y apoyada en el espigón de encauzamiento margen derecha del río Júcar, mientras que el resto es una playa abierta y apoyada en su mitad sur por el puerto de Gandia. La playa se extiende al pie de un escarpe natural formado por un cordón dunar, prácticamente continuo, salvo en el extremo norte donde un escollerado cumple la función del escarpe, y en el extremo sur desaparece bajo las infraestructuras del frente urbano, el resto localmente está ocupado por algunas construcciones. Destacan las formaciones dunares de la playa de L'Auir (Gandia). La playa seca presenta una anchura media en el entorno de los cuarenta metros (≈ 40 m), sin contar con las playas al norte (Marenyet, L'Estany, Dorado y Silencio) y el sur (Grao de Gandia), y una cota en el interior superior a los dos metros (>2,00 m).

La costa entre la desembocadura del río Júcar y el puerto de Gandia, en su conjunto, es aparentemente estable si compensamos los depósitos con las recesiones, con tendencia a la recesión; el frente podemos considerarlo como deficitario dada la ausencia de fuentes de sedimentos desde el exterior y el continente, pudiendo cifrarse en un déficit anual de de treinta y dos mil metros cúbicos anuales (-32.000 m^3/año). El transporte sólido litoral es bajo, con un sentido neto norte-sur que queda patente en la forma en planta que adquiere el frente litoral. El principal riesgo del frente es la falta de alimentación natural en el frente directa o indirecta desde barlomar de la unidad, lo que lleva a que sean ls propias playas las que alimentas a las del frente.

El planeamiento previsto califica como urbanizable en casi su totalidad todo el frente, la Servidumbre de Protección muy localmente se define como una franja de cien metros (100 m) lo que permitirá mantener las formas naturales en una parte del frente litoral, recomendándose que se aplique la Ley de Costas y se limite la edificación en la servidumbre aún libre como se respete las áreas en el entorno de zonas húmedas y Lic definidas como zonas no urbanizables protegidas, como también debería revisarse las zonas bajas con cota inferior a un metro, incluso medio metros clasificados como urbanizables. El Dominio Público Marítimo-Terrestre se encuentra localmente ocupado por servicios y parcelas edificadas en la playa de Silencio, Dorado y Brosquil.

En relación a las propuestas de regeneración y acondicionamiento del borde litoral se proponen las siguientes:

Implantación de un Programa de Seguimiento del litoral entre la desembocadura del río Júcar y el puerto de Gandia con el objetivo de conocer mejor el funcionamiento del frente costero, cualificar y cuantificar los movimientos sedimentarios y evaluar la efectividad de las soluciones que se adopten, corrigiendo las mismas y adecuándolas a la realidad que se deduzca.

Recuperación del Medio Biótico Dunar con el objetivo de recuperar un espacio único y que garantiza una respuesta de la costa a los temporales. Los trabajos serían de regeneración del cordón dunar, desbroce de las especies invasoras y aloctonas, y plantación de especies autóctonas y propias de los sistemas dunares costeros; igualmente se ordenaran los accesos a la playa y adecuaran para que el impacto sobre el cordón dunar sea nulo. Los cordones actuales ya forman parte del LIC dunas de la Safor. La recuperación se acompañara con campañas de concienciación sobre la importancia del espacio dunar, se

adoptaran medios de protección de los edificios dunares regenerados y cartelería. En detalle hay que señalar que en el caso de las playas de Marenyet y L'Estany se plantean dos opciones, una la regeneración completa del cordón, u opcionalmente mantener el escollerado y cubrirlo con arena. En el caso de la playa del Brosquil igualmente se plantean dos opciones, regenerar el cordón en la posición actual o en la posición original adelantándolo hacia el mar. Po último en la playa de Tavernes se plantean también dos opciones, regenerar completamente un cordón frente a las edificaciones o mantener el actual pero liberado de las especies invasivas.

Recuperación de lagunas litorales. Recuperación de las lagunas definidas en la playa del Brosquil; la recuperación de dichas lagunas se integrarían en el LIC dunas de la Safor, y creación de un circuito ambiental en la playa, localizando el centro de acogida en parcela al final de la playa, en Dominio Público y Servidumbre. La actuación implica diversas operaciones, como desbroce, plantación, dragado, accesos y zonas de descanso y observatorios, así como introducción de especies faunísticas.

Actuación en Cauces y que supondrá la limpieza y adecuación sección desagüe de los cauces; automatización y motorización del sistema de compuertas de acequia de la Ratlla o Canal del Plan de Defensa Frente Avenidas del Júcar, acequia de Tavernes de la Valldigna o Canal de la Partida Nova, acequia de la Ratlla o acequia Vora Marina o río Xeraco o Vaca, en el caso de la acequia de la Ratlla o Canal del Plan de Defensa Frente Avenidas del Júcar se trasladara aguas arriba de su actual emplazamiento; apoyándose en un Programa de Seguimiento se garantizaran las secciones de desagüe de los cauces en todo el frente, procediéndose cuando sea necesario a la excavación y vertido del producto, si reúne las condiciones, en las playas del entorno.

Sistema de Desagüe del Estany. La desembocadura del Estany se reordena, manteniendo el actual diseño, pero reconstruyéndolo y modificando, localmente, los sistemas de protección de los márgenes.

Rescate del Dominio Público Marítimo-Terrestre, localmente se propone el rescate del Dominio Público; en la playa de La Goleta se procederá a la demolición y retirada del sistema de desagüe de la urbanización Lago Azul; en la playa de El Silencio y Dorado se rescatara el Dominio Público de acuerdo con la propuesta de Deslinde, en este caso consideramos necesario el rescate para plantear las actuaciones de regeneración del frente litoral; en la playa del Brosquil se recuperara el campin Caravaning que presuntamente es ilegal y una parcela localizada al final de la playa, estreno sur.

Retirada Planeada, como opción se ha planteado la retirada de planeada de las playas del Marenyet y l'Estany, aunque su elevado coste paree recomendar su no adopción; en la playa e la Goleta se propone la recuperación de zonas ajardinadas que ocupan el escarpe natural; y en el caso de la playa de Tavernes se ha mencionada la retirada de la primera línea edificada, pero se considera que con las actuaciones propuestas puede obviarse la retirada.

Alimentación Artificial, se propone la aportación de cuatrocientos ochenta mil metros cúbicos de arena (480.000 m^3) entre la desembocaduras de L'Estany y el puerto de Gandia, la propuesta se justifica por el déficit sedimentario establecido y con la finalidad de mantener las actuales condiciones de la playa, garantizando, hasta cierto punto, su sostenibilidad al tiempo que el posible exceso vertido puede ser fuente de alimentación de las formaciones dunares. Localmente y con la finalidad de regenerar playas con una anchura idónea con capacidad de absorber los temporales se han establecido los siguientes volúmenes por subtramos: playas de Marenyet y l'Estany, vertido entre 1.600.000 m^3 y 1.750.000 m^3; playas de El Dorado-Silencio, Brosquil y La Goleta, un volumen entre 550.000 m^3 y 2.250.000 m^3; playas de Tavernes y Marenys un volumen entre 250.000 m^3 y 375.000 m^3. Los intervalos dependen de la alternativa que se adopte.

Se recomienda el empleo de arenas procedentes de fondos marinos, por su textura, tamaño medio, distribución granulométrica y compatibilidad con las arenas actuales de la playa. Económicamente el empleo de arenas procedentes de cantera supone un sobrecoste del 375 %, lo que supondría que mientras el empleo de arenas de fondo marino supondría un coste de ochocientos mil euros (800.000 €), el empleo de arenas de cantera supondría un coste de tres millones de euros (3.000.000 €).

Trasvases, se propone la realización de trasvases de arenas dentro de la unidad litoral entre la desembocadura del río Júcar (Cullera) y el puerto de Gandia (Gandia); las operaciones, apodas en el Programa de Seguimiento, consistirán en trasvases arenas de las zonas de superávit a las deficitarias, vertido de los productos de excavación en cauces; en todos los casos y especialmente en el último de los expuestos, deberá garantizarse la calidad ambiental de las arenas e idoneidad para su vertido en playas.

Obras de Protección. Como 2ª fase de algunas alternativas se ha propuesta la ejecución de obras rígidas de sujeción para aumento del periodo de residencia de los aportes de arenas

propuestas; la adopción siempre se adoptara en el caso de que se estime como necesario y como conclusión del programa de seguimiento..

FRENTE LITORAL ENTRE LOS PUERTOS DE GANDIA Y OLIVA

La costa entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es una playa continua, salpicada por algunas desembocaduras que no cortan la linealidad del frente en gran medida; la playa se extiende al pie de un escarpe natural formado por un cordón dunar, pero dicho cordón no es continuo habiendo sido sustituido en algunos tramos por un paseo marítimo con sección en muro vertical. La anchura media de la playa es de cuarenta y cuatro metros (44), con una anchura mínima de diecinueve metros (19 m) en la playa de Piles.

El transporte sólido litoral del frente litoral se sitúa en valores entre 30.000 m^3/año y 200.000 m^3/año, como valores medios del frente en su conjunto. Discretizando el transporte en el tramo norte se sitúa entre 50.000 m^3/año y 200.000 m^3/año, mientras que en el extremo sur esos valores oscilan entre 10.000 m^3/año y 30.000 m^3/año. El riesgo más importante del frente es la presión urbanística, la ocupación del trasdós de la playa, a sotavento del cordón dunar/paseo marítimo, es casi total, la urbanización domina la costa salvo escasos espacios libres, pero amenazados según el planeamiento previsto. Este riesgo no se ha limitado a la ocupación de un espacio, en principio no de playa, pero en algunos frentes, como Piles, el desarrollo urbano ocupa la propia playa lo que justifica la anchura mínima de dicha playa frente al resto lo que añade un riesgo más a la playa de Piles. Al mismo nivel de riesgo está la falta de alimentación natural, riesgo que afecta a la totalidad del litoral, y que podríamos considerar como principal problema para garantizar la sostenibilidad de las formas costeras actuales.

Con el objetivo de garantizar un medio litoral sostenible entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) proponemos la adopción de las siguientes actuaciones:

Implantación de un Programa de Seguimiento del litoral entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) con el objetivo de conocer mejor el funcionamiento del frente costero, cualificar y cuantificar los movimientos sedimentarios y evaluar la efectividad de las soluciones que se adopten, corrigiendo las mismas y adecuándolas a la realidad que se deduzca.

Recuperación del Medio Biótico Dunar con el objetivo de recuperar un espacio único y que garantiza una respuesta de la costa a los temporales. Los trabajos serían de regeneración del cordón dunar, desbroce de las especies invasoras y aloctonas, y plantación de especies

autóctonas y propias de los sistemas dunares costeros; igualmente se ordenaran los accesos a la playa y adecuaran para que el impacto sobre el cordón dunar sea nulo. Los cordones dunares se incorporaran a LIC Dunas de La Safor.

Actuación en Cauces y que supondrá, entre otras, la recuperación del cauce del Serpis, tramo final, como Paisaje Protegido; dragado y adecuación sección de desagüe y desembocadura del Serpis; limpieza y adecuación sección desagüe del resto de cauces; automatización y motorización del sistema de compuertas de Acequia Vall Mare o Barranco de Benemis o Gola del Gat, y limpieza de la sección de los cauces en su trazado urbano; apoyándose en un Programa de Seguimiento se garantizaran las secciones de desagüe de los cauces en todo el frente, procediéndose cuando sea necesario a la excavación y vertido del producto, si reúne las condiciones, en las playas del entorno.

Retirada Planeada incluyendo el rescate del Dominio Público, retirada de paseos marítimos y edificaciones en primera línea, regeneración del cordón dunar, estimándose necesaria la aportación de quinientos mil metros cúbicos (500.000 m^3), el cordón dunar regenerado se incorporará al LIC Dunas de La Safor; adecuación y ordenación de accesos a la playa, ejecución nuevos paseos marítimos, y todas aquellas actuaciones previstas y expuestas en epígrafes anteriores y que comprenden la denominada Fase 1.

Trasvases, se propone la realización de trasvases de arenas dentro de la unidad litoral entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva); las operaciones, apodas en el Programa de Seguimiento, consistirán en trasvases arenas de las zonas de superávit a las deficitarias, vertido de los productos de excavación en cauces y de dragado en áreas portuarias; en todos los casos y especialmente en el último de los expuestos, deberá garantizarse la calidad ambiental de las arenas e idoneidad para su vertido en playas.

Alimentación Artificial. Esta actuación que consideramos como necesaria dada la ausencia de aportes de sedimentos desde el continente, puede permitir varias alternativas. Hay que señalar que en cualquier caso la Alimentación apoyada con el Programa de Seguimiento y acciones de Trasvases es la propuesta completa, independientemente de los volúmenes de arenas que se viertan y la adopción o no de obras rígidas de apoyo. Las propuestas son las siguientes: Alimentación Artificial Estricta. Como tal definimos al vertido de trescientos mil metros cúbicos de arenas (300.000 m^3) y que se corresponde con el déficit sedimentario estimado para diez años. Alimentación Artificial. Bajo esta denominación consideramos el aporte de un volumen total de seiscientos sesenta mil metros cúbicos de arenas (660.000 m^3), y que se corresponderían al volumen perdido en diez años más el volumen que

garantiza una anchura mínima de playa de treinta metros (30 m). Alimentación Artificial con Apoyo. Vertido de trescientos mil metros cúbicos de arenas (300.000 m^3) y construcción de espigones, según esquema expuesto en epígrafe anterior. Existe la variante de sustituir los espigones por diques exentos sumergidos. Alimentación Artificial Sostenible. Como tal consideramos el aporte de cuatrocientos mil metros cúbicos de arena (400.000 m^3), y la construcción de espigones; en este caso, y teóricamente, no son precisas recargas, pero sí trasvases internos. Alimentación por Fases. Como tal definimos una propuesta de actuación por fases y que consistiría en un primer aporte de trescientos mil metros cúbicos de arenas (300.000 m^3); si los procesos recesivos no se limitan con los trasvases internos se estimaría el volumen necesario para garantizar una anchura mínima y se ajustaría una recarga en función del déficit sedimentario evaluado en el seguimiento; en el caso de que persistan los procesos recesivos se plantearía la posibilidad de ejecutar apoyos a la alimentación, bien con espigones o diques exentos sumergidos. En cualquier caso y considerando que la conclusión de que la costa entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es aparentemente estable, consideramos que la aportación de un volumen de arenas entre trescientos mil y seiscientos sesenta mil metros cúbicos (300.000 m^3 – 660.000 m^3) será suficiente para asegura una playa sostenible siempre que se controle su evolución y se recoloquen los sedimentos entre las áreas de depósito y las de erosión.

FRENTE LITORAL ENTRE EL PUERTO DE OLIVA Y LA DESEMBOCADURA DEL RÍO RACONS

La costa entre el puerto de La Goleta (Oliva) y la desembocadura del río Racons es una playa continua limitada, al norte, por las obras de abrigo del puerto de La Goleta y, al sur, por la desembocadura del río Racons con un frente de casi siete kilómetros (6.899 m). La playa, en el extremo norte, se encuentra abrigada y apoyada por el puerto, mientras que el resto es una playa abierta.

La playa se extiende al pie de un escarpe natural formado por un cordón dunar, prácticamente continuo, salvo en el extremo norte donde las infraestructuras litorales lo ocupan, y localmente podemos encontrarnos con campos dunares. La playa seca presenta una anchura media superior a los cuarenta y cinco metros (> 45 m) y una cota en el interior superior a los dos metros (>2,00 m). La costa entre el puerto de La Goleta (Oliva) y la desembocadura del río Racons es aparentemente estable con tendencia a la acreción; el frente podemos considerarlo como deficitario dada la ausencia de fuentes de sedimentos desde el exterior y el continente, pudiendo cifrarse en un déficit anual de mil quinientos metros cúbicos (-1.500 m^3/año). El transporte sólido litoral es muy bajo, con un sentido neto

sur-norte, aunque dicho sentido puede ser contrario función de los oleajes que aborden en el año medio el frente litoral.

El principal riesgo del frente es la falta de alimentación natural, dado que la única barrera al transporte no incide negativamente sobre el litoral, abriga la playa de Pau-Pi, al tiempo que la apoya, y la presión urbanística, actual, no es importante, salvo en zonas muy locales, ya que deja libre el cordón dunar que forma el escarpe y que forma parte del LIC Dunas de la Safor. El planeamiento previsto califica como urbanizable todo el frente, pero la Servidumbre de Protección, salvo en los extremos del frente se define como una franja de cien metros (100 m) lo que permitirá mantener las formas naturales en una gran parte del frente litoral. El Dominio Público Marítimo-Terrestre se encuentra localmente ocupado por servicios y parcelas edificadas en la playa de Pau-PI, en su totalidad, mientras que el resto la ocupación es muy local y dispersa.

En relación a las propuestas de regeneración y acondicionamiento del borde litoral se proponen las siguientes:

Implantación de un Programa de Seguimiento del litoral entre el puerto de La Goleta (Oliva) y la desembocadura del río Racons con el objetivo de conocer mejor el funcionamiento del frente costero, cualificar y cuantificar los movimientos sedimentarios y evaluar la efectividad de las soluciones que se adopten, corrigiendo las mismas y adecuándolas a la realidad que se deduzca.

Recuperación del Medio Biótico Dunar con el objetivo de recuperar un espacio único y que garantiza una respuesta de la costa a los temporales. Los trabajos serían de regeneración del cordón dunar, desbroce de las especies invasoras y aloctonas, y plantación de especies autóctonas y propias de los sistemas dunares costeros; igualmente se ordenaran los accesos a la playa y adecuaran para que el impacto sobre el cordón dunar sea nulo. Los cordones actuales ya forman parte del LIC dunas de la Safor. La recuperación se acompañara con campañas de concienciación sobre la importancia del espacio dunar, se adoptaran medios de protección de los edificios dunares regenerados y cartelería. Se estima un volumen medio de veinte mil metros cúbicos de arenas (20.000 m^3) para regenerar el cordón.

Actuación en Cauces y que supondrá la limpieza y adecuación sección de desagüe de los cauces; apoyándose en un Programa de Seguimiento se garantizaran las secciones de

desagüe de los cauces en todo el frente, procediéndose cuando sea necesario a la excavación y vertido del producto, si reúne las condiciones, en las playas del entorno.

Rescate del Dominio Público Marítimo-Terrestre, la ocupación del Dominio Público en el frente no representa un riesgo para la estabilidad del medio costero por ello no consideramos necesario su rescate; a medio-largo plazo y sí lo aconsejan las conclusiones del Programa de Seguimiento podría contemplarse dicha posibilidad. Actualmente esta acción puede acometerse si se considera oportuno, pero no es necesario.

Alimentación Artificial, se propone la aportación de cien mil metros cúbicos de arena (100.000 m^3) en todo el frente, entre las desembocaduras de la Acequia Madre de Oliva y el río Racons, lo que supondría un avance medio de la línea de costa en aproximadamente dos metros (2,00 m). La propuesta se justifica por el déficit sedimentario establecido y con la finalidad de mantener las actuales condiciones de la playa, garantizando, hasta cierto punto, su sostenibildiad al tiempo que el exceso vertido puede ser fuente de alimentación de las formaciones dunares.

Se recomienda el empleo de arenas procedentes de fondos marinos, por su textura, tamaño medio, distribución granulométrica y compatibilidad con las arenas actuales de la playa. Económicamente el empleo de arenas procedentes de cantera supone un sobrecoste del 375 %, lo que supondría que mientras el empleo de arenas de fondo marino supondría un coste de ochocientos mil euros (800.000 €), el empleo de arenas de cantera supondría un coste de tres millones de euros (3.000.000 €).

Trasvases, se propone la realización de trasvases de arenas dentro de la unidad litoral entre el puerto de La Goleta y la desembocadura del río Racons; las operaciones, apoyadas en el Programa de Seguimiento, consistirán en trasvases arenas de las zonas de superávit a las deficitarias; igualmente se propone el vertido de los productos de excavación en cauces y bocana; en todos los casos y especialmente en el último de los expuestos, deberá garantizarse la calidad ambiental de las arenas e idoneidad para su vertido en playas.

GESTION INTEGRADA DE LA COSTA

LA INGENIERA MARITIMA COMO INSTRUMENTO DE GESTION. UN EXAMEN CRÍTICO: APLICACIÓN A LA COSTA VALENCIANA.

Autores:

Lidia Pérez, Leonardo Monzonís, Jaime Almenar, Alfonso Giner, Oscar Suárez.

1.-INTRODUCCION

Veinte años es un tiempo suficiente para hacer un examen de la aplicación de la ley de costas de 1988. Con esta ponencia tratamos de acercarnos hoy a uno de las muchas cuestiones que pueden plantearse: **la función de la ingeniera marítima en la gestión del litoral.**

La aprobación de la ley marca efectivamente un hito muy destacado en la gestión de litoral.

Al menos en la costa valenciana, ámbito geográfico en el que centraremos la atención, en el periodo anterior a la aprobación de la ley, y sobre todo en el periodo anterior a la creación de los servicios de costas, las obras marítimas que se realizaron fueron fundamentalmente obras pensadas para la defensa frente al avance de la intrusión marina, obras que en muchas ocasiones partieron de la iniciativa de particulares con el objeto de defender puntos concretos de la costa.

La aprobación de la ley implica algunos cambios de importancia. En primer lugar, la consolidación de la Administración como actor principal en la defensa del litoral, una defensa que ya no lo es de bienes privados sino de lo que se denomina en la ley como *integridad del dominio publico marítimo-terrestre*. La Ley da algunas directrices, más bien pocas, de cómo interviene la ingeniería marítima en esta defensa, la cual se encomienda básicamente a la labor de policía del dominio público. Sin embargo, la ingeniera marítima ha formado, y sigue formando parte principal del trabajo de la Administración durante todos estos años.

Surgen entonces algunas preguntas: ¿La Ley de Costas considera realmente las obras marítimas como un instrumento de gestión?¿Qué se entiende por asegurar la integridad del dominio público?¿Cómo se está tratando de alcanzar este objetivo?¿Se han seguido las prioridades que marca la Ley? Si no es así, ¿por qué?

No se trata con esta ponencia de dar una respuesta cerrada a estas preguntas sino de dar elementos para el debate sobre la base empírica de los proyectos y obras desarrollados en las provincias de Valencia y Castellón. Es más, no se trata de un examen revisionista de la actuación realizada, sino de un examen orientado hacia el futuro por lo que deben ser planteadas además otras cuestiones: ¿Existen otros actores emergentes en la gestión de litoral? ¿Cuáles son y cuáles son sus objetivos? ¿Son objetivos compatibles? ¿Tiene el escenario actual algún elemento cualitativamente diferente del escenario en el que se aprobó la ley? ¿Cómo se ha de tener en cuenta el cambio climático? Y finalmente, ¿Puede dar cabida la ley a todas estas cuestiones?

2.-LA INGENIERA MARITIMA EN EL LITORAL VALENCIANO ANTES DE 1988

En los años cincuenta del siglo pasado la regresión ya era evidente en los tramos de costa más próximos a los puertos de Castellón y Burriana. Así, Almazora ya había perdido gran parte de su playa y también sucedía algo parecido en la playa sur de Burriana. Durante los años sesenta y setenta, la onda regresiva fue avanzado hacia el sur. En Almazora y Burriana los vecinos de primera línea se movilizaron para defender sus propiedades, principalmente parcelas agrícolas, mediante la construcción de escolleras longitudinales. En Nules Moncofa o Chilches se hicieron también vertidos puntuales para defender viviendas en primera línea que en estos poblados estaban más próximas al mar. En todo caso se trataba de obras realizadas por iniciativa de los particulares.

A principios de los ochenta se crean los Servicios de Costas y la Administración comienza a actuar. Se realizan las primeras obras con estructuras marítimas importantes, en Almazora y Benicasim, por ejemplo. El objetivo es ahora mantener las playas, algo que se muestra más complejo de lo que podía pensarse.

Por este tiempo ya quedaban claros, en la práctica, los efectos negativos a sotavento de los espigones, las reflexiones de escolleras y muros de paseos

marítimos, y sobre todo, la importancia de la existencia de una anchura de playa activa suficiente y por lo tanto la importancia de la preservación del dominio existente y la recuperación del dominio ocupado. Todas estas preocupaciones se plasman en la ley de 1988.

3.-LA INGENIERIA MARITIMA DURANTE EL PERIODO DE APLICACIÓN DE LA LEY DE COSTAS 1988

La ley de Costas de 1988 se ocupa de los "PROYECTOS Y OBRAS" en el Capítulo II del Título III, dedicado a la UTILIZACION DEL DOMINIO PUBLICO MARITIMO-TERRESTRE. La mayor parte del capítulo, ya de por si escueto, trata básicamente de las autorizaciones de obras que ocupen o utilicen el dominio público promovidas fundamentalmente por terceros, no obstante, el capítulo aporta algunas cuestiones interesantes.

El apartado segundo del **artículo 44** exige la obligación de prever la influencia sobre la costa de las obras proyectadas, y en especial, sus posibles efectos regresivos sobre ella.

El apartado cuarto, a pesar de su brevedad, da criterios de diseño ciertamente restrictivos. Insta a que la creación y regeneración de playas se realice prioritariamente sobre terrenos colindantes [al dominio público]. A la supresión o atenuación de las barreras frente al transporte. Prioriza la aportación artificial de áridos, y las obras sumergidas frente a las emergidas, en tanto que se suponen, dice la Ley, una menor agresión al entorno natural.

Solamente al final del capítulo, en el artículo 46, se hace referencia a la capacidad de la Administración del Estado para aprobar planes de obras, siempre matizada por la STC 149/1991 que exige la colaboración entre administraciones referida en el artículo 116. Con todo, lo más importante, es que el fin último es **garantizar la integridad del dominio público marítimo terrestre**.

El Reglamento no ofrece en este caso mayor información y el apartado cuatro del artículo 91 se limita a reproducir el artículo 44 de la Ley.

El Texto legal sugiere algunas preguntas:

En primer lugar, una cuestión marco:

¿En qué consiste garantizar, o asegurar, la integridad del DPMT?

Asegurar la integridad y adecuada conservación del DPMT aparece como uno de los fines principales de la actuación administrativa en la ley de 1988. Así aparece en el apartado b) del artículo segundo. Incluso en el Reglamento se da mayor importancia si cabe a este fin al colocarlo en el apartado a) junto con la determinación del DPMT. Hay que recurrir no obstante a la lectura de la *exposición de motivos* para complementar el articulado de la Ley y concluir que la defensa de la integridad del dominio consiste fundamentalmente en la ***protección frente a las agresiones a las que se ve sometido.***

El legislador se lamenta de la **destrucción** y **privatización** del litoral.

La **destrucción** se materializa en la disminución de los aportes de áridos procedentes de los ríos y en la destrucción de dunas litorales mediante las extracciones abusivas de áridos. En otras ocasiones, sigue el relato del legislador, con obras marítimas que bloquean el flujo de arena a lo largo de la costa, una referencia todavía velada a los puertos como agentes que contribuyen a la destrucción del litoral. La ley se refiere finalmente a las marismas [zonas húmedas] como espacios especialmente afectados por un conjunto de motivos: económicos, sanitarios y agrícolas.

La **privatización** de hecho del litoral es una consecuencia, expone el legislador, del otorgamiento de concesiones y de la carencia de accesos que en la práctica sustraen ciertas extensiones de la ribera de mar al uso de la colectividad.

Si estos son lo males, los **remedios** a la degradación de litoral son consecuentemente los siguientes:

1.- Restablecer los aportes de áridos procedentes de los ríos

2.- Restaurar las dunas y cordones litorales

3.- Actuar sobre las barreras que bloquean el transporte de sedimentos

4.- Impedir las nuevas construcciones en el DPMT y eliminar las existentes.

5.- Proteger las zonas húmedas

Defender la integridad del dominio público es pues, de acuerdo con la ley, actuar restableciendo los aportes de áridos procedentes de los ríos, restaurar dunas y cordones litorales, eliminar barreras al transporte de sedimentos, impedir nuevas construcciones, eliminar las existentes y proteger las zonas húmedas.

Cada uno de los frentes de actuación que propone la Ley merece algún comentario.

(1) Actuar sobre los embalses queda fuera del alcance de la actuación administrativa de los órganos que gestionan el litoral.

Más alcanzable es el transporte forzado de sedimentos desde los ríos hasta la costa, sin embargo, esta cuestión se ha mostrado complicada: el material de los vasos de los embalse no parece adecuado, mientras que los materiales de los cauces son problemáticos por las implicaciones de las extracciones sobre la fauna y la flora a la que sirven de soporte.

(2) La restauración de dunas y cordones litorales exige disponer de los terrenos para ubicarlos, lo cual no es siempre posible. Pero más importante, se requieren ingentes cantidades de material granular. Un aspecto tremendamente limitante.

(3) Las principales barreras que limitan el flujo de arena a lo largo de la costa son los puertos. Pero la ley se limita a sí misma al dejar fuera de su ámbito de aplicación los puertos de interés general, que se rigen por su legislación específica, lo cual se justifica en virtud de la *sustantividad y peculiaridad de estas grandes obras públicas*. Tampoco se regulan los puertos titularidad de las Comunidades Autónomas, por no ser competencia del Estado.

(4) Quizás la eficacia mayor de la Ley ha estado en impedir las nuevas construcciones en el dominio. Cuestión diferente, es la eliminación de las construcciones existentes. Respecto de las concesiones otorgadas la ley se fija un horizonte temporal no concluido (el año 2018). Las ocupaciones han mostrado bastante resistencia por razones de garantía jurídica y por factores sociales.

(5) La sensibilidad de los agentes sociales respecto de la importancia de las zonas húmedas ha aumentado considerablemente desde la promulgación de la Ley. Actualmente estos espacios tienen suficientes valedores por lo que no resulta determinante la actuación desde la gestión del domino público marítimo terrestre.

Realmente, **los proyectos y planes de la Administración no se han centrado, en la práctica, sobre estas soluciones sino sobre otras distintas. Repasamos brevemente en cuáles, cómo y finalmente tratar de explicar por qué.**

A ¿En que tipo de actuaciones se ha centrado la actuación de la Administración?

Durante los años transcurridos desde la aprobación de la Ley se han construido en el litoral español, y en particular en litoral valenciano, numerosos **paseos marítimos**, sendas litorales, y en general infraestructuras que han tratado de mejorar el uso y la accesibilidad de las playas. Ciertamente estos han tenido un papel decisivo en el cumplimiento de los apartados b) y c) del Reglamento que se refieren al uso público y a la regulación de la utilización racional de los bienes del dominio público. Han tenido el beneficio colateral de servir de delimitación física del dominio y han tenido también en más ocasiones de lo deseable problemas de ocupación de la playa activa. Todas ellas cuestiones sumamente interesantes que quedan fuera de alcance de esta ponencia, en beneficio de que centremos hoy la atención sobre la ingeniería marítima en sentido estricto, es decir, sobre la **creación y regeneración de playas**, que junto con los paseos marítimos han constituido el grueso de la actuación administrativa.

B ¿Cómo se ha realizado la creación y regeneración de playas?

La ley, da para estas actuaciones unos criterios prioritarios:

1.- Actuar sobre los terrenos colindantes

2.- Suprimir o atenuar las barreras al flujo de arena

3.-Aportar material granular artificial

4.- utilizar estructuras sumergidas

Comentamos brevemente cada uno de estos criterios:

(1) La actuación sobre los terrenos colindantes es un aspecto que no queda del todo claro. Si se refiere a que hay que actuar también sobre el entorno de la playa regenerada, mejorando los accesos por ejemplo, es algo que se ha venido haciendo con regularidad. Si se refiere a que la propia playa

se cree sobre los terrenos colindantes, promoviendo la retirada estratégica, es una actuación que se ha realizado poco por problemas evidentes de disponibilidad de terrenos.

(2) La supresión de las principales barreras al flujo de sedimentos, es decir de los puertos, queda excluida de la iniciativa de la administración de costas en la propia ley. La Ley puede interpretarse aquí más bien en el sentido de dar impulso a soluciones que no impliquen barreras. Sin embargo, la eliminación de barreras (espigones) construidas con anterioridad a la ley se ha hecho en contadas ocasiones (en lo costa de Castellón se retiró un espigón que había servir para la construcción de un puerto deportivo que no se construyó). Realmente en la costa valenciana los proyectos de creación y regeneración de playa han utilizado las barreras de forma habitual. El caso de Benicasim en Castellón o las playas al norte de Valencia son casos paradigmáticos.

(3) Al apostar por la arena artificial, la ley parece querer evitar los dragados marinos. En cualquier caso, tanto el material granular de procedencia continental como las arenas procedentes de dragados marinos tienen problemas ambientales de importancia. La arena de procedencia continental tiene problemas relacionados con la apertura de nuevas canteras, con el contenido de finos, con el transporte terrestre, etc.

(4) La ley prioriza las barreras sumergidas frente a las emergidas. También este punto es debatible. El criterio estético subjetivo vinculado con la agresión al entorno natural puede ser puesto en comparación con el criterio más objetivo que resulta de los parámetros de diseño que se obtienen como consecuencia de los cálculos realizados con el instrumental matemático de la ingeniería marítima.

Los criterios que establece la ley como prioritarios sólo se han seguido pues de forma esporádica cuando han coincido con los criterios de eficacia del diseño.

Un ejemplo:

EJEMPLO Nº 1.

En la **regeneración de la playa norte de Peñíscola** efectivamente se utilizaron los terrenos sobrantes de la carretera litoral eliminada, se construyó una sola barrera sumergida y se utilizó básicamente arena de procedencia continental. Pero en este caso, el elemento estructural de diseño principal, esto es, la barrera sumergida, fue posible gracias al poco transporte neto existente en el tramo. Se trata más de una coincidencia de los criterios técnicos con las prioridades que marca la ley, que de una voluntad expresa de seguir estos criterios. En todo caso el debate sobre de la regeneración de la playa norte de Peñíscola estaría en la premisa mayor. La obra cambia la costa original (foto antigua del marjal de Peñíscola). Se trata más de una transformación del litoral que de una restauración. La cuestión es:

¿Queda amparada la transformación del litoral bajo el epígrafe de la ley que se refiere a la creación de playas, o por el contrario, queda excluida interpretando la exposición de motivos?

Dejamos esta cuestión solamente apuntada.

Ciertamente, la discusión sobre los aspectos técnicos involucrados en el texto legal en relación con las regeneraciones de playa tiene un gran interés en si misma, pero lo que queremos discutir hoy es la cuestión más general de cómo defender la integridad del dominio público en tanto que la creación y regeneración de playas **no** es el modo fundamental que propone la ley para defender la integridad del dominio público.

Hemos visto que las soluciones que se siguen del análisis realizado en la exposición de motivos tienen problemas prácticos en su aplicación, pero las razones por las que la actividad de la Administración no se ha centrado en las

soluciones propuestas en la Ley tienen que ver no sólo con dificultades estrictamente técnicas sino con otras razones más complejas.

C. ¿Por qué no se ha seguido los criterios prioritarios de la ley?

Hubo un tiempo en el que las playas no tenían problemas (foto de Peñíscola antigua), pero se puede afirmar que la costa ya estaba muy antropizada en el momento en que se aprueba la ley. De hecho ya lo estaba bastante antes (foto antigua de Benicasim).

Pero el litoral, en algunos tramos, se encuentra ya en los años ochenta en una situación físicamente muy complicada, con deterioros muy graves para los que los remedios enumerados no son suficientes. Son situaciones no reversibles, o al menos no reversibles con las restricciones contempladas con respecto de los puertos y de las presas, quizás las más importantes, aunque no las únicas.

¿Qué consecuencias tiene esto?

Tratamos de analizar la cuestión con unos ejemplos

EJEMPLO Nº 2

El tramo Castellón-Sagunto

A finales de los años noventa se hizo un intento de cuantificar el coste económico y ambiental de las posibles soluciones del tramo Castellón-Sagunto. Se analizaron entones dos soluciones extremas:

A) la solución blanda, que a la vista de las reflexiones que estamos haciendo hoy podemos denominar como la solución LC88(E) - la ajustada estrictamente a Ley de Costas de 1988 -consistente en:

- Eliminar todas las barreras que fuera posible eliminar, es decir, respetar solamente los puertos.
- Eliminar todas las construcciones situadas en el domino público
- Restablecer la línea de cota cero estable con aportación de material granular.

B) La solución rígida, consistente en :

- Implantar las estructuras necesarias para sujetar la costa impidiendo el retroceso de la línea de cota cero. Manteniendo las playas en las zonas urbanas y defendiendo las zonas rústicas frente a la intrusión marina incluso con escollerados longitudinales si fuera necesario.

No hace falta hoy insistir en las virtudes y defectos de la solución rígida puesto que ha sido un tema ampliamente debatido en numerosas ocasiones. Tiene más interés analizar la solución LC88, precisamente por ser la solución que propone la Ley.

En un análisis preliminar la **solución LC88** aparece como plenamente viable. Pero en un segundo análisis se presentan serios **obstáculo**s:

Esta parte del litoral ha sufrido grandes regresiones que en algunos tramos alcanzan los 200 metros. Por otra parte, se han consolidado al menos dos grandes triángulos sedimentarios que actualmente están desafectados y por lo tanto fuera del ámbito directo de actuación de la administración de costas. El sistema de trasporte sedimentario tiene además sumideros por los que el material sale del circuito. Es más, las principales fuentes locales de aportación de material, principalmente gravas, tienen periodos de funcionamiento largos, de tal modo que el equilibrio previo existente anterior a

la construcción de los puertos era resultado de un proceso muy prolongado en el tiempo. Todo esto hace que aun liberando todos los espigones anteriormente construidos y eliminando las construcciones en dominio público resulte aun necesario forzar una nueva línea de cota cero estable aportando ingentes cantidades de material granular. El cálculo que se hizo en ese momento evaluó la cantidad de material necesario en treinta millones de metros cúbicos para el conjunto del tramo y aportaciones anuales de mantenimiento de 800.000 metros cúbicos, sumando las aportaciones externas y la redistribución. Este material, de acuerdo con la Ley ha de ser prioritariamente artificial, y por lo tanto de procedencia continental. El impacto ambiental de la extracción de una cantidad semejante de material no es tolerable, sobre todo si se tiene en cuenta que para obtener un material adecuado para el uso en playas hay que mover cantidades muchísimo mayores de material en cantera. El coste económico es también muy alto. A los precios de hoy, en el supuesto de que el material estuviera disponible, el coste de primer establecimiento alcanzaría los 450 millones de euros y un mantenimiento anual de doce millones de euros. A lo que hay que añadir los costes de expropiación y el rescate de los terrenos necesarios.

Ha transcurrido el tiempo suficiente para que podamos hacer ahora una reconstrucción racional de las argumentaciones que se hicieron hace diez años sobre este asunto a la vista de estos condicionantes. Los argumentos no se explicitaron en su momento, pero podemos reformularlos ahora en lo fundamental, de forma sintética:

(1) La solución LC88 no era viable: demasiado material y demasiado caro.

Con todo, la dificultad mayor radica en que el proyecto no puede ser abordado de forma escalonada. Es una solución no desagregable que exige ser atacada de forma integral.

(2) La solución rígida es descartada porque no se considera coherente con la ley vigente.

En la práctica esto supuso permanecer en el escenario BaU (*business as usual*), es decir, seguir haciendo las cosas tal como se venían haciendo hasta entonces, lo que equivale a decir que se atacan los problemas de regresión en orden a su gravedad tal como van apareciendo, eso si, con el beneficio de la experiencia acumulada. Esto resulta en una mejora en el saber hacer práctico, en el *Know How*, en el perfeccionamiento de la ingeniera concreta de la creación y regeneración de playas, con aspectos que hemos visto son problemáticos en relación con las prioridades fijadas por la ley, y una ausencia de mejoría en la planificación estratégica.

De este relato podemos extraer una respuesta, todavía provisional, a la pregunta de por qué las actuaciones de la Administración ha seguido a veces pautas diferentes a las que propone la Ley como prioritarias.

1. Las soluciones que propugna la ley son a veces difícilmente aplicables y las que resultarían eficaces no son coherentes con el texto legal.

2. Los tramos en los que la ley tiene mayores dificultades de aplicación son fácilmente identificables, son los tramos con una ***fuerte regresión****.*

Lo que se deduce de esto es la necesidad de ser más concretos en la formulación del debate. De la pregunta por la defensa de la integridad del dominio público en general, pasamos a una cuestión más específica:

¿Cómo defender la integridad de dominio público en tramos fuertemente regresivos y cómo interviene la ingeniería marítima en esta defensa?

Hemos visto que la Ley supone una situación en la que la labor de **policía y de delimitación del dominio público** es la herramienta fundamental para la garantía de su integridad. La ley puede interpretarse además en el sentido de que la ingeniería marítima es un instrumento subsidiario sujeto a ciertos criterios prioritarios pero que sin embargo en la práctica la ingeniería marítima ha tenido y tiene un peso importante en la gestión. Por otra parte,

los criterios que la ley da para la creación y regeneración de playas tienen dificultades de aplicación.

Introducimos ahora otro elemento en la discusión: *los otros actores sociales distintos de la Administración General*.

En situaciones fuertemente regresivas la **definición del problema** y sus soluciones es muy compleja, es más, es **divergente** entre los distintos actores sociales que tienen definiciones y soluciones, a veces incompatibles. Distintos actores tiene visiones distintas sobre qué es defender la integridad del dominio público.

Vemos estos con otro ejemplo:

EJEMPLO Nº 3

La **costa norte de Benicarló** esta formada por un acantilado bajo de material fácilmente erosionable por la acción del mar. El acantilado tiene un retroceso natural que es perceptible en el orden de magnitud de las decenas de años e incluso tiene retrocesos puntuales que son visibles año a año.

Desde el punto de vista de la ley de Costas este es un problema sencillo: cada vez que se produzca un retroceso del acantilado basta con deslindar la nueva posición de la coronación.

Desde el punto vista de los propietarios de las parcelas colindantes la cosa es distinta. Cada vez que se hace un nuevo deslinde se incorporan terrenos privados al dominio sin ningún tipo de indemnización. Para el propietario de estas parcelas defender la costa, y ese seria según su punto de vista el trabajo de la Administración, es impedir el retroceso del acantilado y asegurar con ello la integridad de su propiedad.

Hasta aquí, los problemas no son insalvables. Bastaría, por ejemplo, con expropiar de forma preventiva una franja de terreno en coronación que

garantizase el desplazamiento del deslinde sin afecciones privadas en un periodo de tiempo razonable.

Pero las cosas son más complicadas. La ribera de mar, que en este caso va ligada al deslinde y marca la servidumbre de protección de 100 metros. El tramo, que ahora se está desarrollando urbanísticamente, tiene su planificación ordenada de acuerdo con la servidumbre vigente. Un cambio en la ribera de mar implica un cambio en la servidumbre y cambios en la planificación urbanística, algo que resulta intolerable para el gestor local, el urbanizador, y el comprador o vendedor de viviendas potencial de esta urbanización. Para todos estos, defender la integridad de la costa es tener la garantía jurídica de que todos lo derechos y obligaciones que se derivan de la servidumbre de protección se mantienen en el tiempo. El carácter contingente del deslinde genera graves disfunciones en la planificación local de acuerdo con el punto de vista de los gestores y residentes locales.

Afortunadamente un informe muy reciente (20 de marzo de 2009) de la abogacía general del estado da la posibilidad de disminuir la servidumbre de protección en esta situaciones, respetando, eso si, el límite inferior de 20 metros. Parece pues finalmente que la LC88 tendría respuesta para este problema concreto, pero ¿Qué sucede en los tramos en los que la servidumbre sólo tiene 20 metros?

En todo caso, lo importante de esta historia es que:

Los distintos actores tienen distintas definiciones de cual es el problema y distintas soluciones que no son, al menos en principio, compatibles entre sí.

Con todo, este ejemplo tiene un planteamiento relativamente sencillo. **En los tramos en los que existe una playa, intervienen otras cuestiones que complican todavía más el problema**.

La playa es un bien en si misma. Es un bien económico y medioambiental, que se deriva de su uso y de su entidad como espacio natural.

En situaciones regresivas, puede suceder que la playa disminuya en amplitud sin que ello obligue a realizar un nuevo deslinde. Realmente la integridad del dominio entendida como superficie total no ha disminuido, la parte marítima es tan domino público como la terrestre, pero sin embargo, desde la perspectiva del usuario y del gestor turístico, el dominio ha sufrido una merma muy importante. El gestor turístico exige en este caso que se defienda la integridad de la playa sujetándola o aportando material. Pero la playa es además un bien natural, es el soporte de fauna y flora, la perdida de la playa es inadmisible desde el punto de vista medioambiental Cuando la playa entra en fuerte regresión aparecen problemas graves de gestión.

Vemos esto con otro **ejemplo**.

EJEMPLO Nº 4

A finales de los años ochenta la onda regresiva que venía avanzando desde el norte llegó a la playa de Almenara. (Fotos aéreas de Almenara. Serie histórica). La playa activa disminuyó peligrosamente y el Ministerio decidió eliminar la primera línea de edificaciones (situada dentro de la ZMT) y construir un paseo marítimo en la calle que quedaba detrás. El procedimiento para eliminar esta fila se prolongó durante más de diez años años, pero finalmente las edificaciones se demolieron y el paseo se construyó. A pesar del retranqueo, la erosión siguió avanzando y a finales de los noventa se inicio el vertido de grava de forma periódica. Actualmente el paseo está defendido por un pie de escollera y las recargas anuales no son suficientes para que la playa dure más allá de cada verano.

¿Qué solución tiene esto?

De acuerdo con la ley, la opción prioritaria es clara:

Opción prioritaria: (exposición de motivos)

Lo procedente es retirar todas las edificaciones del dominio público, restaurar los espacios liberados y aportar material para restablecer el cordón litoral.

Opciones tolerables: (de regeneración, del artículo 44)

T.1 hacer frente a la regresión del tramo recargando periódicamente con material granular (preferentemente artificial).
T.2. sujetar la regresión mediante estructuras marítimas (preferentemente sumergidas).

No se trata hoy de optimizar el diseño de este tramo, sino de poner sobre la mesa las dificultades asociadas a la opción prioritaria.

El análisis de la alineación estable, en la situación actual de flujo de sedimentos, indica que no son suficientes los terrenos de dominio público actuales, a no ser que se aporte una cantidad tal de material que fuerce una alineación más similar a la original. Esta es la solución de 1998, que se descartó para el conjunto tramo y que tiene los inconvenientes que hemos señalado más arriba: los materiales necesarios no están disponibles y la obra no se puede acometer aisladamente para Almenara. La clave de esta cuestión es que falla la acción primera que propone la ley: el restablecimiento del flujo de sedimentos. De aquí se deduce la primera conclusión importante:

La ley propone como instrumento primero el restablecimiento del flujo de sedimentos pero tiene limitada su actuación en las principales barreras y en las fuentes, esto es, en los puertos y en los ríos.

Consecuentemente, si no es posible restablecer el flujo de sedimentos se hace necesario disponer de más terrenos y demoler edificaciones, no ya solamente situadas en dominio público sino sobre parcelas privadas. Es más, al dejar que el mar evolucione más o menos libremente (dependiendo del material que estemos dispuestos a aportar) hasta encontrar su nueva alineación, se perdería casi toda la playa actual, incluidos los ecosistemas a

los que sirve de soporte. Desde el punto de vista de la ley todo esto no es problemático, basta con deslindar a medida que avanza la ribera de mar de forma objetiva de acuerdo con los alcances de los temporales. Sin embargo, este planteamiento tiene un obstáculo fundamental, sin entrar siquiera en otras consideraciones como la repercusión social de la actuación, el obstáculo es:

El **factor tiempo.**

El tiempo es el que complica los procedimientos que tienen por objeto la disponibilidad de terrenos, Pero sobre todo, el tiempo es la clave de los **procesos naturales** que dan lugar a las playas.

No es razonable pensar que existiría una playa utilizable y que sirviera de sustrato a los ecosistemas litorales durante todo el largo proceso de estabilización de la nueva línea de cota cero. La playa como tal y los ecosistemas que soporta desaparecerían durante todo el periodo de transición.

Soluciones que no son problemáticas desde el punto de vista legal, resultan inaceptables para muchos de los actores sociales (gestores turísticos, asociaciones de vecinos, gestores locales, comunidad ambiental, y usuarios).

Existen pues **razones de fondo**, no ya sólo prácticas, para que la aplicación de la Ley en sus términos estrictos no sea la norma en los tramos fuertemente regresivos. Las razones prácticas más inmediatas tanto técnicas como sociales han marcado notablemente las actuaciones realizadas, pero un análisis más en profundidad nos indica que aun superando estas razones, quedan al menos dos obstáculos graves: el restablecimiento del flujo de sedimentos original del tramo y los tiempos involucrados en los procesos naturales de formación de las playas y en los plazos que impone la garantía jurídica de los procedimientos administrativos.

Lo que convierten estos asuntos en absolutamente relevantes es que estas situaciones no son la excepción en el litoral valenciano. Serán además generales en el escenario de ascenso pertinaz del nivel del mar. Serán la

norma y no la excepción en el cualquiera de los escenarios provocados por el cambio climático.

Las cuestiones planteadas en la introducción se mantienen y adquieren si cabe un mayor dramatismo.

¿Cómo se resuelven las incompatibilidades entre los distintos actores emergentes y cómo se articula su responsabilidad en la toma de decisiones?

¿Puede dar respuesta la ley a las distintas expectativas de los actores? ¿Cómo? Si la respuesta es negativa ¿qué modificaciones hay que introducir?

Cuando el tiempo de permanencia de un deslinde es muy corto, ¿es compatible la contingencia del deslinde con la planificación urbanística litoral?

¿Cómo se puede gestionar el factor tiempo en los procesos de estabilización de playas?

EN DEFINITIVA,

¿ES LA LEY VIGENTE UN INSTRUMENTO ADECUADO EN SITUACIONES FUERTEMENTE REGRESIVAS?

Esta es una cuestión compleja y no procede resolverla hoy aquí, pero se pueden trazar los límites dentro de las cuales situar el espacio de discusión.

(1) La responsabilidad y la decisión de los **actores emergentes**

Las administraciones locales y la comunidad ambiental son los principales actores emergentes. Realmente, aparece una distancia entre su consideración legal y el poder de facto. No parece razonable tener poder de decisión (a través de los mecanismos de presión) y no tener responsabilidad sobre la decisión tomada. Los dos pares de polos entre los que puede moverse el futuro son: (1) la mayor o menor **implicación de los actores emergentes en la toma de decisiones** y (2) la mayor o menor **responsabilidad con respecto al resultado de las decisiones tomadas**. Es decir, los nuevos actores no pueden quedar fuera de las decisiones y pero también debe haber cauces establecidos por medio de los cuales exigir responsabilidades de los resultados de estas decisiones.

La coordinación entre distintos órganos de la propia Administración se también imprescindible. La solución que propone la Ley de Costas se hace inviable si se excluyen del ámbito de actuación elementos fundamentales del problema.

(2) La **sostenibilidad** como principio regulativo

La sostenibilidad, tal como se entiende desde el *Informe Bruntland*, afecta a los recursos necesarios implicados: *no se pueden comprometer los recursos de las generaciones futuras*. Responder sobre la sostenibilidad de las soluciones que requieren arena o escollera, por ejemplo, significa responder a la cuestión de si habrá suficiente material granular o suficiente escollera para acometer las obras que requiera un determinado planteamiento.

La solución que propone la ley del 88, que contempla la modificación de los deslindes, parece requerir a priori menos recursos de este tipo, Pero El estudio de soluciones algunos tramos muy regresivos en las provincias de Castellón y Valencia nos pone sobre la pista de que aun con las soluciones ajustadas a ley pueden ser necesarias ingentes cantidades de material si se

pretende restablecer la línea de cota cero. Por otra parte, si se renuncia a restablecer la línea de cota cero original, se requiere incorporar grandes extensiones de terreno al dominio, con las consiguientes implicaciones sobre la planificación urbanística y la ordenación del territorio.

El reto que se presenta es el de un debate que conduzca a un nuevo marco sostenible que tenga en cuenta la situación de regresión del litoral y las relaciones de fuerza, de cooperación y conflicto, generadas por la aparición de los actores sociales emergentes.

Sobre la conveniencia de este debate no es difícil alcanzar un acuerdo, pero mucho más polémico es el aspecto concreto que hemos querido introducir hoy.

En este reto la ingeniería marítima tiene un papel que no puede obviarse, y si esto es así, ¿este papel ha de ser definido con mayor rotundidad en el texto legal?

"GESTIÓN SOSTENIBLE DE DESARROLLO SOCIAL, ECONÓMICO Y ECOLÓGICO DE LAS ÁREAS LITORALES DE LA MACARONESIA" (LITOSOST)

X.Pascual[1], S. Troiteiro[1], L. Vázquez[2], A. Lobo[3]

1. *SENER Ingeniería y Sistemas, S.A. Provença 392, 08025 Barcelona. xavier.pascual@sener.es; silvia.troiteiro@sener.es*
2. *SENER Canarias, S.A. C/ Bravo Murillo, 2 - 3º A – 35003 Las Palmas. luis.vazquez@sener.es*
3. *Universidad de La Laguna. Campus de Guajara, 38071-La Laguna. aloboro@ull.es*

INTRODUCCIÓN

Los archipiélagos macaronésicos (entre ellos el de Canarias) poseen costas de gran diversidad biológica y paisajística, pero con recursos naturales muy limitados. El litoral de estos archipiélagos soporta actualmente una gran presión humana, urbanística y extractiva, dando lugar a situaciones de sobreexplotación de sus recursos naturales, que hacen peligrar su disponibilidad futura.

Además, el litoral es un espacio de confluencia de múltiples actividades y usos, donde la interferencia competencial de diferentes administraciones ha determinado, a lo largo de las últimas décadas, un desarrollo irregular que, en algunos casos, ha permitido intervenciones de elevado impacto sobre el litoral y difícilmente reversible.

En respuesta a esta situación surge, mediante la iniciativa de la Viceconsejería de Ordenación Territorial del Gobierno de Canarias, el proyecto LITOSOST. Las acciones emprendidas en este proyecto se han enfocado al cumplimiento de objetivos fundamentales como son la disminución de la presión urbana e infraestructural en el litoral y la regeneración y recuperación de la costa para el uso y disfrute públicos.

ACCIONES EMPRENDIDAS

El proyecto LITOSOST aglutina un conjunto de acciones enfocadas a la mejora de la coordinación entre administraciones, gestores y usuarios del litoral, así como a una mayor eficiencia en la gestión del litoral. Dichas acciones se han desarrollado en varias fases, a lo largo de 2007-2008.

Acciones para impulsar la gestión sostenible y la cooperación entre agentes del litoral

Se organizaron dos Jornadas Técnicas, que han supuesto la creación de un foro de debate que aglutina a administraciones y entidades intervinientes en la gestión del litoral, y participa en la identificación de la problemática del litoral canario, el análisis de experiencias de intervención sostenibles y la determinación de las carencias y necesidades de los gestores del litoral para llevar a cabo eficazmente su tarea.

Por otra parte, se ha creado un Comité de Expertos en la Gestión Litoral, que ha proporcionado el asesoramiento necesario para el desarrollo de documentos de referencia para la gestión sostenible del litoral, facilitando el tratamiento de la complejidad del litoral macaronésico, al contar con un análisis de su realidad desde diferentes puntos de vista y con diferentes metodologías.

Diagnóstico de la problemática y las necesidades de la Gestión del Litoral

A partir de las conclusiones obtenidas de las jornadas técnicas, de la investigación de diversas fuentes bibliográficas y de un numeroso conjunto de entrevistas a administraciones, empresas y asociaciones involucradas en la gestión y explotación del litoral, se identificaron los principales factores determinantes de su actual degradación y los problemas y carencias que dificultan su gestión.

Figura 1. Presión urbanística. Caso de Pozo Izquierdo.

Desarrollo de documentos de referencia para la gestión del litoral canario

Los estudios y diagnosis del estado actual de gestión de la costa y de las necesidades presentes en este ámbito, han desembocado en la elaboración de varios documentos de referencia para la gestión sostenible de la costa canaria:

- Guía técnica de intervención en áreas litorales. Está dirigida a todos aquellos técnicos o gestores con competencia en la zona litoral canaria, y surge de la necesidad de unificar en un documento eminentemente práctico los principales aspectos que determinan y condicionan la toma de decisiones en las intervenciones en áreas litorales, con el objeto de promover las acciones sostenibles a largo plazo y proporcionar unos criterios que permitan evitar todas aquéllas que no lo sean.
- Guía de Información Ciudadana de Uso e Intervención en áreas litorales. Está dirigida a los ciudadanos y usuarios del litoral, con el objetivo de concienciar sobre los problemas que amenazan a las costas canarias y los mecanismos con los que las administraciones responsables de su gestión cuentan para combatirlos. Asimismo, su objeto es facilitar la información necesaria sobre las actividades permitidas y prohibidas en el litoral, y sobre las sanciones aplicables en casos de mal uso del mismo.

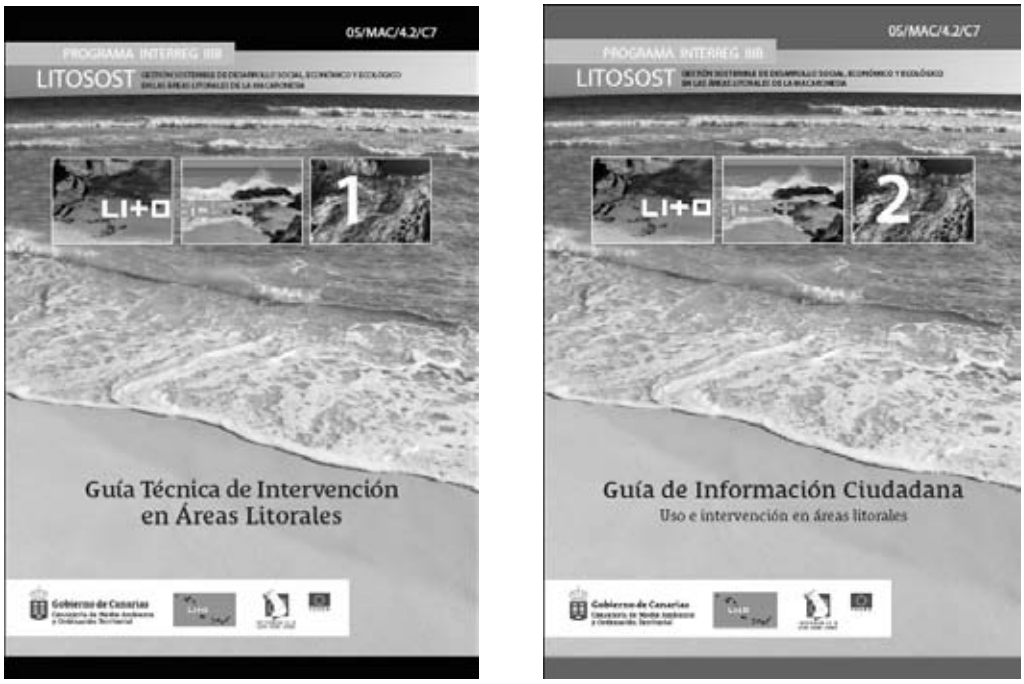


Figura 2. Documentos de referencia editados en el marco del proyecto.

Formación del personal relacionado con la gestión y conservación de los recursos naturales marinos

La principal acción desarrollada en éste ámbito fue la publicación de un Manual de Buenas Prácticas en Gestión Sostenible del Litoral, desarrollado como herramienta de consulta para los agentes de las administraciones que gestionan el litoral. El documento presenta un diagnóstico del estado actual del litoral canario e identifica los principales problemas o presiones sobre este territorio, planteando las posibles vías de mitigación e incluyendo un conjunto de ejemplos de buenas prácticas en la gestión costera y en la realización de determinadas actuaciones que cumplen los objetivos de sostenibilidad costera.

Figura 3. Acciones de formación de los agentes del litoral.

Asimismo, durante los meses de Septiembre y Octubre de 2008 se realizaron, en cada una de las islas del archipiélago, unos Cursos Técnicos sobre Gestión del Litoral, dirigidos a los técnicos, de la administración o del sector privado, que desarrollan su trabajo en el ámbito litoral. Desarrollados en un modelo mixto de curso formativo/taller y foro de debate, el objetivo principal de estos cursos fue el de proporcionar unas directrices únicas para la gestión del litoral desde los diferentes ámbitos de aplicación.

Divulgación del proyecto

La divulgación de los resultados del proyecto se ha realizado mediante las denominadas Jornadas LITOSOST, así como mediante la creación de una página web interactiva y la edición y distribución de los documentos de referencia.

Así, a través del proyecto LITOSOST se ha llevado a cabo un programa de iniciativas, caracterizado por una amplia participación de expertos y profesionales del planeamiento litoral, en el que se han desarrollado metodologías de trabajo que fomentan la disminución de la presión urbana y de las infraestructuras en la franja costera, así como medidas orientadas a la regeneración, recuperación y acondicionamiento de estas zonas para su uso público.

En el desarrollo de este tipo de intervenciones, la principal recomendación es la cooperación institucional y la participación pública en la toma de decisiones, así como el establecimiento de convenios o acuerdos que incluyan a asociaciones privadas, promotores y empresarios, cuyas actividades e intereses son fundamentales en la evolución de estas áreas.

Estas estrategias son especialmente importantes en el desarrollo de intervenciones en núcleos turísticos del litoral, donde la actividad económica está fuertemente ligada a la calidad del entorno y de los servicios prestados.

CONCLUSIONES

Las experiencias asimiladas en el desarrollo del proyecto LITOSOST han permitido adquirir un mayor conocimiento de la problemática del litoral canario y perfilar las líneas estratégicas que ayudarán a solucionar la misma y a minimizar la presión humana sobre los recursos naturales. Las lecciones aprendidas pueden resumirse a través de las siguientes conclusiones:

- El deterioro del litoral canario hace peligrar su subsistencia como motor económico de las islas Canarias.
- La problemática del litoral se caracteriza por una alta presión urbanística y humana, contaminación y sobreexplotación de sus recursos naturales.

- En los núcleos turísticos del litoral la actividad económica está fuertemente ligada a la calidad del entorno y de los servicios prestados.
- El proyecto LITOSOST aúna un conjunto de iniciativas consensuadas con expertos multidisciplinares para desarrollar metodologías de trabajo que fomenten la disminución de la presión sobre el litoral y su recuperación para el uso público.
- El mayor reto es la intervención en áreas consolidadas de la costa, donde se combinan dificultades técnicas y factores sociales, jurídicos y económicos.
- La principal recomendación es la cooperación institucional y la participación pública en la toma de decisiones y el establecimiento de convenios que incluyan al sector público y privado (promotores y empresarios), cuyas actividades e intereses son fundamentales en la evolución de las áreas costeras.
- Las intervenciones en áreas costeras vírgenes requieren de un importante control y de evaluación previa, mediante el uso adecuado de los instrumentos de ordenación y planeamiento para optar por tipologías de desarrollo integradas que fomenten un uso público y respetuoso del litoral y contribuyan a su mejora funcional y ambiental.

EVALUACIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIÓN DE LA FRANJA COSTERA ESPAÑOLA. METODOLOGÍA Y ESTUDIOS PREVIOS

A. González[1] y N. Prendes[1]

1. CEDEX-MINISTERIO DE FOMENTO. c/ Alfonso XII, 3 y 5. Madrid. 28014. a.gonzalez@cedex. y nprendes@cedex.es

ABSTRACT

In order to study the possible effects related to a widespread sea level rise and the impacts of the associated global warming on the Spanish coastline, the seaside areas are delimited and classified depending on the effects and economic and social consequences, using DEM's which have been generated based on the topographic information.

According these maps and integrating the increased sea level, the coastal zones have been spatially planned based on their potential flood risk establishing different heights estimated by three return periods. The main problem -in this analysis- is the urban-planning pressure in zones belonged to Maritime Terrestrial Public Domain.

RESUMEN

Se analizan los efectos de un ascenso generalizado del nivel del mar, a causa del Cambio Climático y los impactos producidos en la franja costera española. Para ello se usa la información topográfica del litoral, cartografiándose, a partir de los MDE's, las áreas susceptibles de estar afectadas y sus repercusiones sociao-económicas.

A partir de estos mapas, e integrando los incrementos de cota del nivel del mar, se establecen una serie de bandas de confianza (basadas en cálculos del periodo de retorno) que permiten ordenar el litoral costero en función de su potencial riesgo de inundación. El principal problema detectado- en este análisis- es la invasión urbanística en las áreas jurídicas adscritas al DPMT.

INTRODUCCIÓN

Al igual que en el resto de la Unión Europea y debido -fundamentalmente- a criterios de globalización industrial y económica, se constata -en las últimas décadas- la migración poblacional hacia las áreas costeras, con lo que la presión sobre sus "hábitats", ya de por sí sometidos a un continuo cambio, acusan en mayor medida si cabe, desajustes ambientales que comprometen su futuro (Informe Eurosion, 2009).

Esta "invasión" del litoral, bien en forma de obras de infraestructuras (puertos, diques, espigones, etc.,), urbanizaciones (paseos marítimos, edificaciones, etc.,), y de "ordenación territorial", en general (como canalizaciones de los ríos, rompeolas, etc.,) conlleva un cambio morfodinámico en el entorno, sustituyéndose las estructuras primigenias, sedimentarias (dunas, marismas, etc.,), de naturaleza no cohesiva (de la Peña, J. M., 2009) y de una gran capacidad de adaptativa, por otras –rígidas- que suponen la "reactivación" de procesos erosivos debidos a inestabilidad energética de las condiciones naturales (Olcina. J., 2007), acelerando los efectos de transgresión e inundación que se desarrollarán en dichas franjas litorales (Documento temático sobre zonas de inundación, 2006).

A esta problemática se solapan otras causas, como el "calentamiento global", cuyo principal efecto implicaría un incremento de la cota del nivel del mar (Documento sobre Estrategia Española del Cambio Climático, 2007) que se vienen anunciando desde diferentes organismos, europeos e internacionales, como el Grupo Intergubernamental de Expertos de Cambio Climático (IPCC) en los que se está constatando, por diferentes técnicas y análisis de registros paleontológicos (estudio sedimentario de terrazas), geoquímicas (variaciones isotópicas del contenido en Deuterio (^{18}D) y Tritio en conchas de foraminíferos), meteorológicos (datos de boyas), etc., un efecto de "modificación ambiental meteorológica" que implicaría una aceleración en la "generalizada subida del nivel del mar".

Es cierto, por otra parte, que la geología señala que estamos en un periodo interglaciar (el cuarto), que abocaría en una nueva glaciación, y que éste comenzó hace 20.000 años, aproximadamente. Desde esta óptica parece lógico justificar esta tendencia al calentamiento y deshielo. Lo que -sin embargo- resulta menos obvio es que en regiones costeras que deberían estar en pleno proceso de regresión marina, sufran, en la actualidad, un retroceso de la línea de costa y, por tanto, estén invirtiendo su natural tendencia, al menos con la secuencia de datos actualmente disponible.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Parece haber dudas razonables sobre si la presión industrial y urbanística en la franja litoral enmascara -en parte- el paulatino incremento del nivel del mar a lo largo de toda la costa (Marshall, J. & Plumb, R. A. 2008) -por efecto del cambio climático- o si, por el contrario, lo que está sucediendo es que se ha "invadido" el área de actuación "natural" del medio marino (Cendrero, A., et al. 2008).

Figura 1. Inundaciones asociadas al "medio marino"

Geológicamente se puede demostrar que, en la actualidad, la geotectónica y los movimientos eustáticos producen basculamientos en la península ibérica. Las rasas cantábricas, emergidas una media entre 80 m a 120 m sobre el nivel de mar, están -paulatinamente- en un claro proceso de inmersión, explicable éste por el periodo interglaciar en el que se está inmerso, además de las estructuras geológicas conformadas en estas vertientes (rías, acantilados, etc.,). En el mediterráneo se produce el efecto inverso -obviamente- desarrollándose deltas, marismas, amplios campos dunares, etc.,.

La realidad, en cambio, evidencia que las restituciones, continuas, que se hacen de la línea de costa en las playas españolas, en la actualidad, están sometidas a transgresiones marinas (erosión), en mayor o menor medida, incluidas las mediterráneas (en las que deberían predominar el fenómeno contrario).

Es más, este proceso implica a materiales cohesivos (areniscas y cuarcitas). En él, se ven afectados determinados acantilados que, por su estructura geológica, pasan a ser inestables y sufren los lógicos procesos de retrogradación, tal y como se ilustra en la figura 2, y que se van, poco a poco, desmoronando, dibujando una nueva la línea de costa en detrimento de lo que se viene a llamar "tierras emergidas".

Figura 2. Zonas erosivas en acantilados rocosos

Existen, por consiguiente y a lo largo de la costa -tanto en playas como en cortados y acantilados- suficientes evidencias del retroceso del borde emergido litoral.

METODOLOGÍA

Constatado el fenómeno, el siguiente paso sería su cuantificación, tanto en volúmenes removilizados como en bandas de afección. Es obvio que la topografía define dos situaciones opuestas. Por una parte los acantilados y, por otra, las zonas de playas.

A grandes rasgos, la superficie costera española consta de unos 8000 Km; de ellos, el 60%, aproximadamente, están ocupados por acantilados (determinan los cálculos basados en volúmenes removilizados), quedando el 40% restante para playas y costa baja que es donde se concentra -principalmente- las zonas de mayor riesgo por inundaciones (proporcionan las estimaciones de las bandas de riesgo de inundación).

El procedimiento metodológico (Richardson, L. L. & LeDrew, F. E., 2006) propuesto parte de varias premisas muy sencillas. Estudiar sólo las áreas de playas, siguiendo las recomendaciones referidas en el informe Eurosion. Obtener una cartografía, de detalle (1:5.000), de la franja costera hasta una altura máxima de z=20 m. Establecer la línea de costa y referenciarla como una entidad geométrica lineal comprendida entre el valor de cota z=0 y z=-1 (Martí, C., 2008). Por último, toda esta información debe gestionarse en un GIS. Hay que incluir que esta entidad lineal que es el borde de costa, teórica, ha de tener la propiedad de no intersectar ni a las curvas batimétricas ni a las topográficas, condición exigible por sus condición topológica de línea de referencia y frontera de campos.

Aceptadas las anteriores preposiciones, el protocolo que se propone es el siguiente:

- Recopilación, estudio y análisis de la información topográfica de la franja costera. Se obtiene de los deslindes y de la ordenación marítimo-terrestre del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino. Sus problemas es su estado (incompleto en muchas áreas) y el tipo información que contiene.

- Análisis y Extracción de los datos. Una vez depurada la información se procede a su análisis e integración de la documentación vectorial (planos, capas de propiedades) y escalar (cotas de inundación, parámetros de oleaje, valores de Run-up, etc.,) e integración de tablas de propiedades en el GIS.

- Generación de MDE. Con la información precedente se diseña el Modelo Digital del Terreno (MDT) y, mediante asignación de puntos de cota, se levanta el Modelo Digital de Elevaciones (MDE) que es el que, junto con los datos de tipo escalar de la cota de ascenso probable del nivel del mar, prefigura las bandas de confianza para cada región de la costa.

El primer punto permite comparar distintos tipos de datos. De aquí sale la documentación cartográfica de la franja costera y, sobre ella, se discriminan las diferentes áreas, tanto jurídicas (DPMT), como geológicas (unidades fisiográficas) y/o ecológicas (hábitats y ZEPAS), de los distintos elementos que prefiguran este espacio.

Figura 3. Discordancias entre topografia y costa

Esta documentación base se apoya -además- en los datos topográficos y las ortofotos de la banda litoral, elaboradas a partir del proyecto del PNOA, que permiten -a su vez- la corrección de errores, añadiendo las modificaciones y “desfases de actualización de la costa”, tal y como se ilustra en la figura 3.

En el análisis preliminar es donde se corrigen las incoherencias, bien asociadas a problemas geográficos o espacio-temporales (desfases en elementos geomorfológicos muy activos como rías, o barras arenosas), geométricos y topológicos.

La tipología de las incoherencias geográficas se asocian al tipo de representación de las coordenadas (Marshall, J. & Plumb, R. A., 2008) utilizadas en que aparecen determinadas franjas, subsanándose al modificar el sistema de proyección que, en este caso, es el ETR/89. Aquí se incluye la evolución –además- de la franja costera, como ilustra la figura 3.

Dentro de los factores geométricos la problemática se asocia a segmentos de curvas de nivel con valores nulos (o no continuos), intersecciones de cotas (éstas, por definición no pueden cruzarse) o continuidad de valores secuenciales.

En el caso de la topología, las inconsistencias derivan del incumplimiento de las reglas de validación, entre las que figuran la condición de caminos digitales (una curva de nivel siempre se cierra sobre si misma, o que entre dos curvas de nivel sucesivas existe –siempre- una intermedia de valor intermedio).

El cumplimiento de todas estas reglas, fundamentadas en propiedades de álgebra de mapas y explicitadas en las tablas de atributos de los GIS, genera un rango de propiedades -con asignación de características- a partir del cual se pueden elaborar los triángulos base de la reticulación (Lunetta, R. S. & Lyon, J. G., 2004) que constituye la estructura matemática de los MDE y cuyo ejemplo ilustra la figura 4.

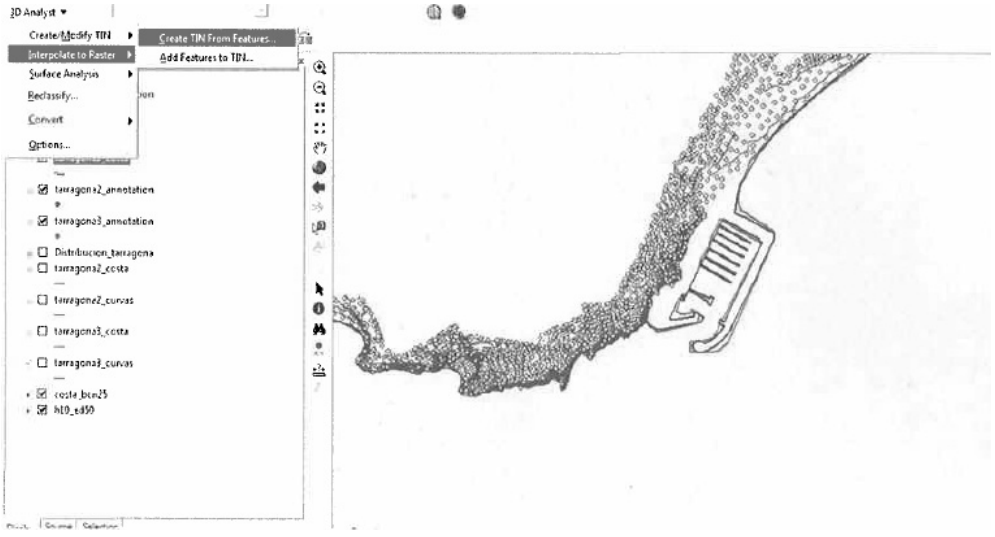


Figura 4. Corrección de errores a partir de la integración de la información en el GIS

Una vez limpiada la información, afinada por el sistema de “prueba y error” se extraen y gestionan los datos. Dado que en el análisis de inundaciones sólo nos “importaría” la verdad terreno, se desactivan el resto de las capas. El resultado se ve en la figura 5.

Figura 5. Topografía de una zona costera. A partir de aquí es posible construir el MDE

Por otra parte, y con los registros -escalares- de las bases de datos de las boyas de la REMRO, WANA e HIPOCAS, se elaboran los modelos matemáticos (Losada, M. A. 2003) asociados a la dinámica costera, dando una zonificación del litoral (Medina, R. et al. 2004) con una determinada cota de inundación (en metros) para un determinado periodo de retorno. En la siguiente tabla 1 se resumen estos valores.

Zonas costeras	***Pr◄ 50 (m)***	***Pr◄100 (m)***	***Pr◄500 (m)***
CATALUÑA (VIII a)	*2,83*	*2,92*	*3,27*
VALENCIA (VII a)	*2,57*	*2,67*	*2,98*
ANDALUCIA-MURCIA	*3,3*	*3,45*	*3,80*
ANDALUCIA (IV c)	*6,19*	*6,61*	*7,68*
ANDALUCIA (IV b)	*6,82*	*7,27*	*8,48*
ANDALUCIA (IV a)	*7,26*	*7,66*	*8,83*
GALICIA (III a)	*10,78*	*11,26*	*12,46*
GALICIA (II a)	*11,98*	*12,41*	*13,53*
GALICIA-ASTURIAS (I c)	*10,49*	*10,87*	*11,75*
CANTABRIA y PAIS VASCO	*9,99*	*10,35*	*11,21*

Tabla1. Alturas de cota de inundación propuesta para la costa española

Estas se vinculan a la curva de nivel correspondiente (con las mismas características de valor de z, obviamente); el resultado es un umbral de separación, o de corte que, junto con la línea de costa, o el nivel -inferior- de referencia, configuran las bandas de confianza de potencial riesgo de inundación para cada sector.

RESULTADOS

El tipo mapas se ilustra en la figura 6. Superpuesto a la ortofoto de la zona permite visualizar aquellas áreas susceptibles de ser inundadas; asimismo, se constata el efecto “barrera” que algunas infraestructuras (vías de comunicación) producen en el área de inundación (de la Peña, J. M., 2009). La generación del MDE, en la ortofotografía, se basa en “restituir” las alturas de la capa de puntos, asociándolas a los pixels, referenciados, de la imagen, tal y como se ve en la figura 6 de la derecha.

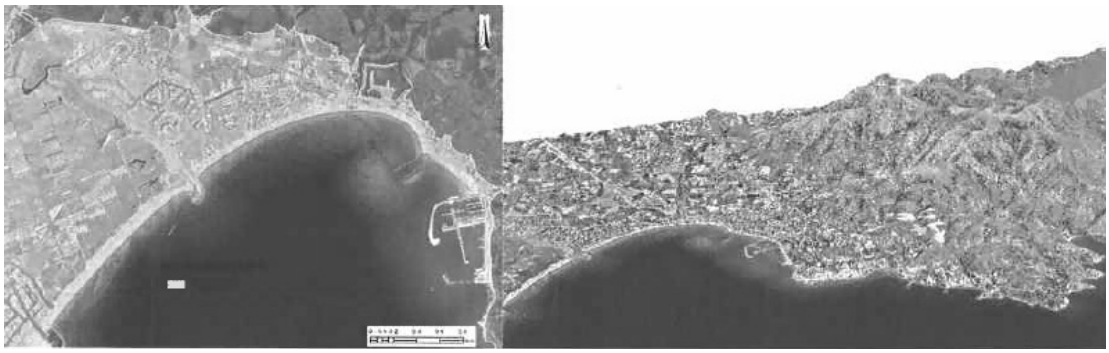


Figura 6. Área inundada asociada al valor de un valor de (z) determinado en los cálculos de sobreelevación del nivel del mar. Restitución 3D en la que se dibuja la superficie afectada.

Existe la posibilidad de añadir capas de información al GIS conteniendo los datos escalares y, asignando los valores de cota el mapa de inundaciones quedaría como ilustra la figura 7, en la que la franja litoral, para un periodo de retorno de 50 años (3.33 m) afectaría al puerto de Málaga, en este caso, y parte de la ciudad.

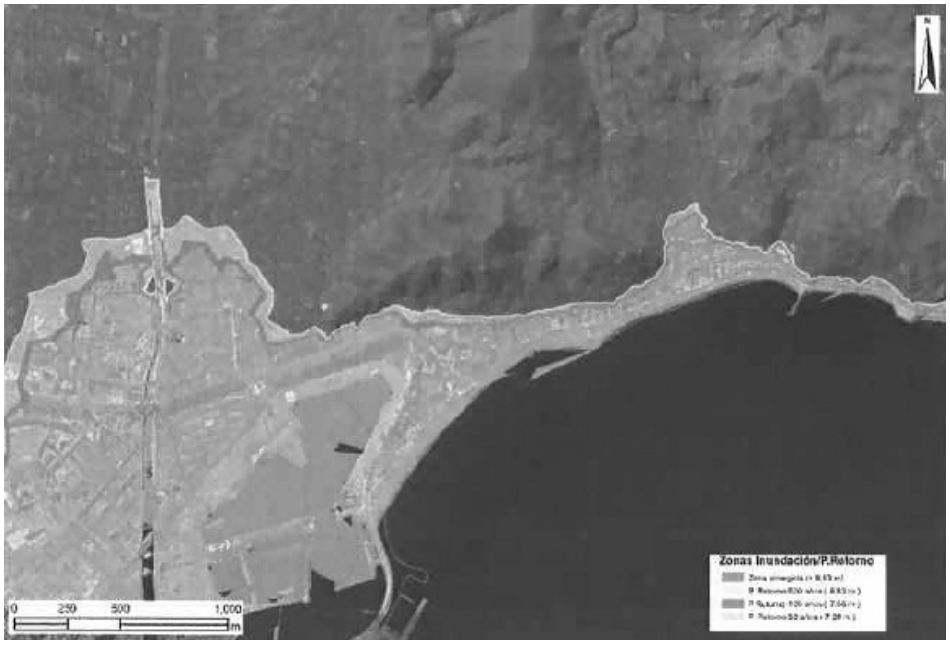


Figura 7. Resultado de ejecutar el modelo en zonas próximas a infraestructuras portuarias

El ejemplo analizado corrobora -perfectamente- la incidencia urbanística en la modificación topográfica ya que, al aumentar las zonas llanas, las bandas de afección se hacen mayores, reduciéndose aquellas -drásticamente- hacia los laterales donde el desarrollo de la ciudad no ha sido tan importante. Señalar que las bandas obtenidas para los periodos de retorno de 100 y 500 años son muy estrechas, lo que señala que los daños y la valoración de riesgos se limitaría al primer periodo de retorno.

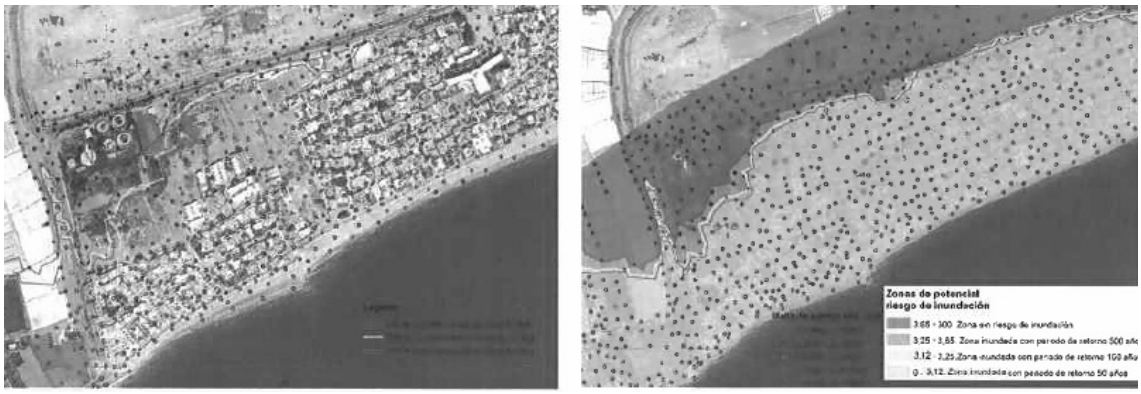


Figura 8. Resultado de ejecutar el modelo en zonas próximas altamente urbanizadas

Si se estudian áreas de desarrollo turístico (figura 8), las bandas de riesgo potencial, aquí, son más “agresivas”, confirmando la “invasión” del espacio del DPMT. Ha de decirse que las infraestructuras (Olcina. J., 2007) tienen una incidencia -negativa- en la evolución costera y el en incremento de zonas susceptibles de inundarse.

CONCLUSIONES

A partir de la topografía se han elaborado los MDT’s de todo el borde costero español, obteniéndose los correspondientes mapas de potencial riesgo de inundación asociados a los posibles incrementos del nivel del mar. La “invasión” urbanística, por otra parte, del Dominio Público Marítimo Terrestre (DPMT), las servidumbres de protección y tránsito asociadas, con las modificaciones topográficas que ello conlleva, aumenta los daños derivados de este fenómeno, acusándose -además- un efecto amplificador de la extensión de la cota de inundación asociado a la rigidificación litoral.

En zonas en las que se mantienen los cordones dunares, o unidades fisiográficas de naturaleza similar en cuanto a sus características, estas estructuras desarrollan una barrera topográfica que limita el efecto de la inundación, produciéndose una mayor capacidad de adaptación y, por tanto una “protección” más eficaz ante este fenómeno.

REFERENCIAS

Cendrero, A., Sánchez-Arcilla, A. y Zazo, C. 2008. Impactos sobre las zonas costeras. Impactos del cambio Climático en España. 469-523 pp.

de Castro, M., Martín-Vide, J. y Alonso, S. 2008. El Clima en España: pasado, presente y escenarios de clima para el siglo XXI. 64 pp.

de la Peña, J. M. 2009. Características sedimentológicas de la costa. Master de Ingeniería de puertos y Costas. Curso Ingeniería de Costas. Lección 16, 22 pp.

Losada, M. A. 2003. ROM 0.3. Descripción y caracterización delas oscilaciones del mar. Puertos del Estado. Ponencia, 239 pp.

Losada, J. A., Montesinos, S., Omedas, M., García, M. A. y Galvan, R. Cartografía de las Inundaciones del río Ebro en febrero de 2003: trabajos de fotointerpretación, teledetección y análisis SIG en el GIS-EBRO. pp 207-218.

Lunetta, R. S. & Lyon, J. G. 2004. Remote Sensing and GIS Accuracy Assessment.. CRC Press. 304 pp.

Marshall, J. & Plumb, R. A. 2008. Atmosphere, Ocean, and Climate Dynamics. Elsevier AP. Vol. 93 International Geophysic Series. 313 pp.

Martí, C. 2008. La utilización de SIG (Orthobase Erdas Imagine 8.4, ArcView 3.2) pata el análisis de la transformación del paisaje litoral del Centro de la costa Brava en los últimos 50 años. Proyectos de integración GIS. 15 pp.

Medina, R. 2004. Impactos en la costa española por efecto del cambio climático. Informe para el Ministerio de Medio Ambiente. Fases I, II y III. Universidad de Cantabria, 895 pp.

Olcina. J. 2007. Riesgo de Inundaciones y ordenación del territorio en España. Fundación Instituto Euromediterráneo del Agua. 381 pp.

Richardson, L. L. & LeDrew, F. E. 2006. Remote Sensing of Aquatic Coastal Ecosystem Processes. Springer Ed. 324 pp.

V.V. A.A. 2007. Documento Temático. Cota de Inundación. Atlas de inundación en el litoral peninsular español 38 pp.

V.V. A.A. 2007. Estrategia Española de Cambio Climático y Energía Limpia. Horizonte 2007-2012-2020. Edición Ministerio de Medio Ambiente.(Consejo Nacional del Clima). 40 pp.

V.V. A.A. 2009. Guía metodológica para el desarrollo del sistema nacional de cartografía de zonas inundables. Estudio Hidrológicos e hidráulicos. CEH. 233 pp.

V.V. A.A. 2009. Vivir con la erosión costera en Europa. Sedimentos y espacios para la Sostenibilidad. Proyecto Eurosion. 40 pp.

ANÁLISIS DE LAS FORMACIONES DUNARES ACTIVAS DE LA FLECHA DEL FANGAR (DELTA DEL EBRO)

I. Rodríguez[1], M. J. Sánchez[1], I. Montoya[1], D. Gómez[1], Martín[1], T., F.J. Gracia[2], L. Moreno[3], J.J. Muñoz[4], J. Serra[5]

1. Universidad Rey Juan Carlos, ESCET. C/ Tulipán s/n; 28933 Móstoles, Madrid
2. Universidad de Cádiz, Facultad de CC del Mar y Ambientales. Avda. República Árabe Saharaui s/n, 11510 Puerto Real, Cádiz
3. Universidad Politécnica de Madrid, E.U.I.T. Obras Públicas. C/ Alfonso XII, 3 y 5, 28014 Madrid
4. Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico. C/ Marianista Cubillo, 11071 Cádiz.
5. Universidad de Barcelona, Facultad de Geología. Martí Franqués, s/n; 08028, Barcelona

INTRODUCCIÓN

El Delta del Río Ebro ha sido objeto, y es, fuente de muchas y variadas investigaciones, especialmente en lo que concierne a la dinámica litoral y a la evolución deltaica (Maldonado, 1972; Mariñas y Tejedor, 1986; Palanques, 1987; Guillén, 1992; UPC-LIM, 1991; Sánchez-Arcilla *et al*., 1995; CEDEX-CEPYC, 1996; I.T.G.E., 1996; Jiménez *et al*., 1996; Jiménez, 1996; Rodríguez, A., 1997; Serra, 1997; Rodríguez, I., 1999; Serra, 2000; Rodríguez, I., 2003). Sin embargo, en relación con los procesos eólicos, intensos y significativos en el litoral deltaico, apenas hay referencias, destacando el estudio realizado por Serra y su equipo de la Universidad de Barcelona (1997) bajo encargo del CEDEX-CEPYC, el cual sienta la base para iniciar un trabajo de mayor detalle y profundidad en el conocimiento de dichos procesos eólicos.

Este artículo muestra los trabajos realizados sobre los campos de dunas activas de la Flecha del Fangar al amparo del Proyecto de Investigación “Cuantificación y Contribución del Transporte Eólico en los Procesos Dinámicos y Ambientales en el Delta del Ebro. Aplicación a su Gestión Integrada y a la Conservación de los Ambientes Marginales” (AGITE), concedido por el Ministerio de Educación y Ciencia

dentro del Plan Nacional de I+D+i (2005-2008). En dicho proyecto se ha podido analizar cuál es la morfodinámica de dicho campo, cómo es su estructura interna, y cuáles son los mecanismos que gobiernan su dinámica, aspectos desarrollados en una Tesis Doctoral (Sánchez, 2008) defendida recientemente. En el marco del proyecto, también se han realizado otros trabajos globales de todo el delta, tendentes aumentar el conocimiento de la zona, y evaluar el interés y la percepción social que tiene la problemática actual del delta.

Actualmente, los principales campos dunares del Delta del Ebro se encuentran en la Flecha del Fangar, Barra del Trabucador y Punta de la Banya, pero el único que queda activo es el del Fangar, motivo por el cual fue esta la zona donde se centró el estudio de calculo del transporte eólico. El campo dunar activo de la Flecha del Fangar se extiende paralelo a la costa externa de la flecha desde el extremo meridional de la misma hasta su inicio en el cuerpo deltaico principal (Figura 1a). La longitud del campo de dunas es de unos 4 kilómetros y el ancho varía entre los 50 y los 250 metros (Serra et al., 1997). Tiene una extensión de 100.000 m^2 aproximadamente y acumula un volumen de sedimentos de 200.000 m^3. La altura de duna aumenta de N a S hasta alcanzar una altura máxima entre 5 y 6 metros en la zona intermedia, volviendo a disminuir hasta 2 metros al finalizar el campo dunar (Sánchez et al., 2007). Las dunas se orientan perpendiculares a la línea de costa, y la morfología dunar predominante es barjana, encontrándose también formas barjanoides (Figura 1b). La posición del campo dunar están condicionada por la dirección predominante de los vientos de mayor intensidad cuya dirección es 315º (Serra et al., 1997), así como por la orientación de la costa. Los sedimentos que alimentan las dunas proceden de la punta de la flecha, los cuales a su vez han sido transportados por las corrientes desde el frente deltaico.

A partir de la Playa de la Marquesa, y hasta la Flecha del Fangar, el cordón dunar es móvil, y presenta una dinámica muy activa: en los meses de invierno, cuando las tormentas son muy fuertes, las dunas son arrasadas parcialmente por el oleaje incidente, quedando el Fangar prácticamente plano, y en los meses de bonanza, a partir de marzo o abril, aproximadamente, la propia dinámica costera se encarga de volver a disponer el material de nuevo, para formar otra vez los cuerpos dunares. Este momento es aprovechado por las aves que habitan en el delta para preparar sus nidos en los espacios interdunares, y por este motivo, durante los meses comprendidos entre abril y agosto, el Parque Natural dispone un cercado alrededor del campo dunar, para evitar el paso de personas y vehículos entre las dunas que puedan alterar la

nidificación. En la costa interna, también hay una serie de cordones dunares artificiales, construidos para proteger los cultivos marinos que están instalados en la Bahía del Fangar (Sánchez, 2008).

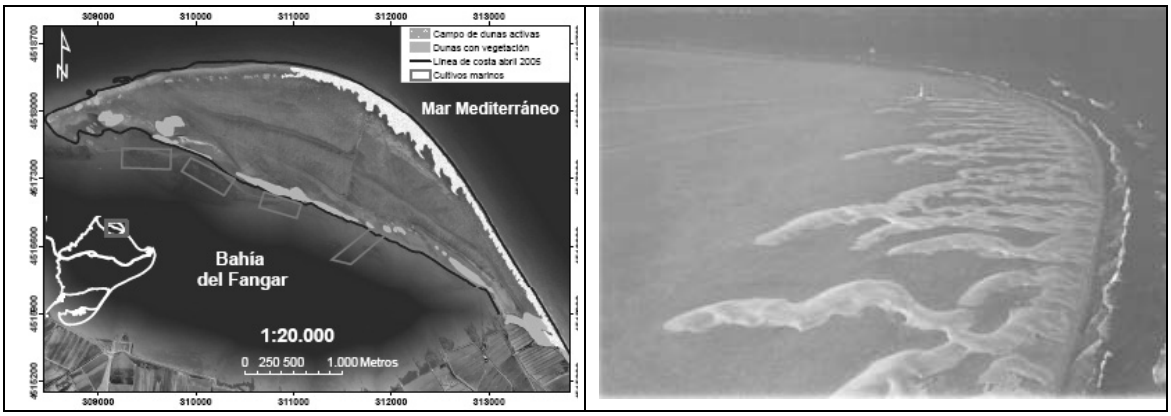


Figura 1.a) Situación del campo dunar en la Barra del Fangar (Hemidelta Norte); b) Aspecto del campo dunar.

METODOLOGÍA

Trabajos de campo

En total se han realizado siete campañas de campo para la adquisición de datos físicos, más una enfocada a la realización de encuestas de percepción social del problema erosivo. El periodo de adquisición de datos ha transcurrido desde finales de 2005 hasta finales de 2007. En dichas campañas, además del levantamiento topográfico de todas las dunas con GPS diferencial, se instaló una torre de anemómetros diseñada especialmente para este proyecto, y se colocaron una serie de trampas de sedimento para tomar datos sobre transporte eólico (Figura 2a). Además, durante la campaña de septiembre de 2006, se obtuvieron datos de la estructura interna de las dunas con GPR (Ground Penetrating Radar) (Figura 2b). Aparte, en las diferentes campañas realizadas se han recogido muestras de arena en distintos puntos de la Flecha del Fangar, las cuales han sido analizadas por medio de granulometría, microscopía óptica y difracción de Rayos X para establecer las características mineralógicas y texturales del sedimento.

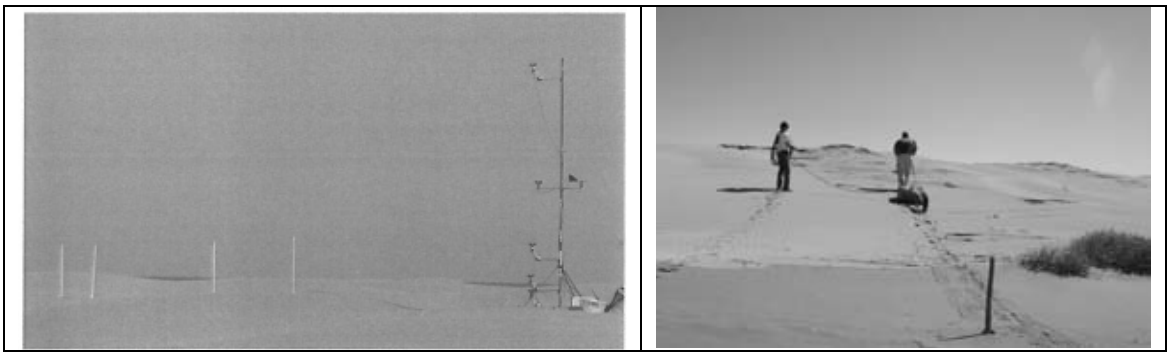


Figura 2. a) Ubicación de la torre de anemómetros y de las trampas de sedimentos sobre la duna; c) Toma de datos geofísicos con GPR

Trabajos de gabinete

Los trabajos de gabinete se han centrado en el tratamiento e interpretación de la información recogida en campo, así como en al análisis de otras fuentes de información deltaica. Hay que destacar que se han utilizado los Sistemas de Información Geográfica (SIG) como una herramienta fundamental para la integración de todos los datos recogidos y analizados, así como para su interpretación, explotación y elaboración de resultados y cartografías finales.

La cartografía geomorfológica del litoral deltaico se ha obtenido a partir de fotointerpretación de pares estereoscópicos de distintas fechas (Figura 3a). Esta información ha sido georreferenciada y digitalizada y se ha incorporado en el SIG, para realizar un análisis de cambios entre las diferentes clases geomorfológicas. Así mismo, se verificaron los resultados en campo.

Los radargramas registrados por el GPR y distribuidos por todo el campo dunar fueron estratigráficamente interpretados (Figura 6) mostrando la estructura interna de los cuerpos dunares (Gómez et al., 2009; Rodríguez et al., 2009).

Los datos recogidos con GPS-D se procesaron y se fueron introducidos en el SIG donde se construyeron los diferentes Modelos Digitales de Elevación (MDE) (figura 3b). A partir de esta información se obtuvo la dinámica y evolución en planta de los cuerpos dunares, así como los cambios volumétricos. Esta información, junto con la explotación de los datos recogidos por los anemómetros y las trampas de sedimento, permitió determinar los parámetros necesarios para introducirlos en las ecuaciones de cálculo de transporte eólico, y alcanzar así el valor de éste para el campo dunar del Fangar.

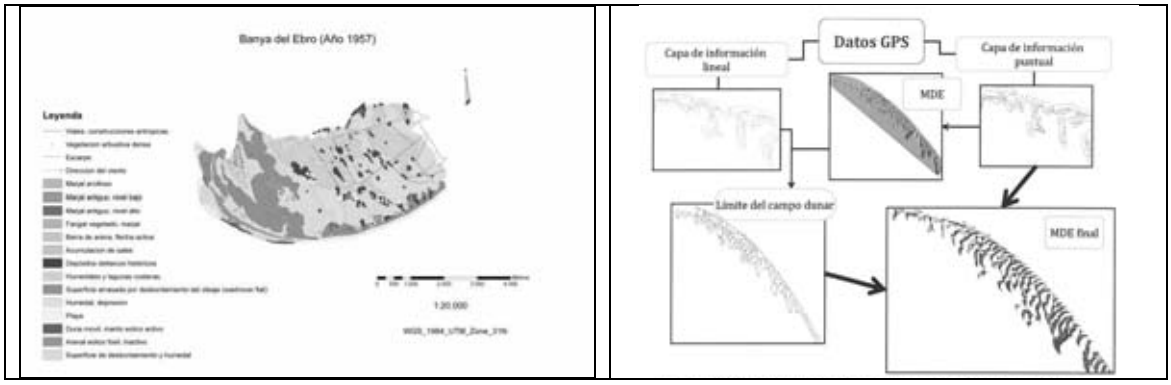


Figura 3. a) ejemplo de una cartografía geomorfológica; b) modelo cartográfico de la obtención del MDE (Sánchez, 2008)

RESULTADOS

De todo el trabajo anterior se han conseguido resultados relevantes que han permitido caracterizar las formaciones dunares de la Flecha del Fangar, en planta, en volumen y, también en profundidad, además de obtener el valor del transporte eólico ocurrido en el periodo de estudio. La evolución en planta a largo plazo del campo dunar muestra como se ha modificado la extensión de los campos dunares debido, principalmente, al descenso de sedimento que llega a la desembocadura por parte del río, y a los procesos de erosión por parte del oleaje incidente. Ante estas situaciones el campo dunar ha ido readaptándose a las nuevas posiciones de la línea de orilla, perdiendo en algunos sitios parte de su superficie (Figura 4), e incuso llegando a desaparecer en los puntos más vulnerables como la Playa de la Marquesa, debido a que no hay espacio suficiente para que las dunas retrocedan por encontrarse elementos antrópicos (caminos y campos de cultivos) que impiden este movimiento, provocando la erosión de la duna (Sánchez et al., 2008).

El análisis volumétrico se ha realizado a dos escalas de tiempo diferentes. En el medio plazo se ha partido del trabajo realizado por la Universidad de Barcelona (1997), desarrollado únicamente en la parte norte de la flecha. La Tabla 1 muestra los resultados, observándose una disminución en planta, mientras que el volumen aumenta, al elevarse la altura media de las dunas

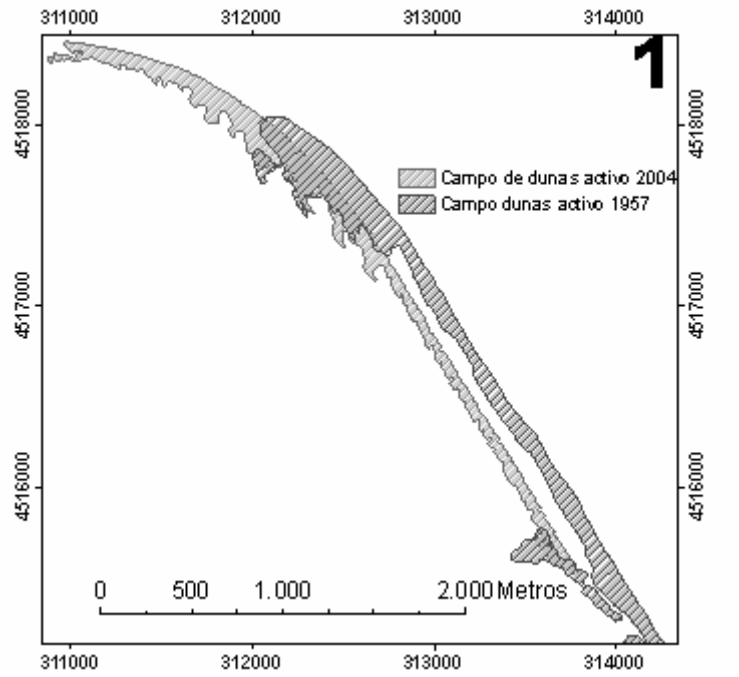
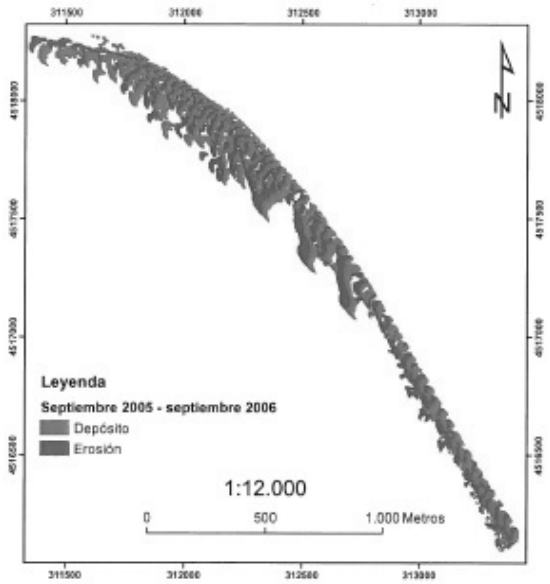


Figura 4. Posición del campo dunar activo de la Punta del Fangar en 1957 y 2004.

	1996			2005		
	Altura media (m)	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Altura media (m)	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)
Sector 1	0,60	31.000,00	18.600,00	2,09	11.646,86	24.365,24
Sector 2	1,20	40.000,00	48.000,00	2,30	29.313,69	67.362,85
Sector 3	0,65	38.500,00	23.000,00	2,45	18.710,04	121.723,75
Sector 4	1,00	81.000,00	78.570,00	2,77	43.975,35	45.802,18
Total	**0,86**	**190.500,00**	**168.170,00**	**2,40**	**103.645,93**	**259.254,01**

Tabla 1. Resultados obtenidos en el análisis de cambio en volumen a medio plazo

El análisis de cambios en volumen a corto plazo se ha realizado a partir de los datos recogidos con GPS-D en las diferentes campañas, procesados e interpretados con el SIG. Los resultados (Figura 5) muestran como se produce la migración del campo dunar hacia el SE, y un incremento tanto de área como de volumen.



	Area (m^2)	Volumen (m^3)	Altura máxima duna (m)
Septiembre 05	221.203,72	192.393,38	4,76
Octubre 05	229.172,51	215.089,72	4,58
Diciembre 05	231.610,78	216.759,89	5,50
Febrero 06	246.871,66	228.285,74	4,38
Abril 06	250.666,70	223.266,74	5,42
Septiembre 06	251.506,30	225.983,87	4,81

Figura 5. A) MDT que muestra la migración dunar hacia el SE durante el análisis a corto plazo; b) Resultados de los cálculos parciales entre diferentes campañas

La interpretación de los radargramas (Figura 6) ha permitido comprobar la relación estrecha entre la estructura interna de las dunas y su comportamiento dinámico (Rodríguez et al., 2009). Así, las dunas de la zona norte, presentan cuerpos dunares de baja altura, y en ella, los reflectores (Figura 6a) muestran la morfología de las barras que se van anexionando a la playa, y que han dado lugar a la Flecha del Fangar. Por encima se encuentran las facies típicas de la migración dunar. En la figura 6b, radargrama perteneciente a la zona central del campo dunar, se observan dos tipos de facies diferentes: la más profunda presenta reflectores continuos lateralmente y de muy bajo ángulo, asociados a la acreción del foreset; mientras que las facies situadas sobre la anterior muestran estratificación cruzada en dirección SE, causada por la migración del cuerpo dunar. Por encima de ésta se puede distinguir una pequeña estructura generada por avalancha debida a reactivación del viento. La figura 6c corresponde al radargrama tomado en la zona sur que contiene dunas de menor altura, y muy próximas a la orilla. Esto hace que en los momentos de oleaje fuerte estas dunas sean abatidas y erosionadas lo que queda reflejado en la secuencia de radar por truncaciones en los reflectores.

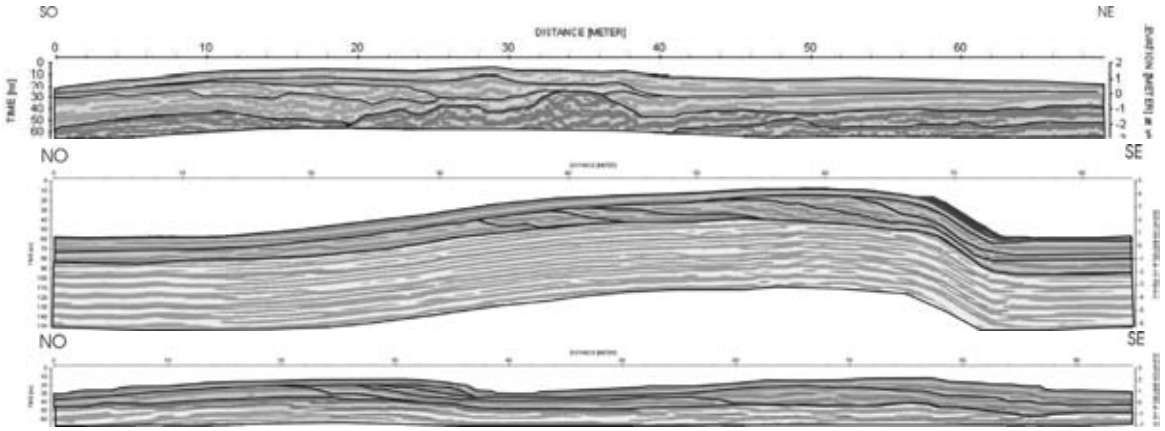


Figura 6a, b y c. Distinción de radarfacies sobre radargramas realizados en la zona 1, zona 3 y zona 4, respectivamente

En cuanto al cálculo del transporte eólico, los resultados de las ecuaciones corregidas con los datos de viento de las estaciones meteorológicas, y los tomados en campo, muestran que el transporte eólico de la zona se dirige hacia el SE, transportando un volumen de sedimentos de más de 23.000 m^3/m en un periodo de 10 años (1997-2007). La dirección de transporte coincide con la dirección de la línea de costa desde el inicio de la flecha hasta aproximadamente la mitad del campo dunar, por lo que la mayor parte del sedimento se mueve paralelo a la línea de costa, hasta que llega al mar, incorporándose de nuevo al ciclo (Sánchez, 2008).

CONCLUSIONES

La evolución reciente de las formaciones eólicas es motivo de interés en cuanto representan un almacén de arena disponible del sistema deltaico costero, elemento imprescindible para mantener el sistema frente a la acción de la dinámica marina, y de otros elementos propios del sistema ecológico y paisajístico.

La adquisición de datos topográficos con GPS-D ofrece, además de precisiones tanto en planimetría como en altimetría adecuadas a la altura de las dunas de la zona, un avance en cuanto al tiempo que se necesita para realizar los levantamientos. Esto permite hacer seguimientos del campo dunar continuos, reflejando los cambios que puedan ocurrir en muy corto plazo.

El GPR representa una herramienta muy adecuada para obtener datos de la estructura interna de los cuerpos dunares, de forma rápida y poco agresiva con el medio. Esta información permite formular modelos del comportamiento dinámico de las dunas al

objeto de establecer un acercamiento a la evolución futura y actuar en consecuencia aplicando políticas de gestión y conservación de los espacios dunares.

Los SIG se mantienen como una herramienta muy eficaz en este tipo de estudios, pues permiten integrar datos de muy diferente naturaleza y procesarlos en conjunto, dando soluciones globales que integran los diferentes aspectos considerados.

Los análisis evolutivos realizados en planta y en volumen, muestran un campo dunar muy activo. La migración se produce hacia el SE, y alcanza unos valores de casi 100 metros al año

Los cálculos obtenidos tantos en superficie como en volumen, muestran que el campo de dunas se ha incrementado, readaptándose a la nueva morfología que va imponiendo la línea de costa por erosión, excepto en aquellas áreas donde no hay espacio suficiente para que las dunas retrocedan.

La dirección neta de transporte eólico de la zona, es hacia el SE, con un volumen de sedimentos transportados de más de 23.000 m^3/m en 10 años.

AGRADECIMIENTOS

El Proyecto de Investigación “Cuantificación y Contribución del Transporte Eólico en los Procesos Dinámicos y Ambientales en el Delta del Ebro. Aplicación a su Gestión Integrada y a la Conservación de los Ambientes Marginales” (AGITE), ha sido financiado por el Ministerio de Educación y Ciencia dentro del Plan Nacional de I+D+i (2005-2008). Los miembros del equipo de investigación del citado proyecto desean agradecer a todos los organismos y entidades que de una forma u otra han colaborado en su desarrollo: Servicio de Costas de Tarragona, Centro de Puertos y Costas del CEDEX, Instituto Cartográfico de Cataluña, y en especial a los Técnicos de Parque Natural del Delta del Ebro, así como José A. Jiménez y Jorge Guillén que de forma desinteresada han aportado sus ideas y conocimientos.

REFERENCIAS

CEDEX-CEPYC, 1996. Estudio de la dinámica litoral del Delta del Ebro. Informe técnico realizado para la Dirección General de Costas- MOPTMA, 155 pp.

Gómez Ortiz, D.; Martín-Crespo, T.; Rodríguez, I.; Sánchez, M.J.; Montoya, I., 2009. Internal structure of modern barchan dunes of the Ebro River Delta (Spain) from ground penetrating radar. Journal of Applied Geophysics. Vol. 2/68. Pág. 159 – 170.

Guillén, J., 1992. Dinámica y Balance sedimentario en los ambientes fluvial y litoral del Delta del Ebro. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

I.T.G.E., 1996. Estudio geológico del Delta del Ebro. Proyecto para la evaluación de la tasa de subsidencia actual. Informe Técnico de Instituto Tecnológico y Geominero de España; 83 pp.

Jiménez, J.A., 1996. Evolución costera en el Delta del Ebro. Un proceso a diferentes escalas de tiempo y espacio. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental, Universidad Politécnica de Cataluña, 274 pp. Barcelona.

Jiménez, J.A.; Sánchez-Arcilla, A.; Valdemoro, H.I.; Gracia, V.; Nieto, F., 1996. Forcing agents controlling reduction processes in Ebro Delta. Marine Geology, July, 1996.

Maldonado, A., 1972. El Delta del Ebro. Estudio sedimentológico y estratigráfico. Tesis Doctoral. Boletín de Estratigrafía, 1, Vol. Extra. Universidad de Barcelona, 476 pp.

Mariñas, J.F.; Tejedor, L. ,1986. Modelo numérico de simulación hidrodinámica del Delta del Ebro, El sistema integrado del Delta del Ebro: Cuenca, Delta y medio Marino. Madrid, Gráficas Hermes.

Palanques, A., 1987. Dinámica sedimentaria, mineralógica y microcontaminantes inorgánicos de las suspensiones y de los sedimentos superficiales en el margen continental del Ebro. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Rodríguez, A., 1997. Estudio experimental de la hidrodinámica en zona de rompientes. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental, Universidad Politécnica de Cataluña, 274 pp. Barcelona

Rodríguez, I., 1999. Evolución geomorfológica del Delta del Ebro y prognosis de su evolución. Tesis Doctoral. Madrid, Universidad de Alcalá de Henares, 200 pp.

Rodríguez, I.; Galofré, J.; Montoya, F., 2003. El Fangar spit evolution. Coastal Engineering VI: Computer Modelling and Experimental Measurements of Seas and Coastal Regions. WIT PRESS, UK. 419-425

Rodríguez, I.; Sánchez, M.J.; Montoya, I.; Gómez, D.; Martín-Crespo, T.; Serra, J., 2009. Internal structure of the aeolian sand dunes of El Fangar spit, Ebro Delta (Tarragona, Spain). Geomorphology, Vol. 3-4/104. Pág. 238 – 252

Sánchez, M.J.; Rodríguez, I.; Montoya, I., 2007. Short term coastal dune evolution of Fangar Spit (Ebro Delta, Spain). International Conference on Management and Restoration of coastal dunes. Santander, Spain.

Sánchez, M.J., 2008. Evolución y análisis morfodinámico del campo dunar de la Flecha del Fangar (Delta del Ebro). Tesis Doctoral, Universidad Rey Juan Carlos, Madrid.

Sánchez-Arcilla, A.; Jiménez, J.A.; Gracia, V.; Valdemoro, H.I., 1995. Sediment Budget at the Ebro Delta coast: a multi-scale approach. International conference on the Mediterranean Coastal Environment, MEDCOAST'95

Serra, J.; Riera, G.; Argullós, J.; Maia, L.P., 1997. El transporte eólico en el delta del Ebro: evaluación y contribución al modelado litoral. Bol. Geol. Y Min., Vol. 4-5: 477-485. Madrid.

Serra, J., 2000. Impacto geológico de la disminución del caudal del Río Ebro en su curso inferior y costa deltaica. Caudales Ecológicos APROMA (ED): 216-227. Barcelona.

Universidad de Barcelona, 1997. Estudio de la situación actual y evolutiva de las formaciones eólicas litorales del Delta del Ebro. Informe Técnico, Facultad de Geología, Universidad de Barcelona; 49 pp.

UPC-LIM (1991): Análisis y propuesta para estabilizar el Delta del Ebro. Informe Técnico. Varios volúmenes. Generalidad de Cataluña.

RESTAURACIÓN DE SISTEMAS DUNARES. METODOLOGÍA GENERAL Y PROBLEMAS COMUNES.

José Luis Ramírez Caro[1], José Luis Tejerina Hernando[2], Carlos Ley Vega de Seoane[3]

1. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Pza/ San Juan de la Cruz, S/N, 28071–Madrid. jramirez@mma.es.
2. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Demarcación de Costas en Cantabria c/Vargas 53, 39071–Santander. jltejerina@mma.es.
3. Ecología Litoral, S. L. c/Rodríguez San Pedro 2, 28015–Madrid. cley@ecologialitoral.es.

INTRODUCCIÓN

La restauración de los sistemas dunares se viene llevando a cabo en Europa desde principios del siglo pasado. En España, estas actuaciones se realizan desde los años 80 del pasado siglo. Desde entonces hasta ahora se han restaurado muchos sistemas dunares en nuestras costas, tanto atlánticas como mediterráneas, algunas veces con notable éxito y otras veces con no tanto.

La metodología general utilizada para abordar estos trabajos de restauración ha sido importada de países pioneros en este tipo de actuaciones, tales como Holanda, Dinamarca, Francia, Reino Unido, etc, y adaptada a las condiciones particulares de nuestras costas.

La finalidad de la actuación consiste en conseguir un equilibrio dinámico entre los distintos elementos que componen estos ecosistemas, es decir, material sedimentario (arenas, fundamentalmente), vegetación (encargada de formar y mantener los ecosistemas dunares costeros) y las fuerzas que actúan sobre dichos elementos

(oleaje, mareas y especialmente viento) y el funcionamiento de los procesos ecológicos que tienen lugar en estado natural.

METODOLOGÍA GENERAL

La problemática de los sistemas dunares es frecuentemente parecida pero casi nunca igual, la identificación del problema es fundamental para poder abordar las actuaciones necesarias para solventar el problema. El establecimiento de un diagnóstico acertado es, por tanto, un aspecto clave para el éxito de la actuación.

Las causas más frecuentes de la degradación y desaparición de los sistemas dunares españoles son la urbanización, normalmente irreversible, y el exceso de presión turística, que se traduce en la degradación de la vegetación por pisoteo, en la pérdida de naturalidad por frecuentación humana, en la introducción de especies invasoras, etc.

La metodología se basa en la protección del ecosistema dunar, para reducir las causas de su degradación y en la regeneración de los elementos activos del ecosistema que conduzca hacia su autorecuperación.

Sistemas de protección

Los sistemas de protección tienen la misión de evitar o limitar los efectos negativos que el exceso de presión turística ejerce en los sistemas dunares (en general, el pisoteo de la vegetación, el tráfico de vehículos, las basuras y otros residuos y la entrada de plantas invasoras). Los más frecuentemente utilizados son los cerramientos y las pasarelas.

Fig. 1 Diversos tipos de cerramiento utilizados en sistemas dunares

Fig. 2 Pasarelas en sistemas dunares

Sistemas de regeneración

Estos sistemas consisten en la reintroducción de la vegetación dunar, principal elemento de la formación y dinámica de los sistemas dunares, y en especial la plantación de especies estructurantes tales como el barrón (*Ammophila arenaria*) o la grama marina (*Elymus farctus*).

Fig. 3 Plantaciones de vegetación dunar

Además, con el objeto de conseguir que la arena que transporta el viento se deposite en la zona donde se pretende situar el cordón dunar (existente o no) se utilizan sistemas de captadores pasivos de arena que, por medio de la fricción que ejercen en el viento, consiguen la deposición de parte de la arena que transportan, tras ellos.

Fig. 4 Captadores pasivos de arena y sus efectos

No hay que olvidar que estos sistemas de regeneración son sistemas pasivos mediante los cuales, es la propia naturaleza la que realiza el trabajo de la restauración; es el viento quien transporta la arena, y la vegetación la que fija, modela y mantiene las estructuras de los sistemas dunares.

PROBLEMAS COMUNES

Como regla general, los problemas que frecuentemente aparecen en las obras de restauración dunar se deben a defectos de diseño (bien por error en la identificación de las causas de la degradación, diagnóstico o por desconocimiento del modo de funcionar de los sistemas de restauración empleados), o a errores en la ejecución del proyecto.

Otras veces, las causas de la falta de eficacia de la actuación se debe a sucesos o condiciones climáticas accidentales (por ejemplo los destrozos que puede causar un temporal en ciertas infraestructuras como pasarelas) aunque estos accidentes no pueden ser considerados como problemas de diseño o ejecución, sino, simplemente a causas de fuerza mayor. La situación espacial de los elementos de regeneración es determinante para el éxito.

La duna solo se forma en una franja detrás de la playa a una cierta distancia del mar y donde las condiciones microclimáticas (salinidad, viento, etc.) y los procesos morfológicos (aporte de arena) lo permiten. Es la zona donde se debe actuar.

Si se actúa demasiado cerca del mar, el oleaje destruye la actuación. Si se actúa demasiado lejos, no hay aporte de arena y la zona se coloniza por especies no dunares.

Los problemas más frecuentes de diseño con respecto a los captadores de arena son los de su ubicación y disposición. Por ejemplo, si se sitúan demasiado cerca del mar, la probabilidad de que sufran daños por el oleaje es muy elevada.

Si se sitúan demasiado cerca del cordón dunar existente, el efecto pantalla frente al viento del talud impide la deposición de arena entre el captador y el cordón dunar.

Fig. 5 Captadores demasiado cerca del mar

Fig. 6 Captadores demasiado cerca del cordón dunar

Hileras de captadores demasiado cercanas entre ellas dificulta la deposición en las filas traseras. Sistemas de captadores en lugares donde la granulometría de la arena es demasiado elevada, o donde, pese a existir viento, la superficie de playa alta es muy estrecha, son muy poco efectivos.

Fig. 7 Captadores demasiado juntos entre si

Las plantaciones, en el caso general de degradación por pisoteo, deben protegerse lo suficiente del pisoteo como para garantizar su arraigo y establecimiento. En caso contrario serán, a la larga inviables.

Por otro lado, las plantaciones deben realizarse durante el Otoño-Invierno.

En el norte de España: desde principos de Octubre hasta finales de Marzo

En el sur y el este: desde mediados de Noviembre hasta final de Febrero.

Siempre en momentos de humedad y sin viento.

Sin unas medidas de protección suficientes, la vegetación recién implantada tiene muy pocas posibilidades de sobrevivir. La vegetación que recubre las dunas está adaptada

a unas condiciones climatológicas muy duras, como son resistencia a la salinidad, a la abrasión producida por la arena arrastrada por el viento y a una sequía prolongada;

Estas características se manifiestan en la gran capacidad de arraigo y establecimiento que presenta, no obstante, es muy sensible al pisoteo, de hecho las causas más frecuentes de su degradación no tienen su origen en la climatología, sino en la presión humana que soportan.

Fig. 8 Plantación fuera de época

Fig. 9 Insuficiente protección de las plantaciones

Con respecto a las pasarelas, deben ser elevadas para permitir el transporte de arena bajo ellas. Un error frecuente consiste en situarlas aprovechando los pasillos de derflación; en estos casos, estos pasillos nunca se terminan restaurando y los fenómenos erosivos asociados, permanecen.

Fig. 10 Izquierda, pasarela mal situada. Derecha, pasarela bien situada

MANTENIMIENTO

Las obras de restauración necesitan un pequeño pero continuado mantenimiento, al menos durante los primeros años de su terminación, no solo para la reparación de las estructuras de protección, como cerramientos, pasarelas o carteles que, por causas naturales o la acción vandálica humana suelen sufrir daños, sino también para la corrección del proceso de captación de arena y para la replantación de las zonas donde la vegetación no ha arraigado suficientemente, ya por la movilidad del sustrato (enterramiento o erosión) ya por defectos en su establecimiento.

Por otro lado es necesario realizar un seguimiento periódico de las actuaciones, como único método para mejorar aspectos generales y particulares de este tipo de obras

CONCLUSIONES

La restauración de los sistemas dunares es un proceso en el que interviene la naturaleza. Las obras de restauración son en general económicas y, la mayor parte de las veces, efectivas, aunque a veces se cometen errores de diagnóstico, errores de diseño o en la ejecución de las obras que hacen fracasar las actuaciones. Reconocer y corregir estos errores es fundamental para el éxito de la política de protección, gestión y restauración de los sistemas dunares.

Tema: Sistemas dunares e inundación costera

LA IMPORTANCIA DEL ESTUDIO ESPACIO-TEMPORAL PARA LA GESTIÓN SOSTENIBLE DE LAS DUNAS MÓVILES

M. Navarro[1], J. Román-Sierra[2], I. Caballero[1], J.J. Muñoz-Pérez[2], G. Gómez-Pina[2], L. Fages[2].

1. Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. Universidad de Cádiz. Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real (Cádiz).
2. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico. C/ Marianista Cubillo, 7, 11071, Cádiz.

INTRODUCCIÓN

Las dunas costeras son sistemas arenosos de especial singularidad, situados en la transición entre el ambiente continental y el marino. Estos ecosistemas dunares no sólo representan una protección física contra la erosión del litoral actuando de reservorio de arena durante los grandes temporales, sino que también poseen una función ecológica única, permitiendo la colonización de especies psamófilas adaptadas a estos ambientes salinos.

Durante las últimas décadas, debido a su especial situación y vulnerabilidad, las dunas costeras han sido objeto de una continua degradación llegando incluso a su destrucción. Estas alteraciones suelen ser debidas a la ocupación parcial o total del cordón dunar, a cambios en la dinámica litoral con la consiguiente modificación del aporte sedimentario, a la disminución de la superficie dunar, a cambios en la movilidad o estabilización, etc. En muchos casos, se trata de dunas costeras degradadas debido a un uso turístico poco adecuado para estas áreas litorales. Sin embargo, en otros casos, dicha degradación se debe en parte a causas naturales que afectan a su equilibrio dinámico. En el ámbito costero europeo ya se han detectado sistemas dunares que presentan una especial inactividad, conllevando a una disminución de la biodiversidad típica de esos ambientes (Provoost et al., 2002; Clemmensen y Murray, 2006; Arens et al, 2007), mientras que en otros sistemas dunares el problema radica en la pérdida de estabilidad y consiguiente incremento de movilidad (Castro, 2005; Chase y Thomas, 2006; del Valle et al., 2008). Para ambos casos es posible la recuperación del sistema dunar mediante una gestión adecuada adaptada a las necesidades de cada uno de estos ecosistemas. Generalmente, en los estudios de

restauración se desarrollan métodos y tecnologías blandas poco agresivas desde el punto de vista ambiental (Román-Sierra et al., 2004), como son los sistemas de protección (vallados, pasarelas, carteles informativos, etc.) y sistemas de regeneración (captadores de arena, plantaciones de vegetación y eliminación de especies invasoras). En el caso de dunas originalmente estabilizadas con vegetación que se han visto degradadas por la erosión, el restablecimiento de la vegetación psamófila autóctona cobra especial importancia dentro de las labores de restauración del sistema (Ley et al., 2007).

La gestión de los ecosistemas dunares requiere del establecimiento de una metodología práctica, basada en el estudio del comportamiento tanto espacial como temporal de las dunas. En este estudio llevaremos a cabo un seguimiento y análisis a largo plazo de una duna transgresiva con un alto índice de movilidad. De este modo es posible extraer las pautas de comportamiento de la duna con el fin de satisfacer las necesidades antrópicas, sin menoscabo de garantizar el mantenimiento del entorno natural en la medida de lo posible.

ZONA DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES

La duna de Valdevaqueros, situada en el T.M. de Tarifa (Cádiz), es un ejemplo de duna transgresiva migratoria (Fig. 1). Este tipo de dunas son las más activas y su invasión tierra adentro puede causar importantes daños, tanto antrópicos como naturales. En concreto, se trata de una duna costera de más de 40 metros de altura sobre el cero hidrográfico, con una longitud de 700 metros y una anchura media de unos 300 metros (Muñoz-Pérez et al., 2009). Una de sus peculiaridades es que se encuentra principalmente afectada por los vientos de Levante, muy frecuentes en la zona del Estrecho, que pueden alcanzar rachas de más de 100 km/h (Gómez-Pina et al., 2002). Ello explica que la duna de Valdevaqueros presente una elevada movilidad hacia el oeste de la ensenada.

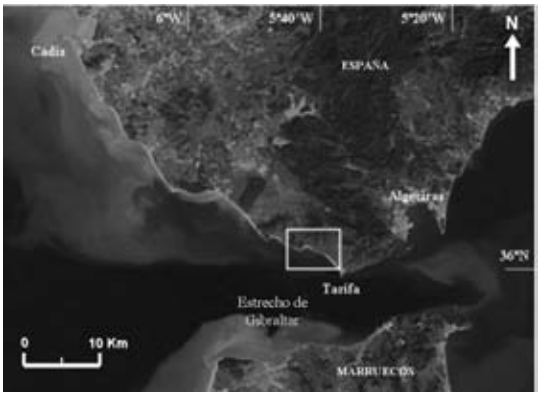


Figura 1. Localización de la duna de Valdevaqueros

Son precisamente estas peculiares condiciones eólicas las que hacen que la gestión de la duna de Valdevaqueros no sea tarea fácil, ya que su invasión hacia la carretera que se dirige al poblado de Mas Palomas parece inevitable. A lo largo de las últimas décadas y debido a su continuo avance hacia el pinar y la carretea adyacentes, se han aplicado numerosos trabajos de restauración. En primer lugar, se ha ido llevando a cabo una remodelación fisiográfica de la duna, extrayendo arena de la parte de sotavento y cresta y suavizando la pendiente de barlovento en la zona dunar más activa (Fig. 2).

Figura 2. Remodelación fisiográfica y extracción de áridos de la cresta y sotavento

Paralelamente, se han ido estableciendo captadores de arena, principalmente tablestacas en la cresta y barlovento de la duna pero también mimbre en la parte más baja de la duna. Los captadores de mimbre, de naturaleza más flexible, se suelen colocar normalmente en las zonas dunares con aún presencia de vegetación y que conservan cierta estabilidad. Estos captadores, a diferencia de las tablestacas logran una pendiente mucho más natural, lo que favorece la colonización de vegetación. Por otra parte, en las pequeñas dunas embrionarias, se han ido realizando trabajos de revegetación con *Ammophila arenaria,* debidamente acordonadas y señalizadas, con diferentes resultados en función de la zona de plantación (Fig. 3).

Figura 3. Instalación de captadores y revegetación

A pesar de la que la restauración dunar se ha ido llevando a cabo de manera continua, no se ha conseguido la estabilización general del campo dunar y la carretera ha seguido siendo invadida por las arenas.

Llegados a este punto, la Demarcación de Costas, tal como se expuso en Fages et al. (2007), se planteó una seria de alternativas, como la elevación de la carretera, la creación de un falso túnel o la desviación del tránsito por la carretera que utilizaban los militares para llegar a Punta Paloma.

METODOLOGÍA

Toma de datos

Para determinar el porqué del especial comportamiento de la duna de Valdevaqueros, se realizó un seguimiento y análisis de evolución de la duna mediante levantamientos topográficos sucesivos de 5 perfiles a lo largo de 11 años, concretamente en Junio 1995, Mayo 1999, Noviembre 1999, Junio 2000, Noviembre 2003 y Mayo 2003. La toma de datos se realizó con estación total durante los primeros años y finalmente con GPS diferencial durante los últimos levantamientos (Fig. 4). A su vez, se trataron datos meteorológicos de los últimos años y se realizaron tomas de muestras en los puntos más significativos de la duna para su posterior análisis granulométrico.

Figura 4. Toma de datos mediante GPS diferencial

Aplicación de funciones empíricas ortogonales

La obtención de datos brutos permitió apreciar una acreción generalizada de la duna, sin embargo, resultaba de difícil interpretación en cuanto a diferencias volumétricas, y determinación cambios en las pendientes de los perfiles. Para ello, se ha aplicado una metodología objetiva e intuitiva como es la reconstrucción de las Funciones Empíricas Ortogonales (EOFs), cuyo fundamento matemático puede basarse en la siguiente expresión:

$$\mathrm{h_{ij}} = \mathrm{h}\left(\mathrm{x_i}, \mathrm{t_j}\right) = \sum_{l=1}^{N} a_l \cdot X_l\left(x_i\right) \cdot T_l\left(t_j\right) = a_1 \cdot X_1\left(x_i\right) \cdot T_1\left(t_j\right) + a_2 \cdot X_2\left(x_i\right) \cdot T_2\left(t_j\right) + \ldots$$

En la que h_{ij} es la altura en el punto x_i y levantamiento t_j, X_l representa la autofunción espacial l, T_l la autofunción temporal l y a_l es el coeficiente de escala de las autofunciones l. Se trata de "fusionar" en una sola representación gráfica los cambios ocurridos tanto en la escala espacial como en la temporal, obteniendo resultados mucho más intuitivos e interpretables.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tras la obtención de las componentes transversales y temporales a través de la aplicación de las EOFs, se han podido extraer las tendencias de cada perfil. A continuación se muestran dichas componentes para el caso del perfil 1 (Fig. 5), siendo éste el perfil que presenta mayor actividad. Para todos los casos, el eje de ordenadas representa el borde de la carretera minimizando su distancia hacia la playa a medida que nos alejamos en las abcisas.

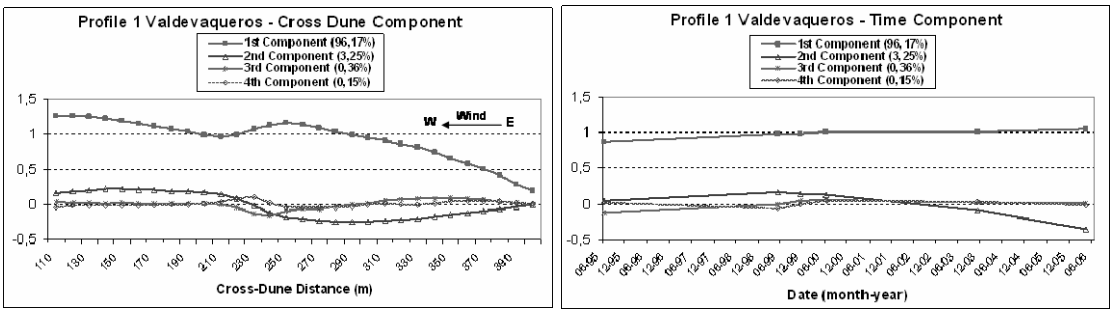


Figura 5. Componentes transversales y temporales para el perfil 1.

Una vez esto, se ha llevado a cabo la reconstrucción de las EOFs, en la que se consigue una interpretación más intuitiva tanto para expertos como para lectores no familiarizados con esta metodología. Mediante la obtención de la primera componente espacio-temporal se ha determinado el perfil medio dunar (Fig. 6). A esta primera componente, que representa el 96,17% de la variabilidad de los datos, se le asocia un volumen ganado por la duna de 1.758 m^3/m durante 11 años.

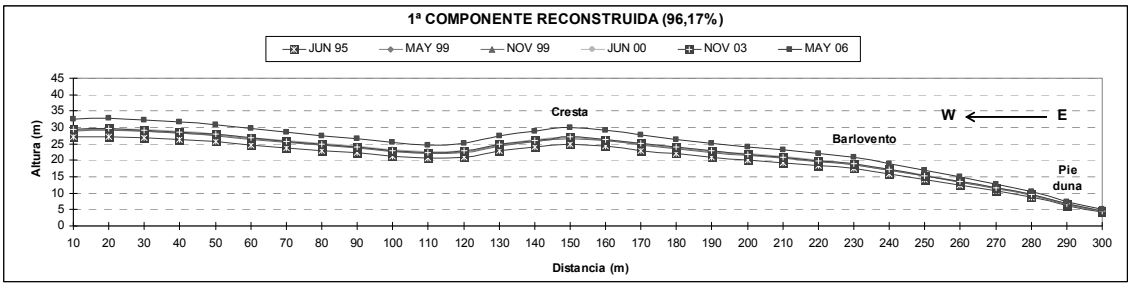


Figura 6. Reconstrucción de la 1ª componente espacio-temporal.

Por otra parte, gracias a la representación de la segunda componente espacio-temporal (que explica un 3.25% de la variabilidad de los datos) se ha identificado punto pivote alrededor de la cresta de la duna (Fig.7), lo que explica un basculamiento en el perfil, transportándose grandes cantidades de arena desde la pendiente de barlovento hacia la cresta y sotavento de la duna.

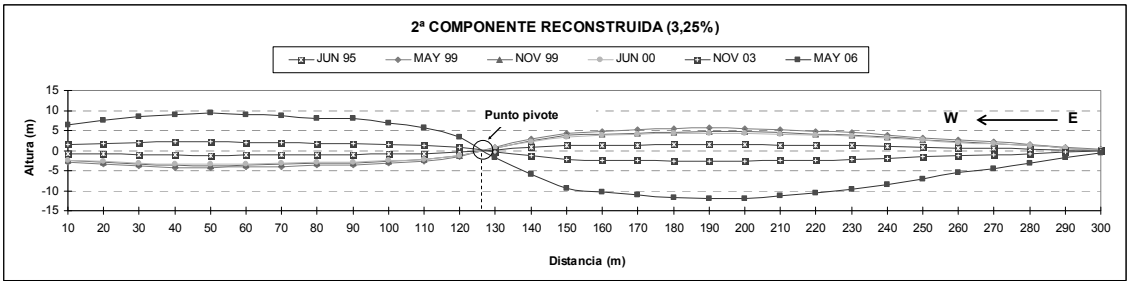


Figura 7. Reconstrucción de la 2ª componente espacio-temporal.

En cuanto a la tercera componente (0.36% de la varianza total explicada), ésta muestra un punto pivote en la zona de barlovento, lo que describe un cambio de esta pendiente de barlovento, suavizándose a partir de Mayo'99 y haciendo que el perfil se vuelva más estable.

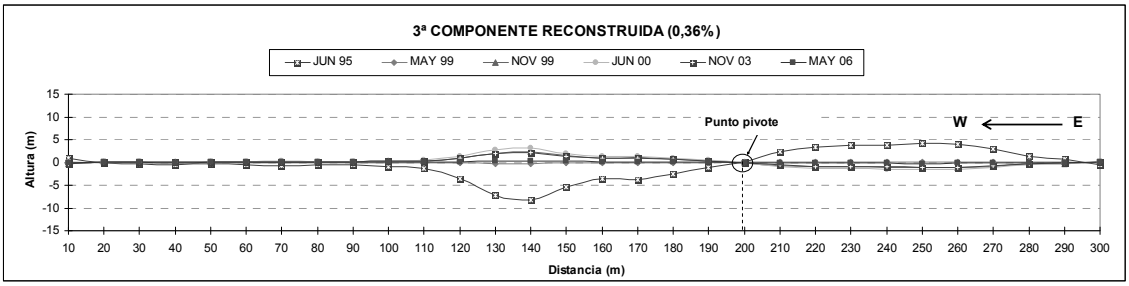


Figura 8. Reconstrucción de la 3ª componente espacio-temporal.

Por último, la cuarta componente espacio-temporal, pese a representar el 0.15% de la variabilidad de los datos, ha permitido la identificación de pequeños movimientos paralelos de avance dunar.

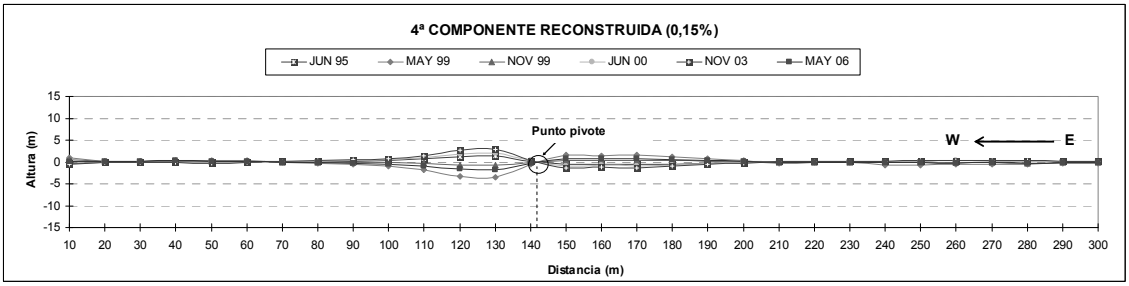


Figura 9. Reconstrucción de la 4ª componente espacio-temporal.

Asimismo, teniendo en cuenta estudios como los realizados por Jimenez et al. (2002) o Rodríguez et al. (2009), se han podido extraer diversos parámetros dunares, como pendientes, alturas, distancias y tasas de avance (Tabla 1). De este modo, puede comprobarse cómo el avance medio dunar ha sido de unos 17.5 m durante el periodo de estudio. La pendiente de sotavento es la que más cambios ha experimentado, con una pendiente media del 28.5%, mientras que la de barlovento se ha mostrado algo más estable, con una pendiente cercana al 18%.

		JUN 95	MAY 99	NOV 99	JUN 00	NOV 03	MAY 06	Media	Desviación
Pendiente barlovento (%)	Max	34,7	27,3	23,9	30,5	25,3	25,2	28,3	3,6
	Media	21,1	19,5	18,7	19,4	16,4	13,0	18,2	2,5
	Min	12,8	11,7	13,4	11,0	7,2	3,9	9,8	3,0
Pendiente sotavento (%)	Max	24,2	63,5	44,3	53,7	23,1	30,8	38,9	16,7
	Media	15,9	50,1	31,7	33,1	23,1	15,1	28,5	12,5
	Min	7,5	39,1	19,2	14,7	23,1	4,0	19,5	11,8
Altura pie duna (m)		4,1	4,2	4,7	5,3	5,1	4,3	4,6	0,5
Altura cresta (m)		23,1	32,6	32,2	31,8	31,3	41,1	31,3	4,9
Altura pie sotavento (m)		16,6	17,6	19,7	21,4	29,0	35,7	23,4	6,5
Distancia pie duna-cresta (m)		90	150	150	160	280	310	193,9	79,0
Distancia cresta-carretera (m)		320	260	259	250	120	90	212,2	83,6
Avance duna (m/año)		-	15,3	2,0	15,4	38,0	12,0	17,5	12,1

Tabla 1. Parámetros dunares obtenidos para el periodo de estudio.

Para una mejor comprensión de los cambios ocurridos en la duna, se muestra una tabla con las extracciones llevadas a cabo durante 15 años (Tabla 2). Nótese cómo el volumen total de arena extraído asciende a más de 440.000 m^3, lo que justifica en parte, los cambios en la altura de cresta y pendiente de sotavento. Estos datos junto con los obtenidos tras los análisis granulométricos (donde se determinó que el D_{50} de las arenas era de 0.29 mm) y meteorológicos (confirmando la intensidad del viento de levante) dan idea de la elevada magnitud del transporte eólico sobre la superficie dunar, incluso necesitando un mayor umbral de velocidad a partir del cual se produce el movimiento de los granos.

EXTRACCIONES DE ÁRIDOS (m^3)

AÑO	ANUAL	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1991	76.700	-	-	-	-	76.700	-	-	-	-	-	-	-
1992	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	174.500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	5.700	-	-	-	-	-	5.700	-	-	-	-	-	-
1997	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	94.787	-	-	15.000	25.000	28.488	16.912	9.387	-	-	-	-	-
2001	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	3.600	-	-	-	-	-	-	-	3.600	-	-	-	-
2004	15.974	-	-	-	-	-	4.387	7.000	-	-	-	4.587	-
2005	31.437	-	4.587	-	-	-	6.750	-	-	4.700	7.700	7.700	-
2006	38.420	-	8.420	-	-	-	-	-	15.000	15.000	-	-	-
TOTAL	441.118												

Tabla 2. Volúmenes de arena extraídos de la duna de Valdevaqueros desde 1991 hasta 2006. Los meses sombreados corresponden a los levantamientos realizados en el estudio.

Comparando estos datos con los resultados obtenidos mediante las EOFs, vemos que hasta 2003 el movimiento natural de las arenas se veía equiparado por el volumen que se iba extrayendo. Sin embargo, pese a estas medidas correctoras, el crecimiento natural fue 6 veces mayor al volumen extraído durante los últimos 3 años, lo que hace pensar en la necesidad de un seguimiento continuado para reflejar posibles tendencias no sólo a medio-largo plazo sino también a muy corto plazo.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se ha llevado a cabo el estudio de la evolución de la duna de Valdevaqueros a largo plazo tras un seguimiento topográfico y posterior análisis mediante Funciones Empíricas Ortogonales (EOFs). La reconstrucción de las EOFs representa un método objetivo de análisis de variabilidad de los datos, tras el cual se han obtenido una serie de componentes espacio-temporales:

- La 1ª componente representa el perfil medio dunar, pues explica el 96,17% de la variabilidad de los datos, a la vez que
- La 2ª componente identifica un transporte basculante de arena de barlovento hacia la cresta.
- La 3ª componente explica cambios en la relación H/L.
- La 4ª componente muestra pequeños movimientos paralelos de avance.

En cuanto a los parámetros dunares obtenidos, llama especialmente la atención una tasa media de migración de casi 18 m/año, siendo una de las dunas más activas actualmente en España. No es de extrañar, entonces, que la duna haya estado sujeta a continuas extracciones de arena, lo que confirma que la pendiente de sotavento haya experimentado tantos cambios a lo largo de 11 años. La pendiente de barlovento, por otra parte, ha presentado valores menos variables, convergiendo a un perfil más estable. A pesar de las continuas extracciones que solían frenar el avance hacia la carretera, se ha detectado un movimiento natural 6 veces superior al volumen extraído durante los últimos 3 años del periodo estudiado.

REFERENCIAS

Arens, S.M., Slings, Q.L., Geelen, L.H.W.T. and van der Hagen, G.J.M., 2007. Implications of environmental change for dune mobility in the Netherlands. *International Conference on Management and Restoration of Coastal Dunes,* Santander, 2007.

Castro, J.W.A., 2005. Burying processes carried out by a mobile transversal dunefield, Paracuru County, State of Ceará , Brazil. Environmental Geology, 49: 214–218.

Chase, B.M and Thomas, D. S.G., 2006. ; Late Quaternary dune accumulation along the western margin of South Africa: distinguishing forcing mechanisms through the analysis of migratory dune forms. Earth and Planetary Science, Letters 251, 318–333.

Del Valle, H.F., Rostagno, C.M., Coronato, F.R. and Bouza, P.J., Blanco P.D., 2008. Sand dune activity in north-eastern Patagonia. Journal of Arid Environments 72, 411–422.

Clemmensen, L.B. and Murray, A., 2006. The termination of the last major phase of Aeolian sand movement, coastal dunefields, Denmark. Earth Surf. Process. Landforms 31, 795–808.

Fages, L., Gómez-Pina, Jiménez-Cuenca, M., Ruiz, J.A., and Muñoz Pérez J.J., 2007. Integrated study of alternatives for Valdevaqueros dune area (Tarifa Co., Cádiz, Spain). Proceedings of the International Conference on Management and Restoration of Coastal Dunes. Santander, pp. 50-51.

Gómez-Pina, G., Muñoz Pérez J.J., Ramírez J.L. and Ley C., 2002. Sand dune management problems and techniques, Spain. Journal of Coastal Research, SI 36, 325-332.

Jiménez, J.A., Maia, L.P., Serra, J. and Morais, J., 2002. Aeolian dune migration along the Ceará coast, north-eastern Brazil. Sedimentology, Volume 46 Issue 4, Pages 689 – 701.

Ley, C., Gallego, J.B. y Vidal, C., 2007. Manual de restauración de dunas costeras.

Muñoz-Pérez, J.J., Navarro, M., Román-Sierra, J., Tejedor, B., Rodriguez, I. and Gómez-Pina, G., 2009. Long-term evolution of a transgressive migrating dune using reconstruction of the EOF method. Volume 112, Issues 1-2, pp. 167-177.

Provoost, S., Ampe, C., Bonte, D. Cosyns, E. and Hoffmann, M., 2002. Ecology, management and monitoring of grey dunes in Flanders. Journal of Coastal Conservation, 10: 33-42.

Rodríguez, I., Montoya, I., Sánchez, M.J. and Carreño, F., 2009. Geographic Information Systems applied to Integrated Coastal Zone Management. Geomorphology, vol. 107, Issues 1-2, pp. 100-105.

Román-Sierra, J., Navarro Pons, M., Muñoz-Pérez, J.J., Gómez Pina, G. y Fages Antiñolo, L., 2004. Ecosistemas dunares en la provincia de Cádiz. Estabilizaciones en Bolonia y Valdevaqueros, T.M. Tarifa. Revista de Obras Públicas, 151, n. 3450, 65-76.

INVESTIGACIÓN DE CAMPO DE YACIMIENTOS ESTRATÉGICOS DE ARENA EN LA COSTA MEDITERRÁNEA ESPAÑOLA

A. García Fletcher[1], G. Díez[1], L. Moreno[2], O. Tamayo[3], L. Brizuela[2], C. Pérez[2], M. Fernández Covarsi[4]

1. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino, Plaza S. Juan de la Cruz, s/n, 28071 - Madrid. agfletcher@mma.es, gdrubio@mma.es

2. INTECSA-INARSA, S.A., C/ Santa Leonor, 32, 28037 - Madrid. luis.moreno@snclavalin.com, laura.brizuela@snclavalin.com, cristina.perez@snclavalin.com

3. ex-INTECSA-INARSA, S.A., otamayo@hotmail.com

4. ex-Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, kovarsi@hotmail.com

INTRODUCCIÓN

La Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (anteriormente Dirección General de Costas) del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino ha comenzado el ejercicio sistemático de efectuar investigaciones geofísicas de la costa española a profundidades comprendidas entre los 40 m y los 80 a 100 m, según los casos, dando así continuidad a los estudios efectuados hasta profundidades de aproximadamente 40 m que se llevaron a cabo hace algunos años.

El proyecto "*Eurosion*" financiado por la Unión Europea sugiere que los Estados Miembros investiguen los denominados "yacimientos estratégicos", con objeto de identificar fuentes de arena potencialmente utilizables, en proyectos de realimentación de playas a escala regional y a largo plazo.

En este marco, se ha desarrollado la investigación de potenciales yacimientos estratégicos de arena en los fondos marinos de la costa mediterránea española. Este artículo describe las metodologías, los equipos utilizados y los resultados obtenidos en relación con un exitoso caso de estudio.

ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se localiza en la costa mediterránea española, a profundidades comprendidas entre 60 m y 100 m. El estudio geofísico previo, realizado entre los 40 m y 100 m de profundidad, detectó la presencia de formaciones similares a grandes dunas de arena (ver Fig. 1). Este hecho llevó a la investigación prospectiva de la calidad del material que constituía esas formaciones, por medio de la ejecución de sesenta sondeos con vibrocorer, distribuidos por una amplia zona de fondo marino. Los prometedores resultados obtenidos en muchas de las muestras recogidas - en cuanto a tamaño del sedimento, potencia de la capa y calidad de la arena - propiciaron la ejecución de una campaña de investigación de detalle.

El área litoral objeto de estudio está sometida a efectos generalizados de erosión, por lo que la identificación y evaluación de yacimientos estratégicos en esta región constituye una herramienta muy valiosa para la implementación de las oportunas estrategias de Gestión Integrada de la Zona Costera.

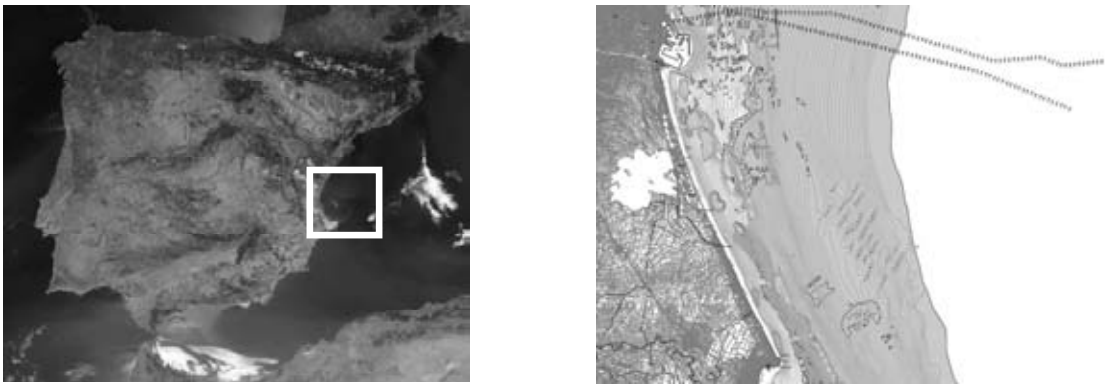


Figura 1. Ubicación del área de estudio y mapa geofísico que muestra las características de las dunas de arena del fondo marino

CAMPAÑA DE CAMPO

La campaña de campo de detalle tuvo como fin la caracterización sedimentológica, bioquímica y biológica del potencial yacimiento, para la estimación del volumen de arena disponible que pudiera ser apto para su uso en proyectos de restauración de playas.

Mediante el análisis sedimentológico se obtuvo información de los espesores de las capas de sedimento y distribución del tamaño de grano en esas capas. Se caracterizaron, además, los sedimentos superficiales del fondo marino, poniendo especial atención a la presencia o ausencia de sedimento fino o fangos.

Durante los análisis bioquímico y biológico se llevaron a cabo diferentes tipos de ensayos, tales como análisis mineralógico, presencia de contaminantes, materia orgánica y microorganismos, caracterización química y determinación de metales pesados. El análisis se completó con la identificación de las comunidades bentónicas.

Una vez determinada la calidad y cantidad de material disponible se evaluó la viabilidad de la explotación, teniendo en cuenta los criterios requeridos por la Administración para la extracción y el uso de sedimentos en la regeneración de playas.

Se establecieron un total de 279 estaciones de muestreo, repartidas por todo el área de estudio, que previamente se había dividido en 5 sectores - en adelante "polígonos" - de acuerdo con sus características y ubicación (Tabla 1.)

Polígono	Número de estaciones de sondeo	Número de muestras de sedimento
A	46	466
B	80	811
C	70	740
D	72	628
E	11	99
Total	279	2744

Tabla 1. Desglose del número de estaciones de sondeo y muestras de sedimento por polígono

Campaña sedimentológica

Se diseñó una campaña específica de 279 sondeos, con un vibrocorer capaz de penetrar hasta 6 m en el fondo marino en ausencia de roca. La ubicación de los puntos de muestreo se seleccionó cuidadosamente, teniendo en cuenta la batimetría previamente obtenida y la información geofísica de detalle de la zona.

Las principales características técnicas del buque y del equipo vibrocorer utilizado (ver Fig. 2) se muestran en la Tabla 2.

Figura 2. Buque de investigación dotado de un pórtico de popa de 7.5 m de alto y del equipo vibrocorer a bordo

Buque de Investigación		Vibrocorer	
Eslora	43.50 m	Potencia eléctrica	16 kW
Manga	7.32 m	Frecuencia	1800-2800 rpm
Calado	3.96 m	Peso total	3200 kg
Arqueo bruto	346 t	Amplitud de la vibración	10 mm

Tabla 2. Principales características técnicas del buque de investigación y equipos de vibrocoring

Inmediatamente antes de la ejecución de cada sondeo se obtuvo información del fondo marino por medio de un perfilador Ore 3.5 kHz, lo que permitió verificar la idoneidad de la ubicación y completar posteriormente la información obtenida.

Sedimentos superficiales

El muestreo del sedimento superficial del fondo marino se realizó mediante una draga Shipeck para evaluar la calidad física y química del sedimento superficial.

Sedimentos sub-superficiales

La campaña específica de toma de muestras sub-superficiales comprendió la ejecución de 279 sondeos, con una penetración máxima esperada de 6 m. La penetración media del vibrocorer fue de 4.8 m, superando ampliamente el mínimo de 4 m requeridos.

Los testigos recuperados en cada sondeo se dividieron en segmentos de 0.5 m de longitud. Se realizaron análisis granulométricos sobre la totalidad de las 2744 muestras recogidas, mientras que el análisis mineralógico y otro tipo de ensayos se llevaron a cabo sobre una serie de muestras seleccionadas.

Con toda la información obtenida se generaron columnas litográficas que corresponden, sondeo a sondeo, con la información recogida por el perfilador en el momento de su ejecución (Fig. 3).

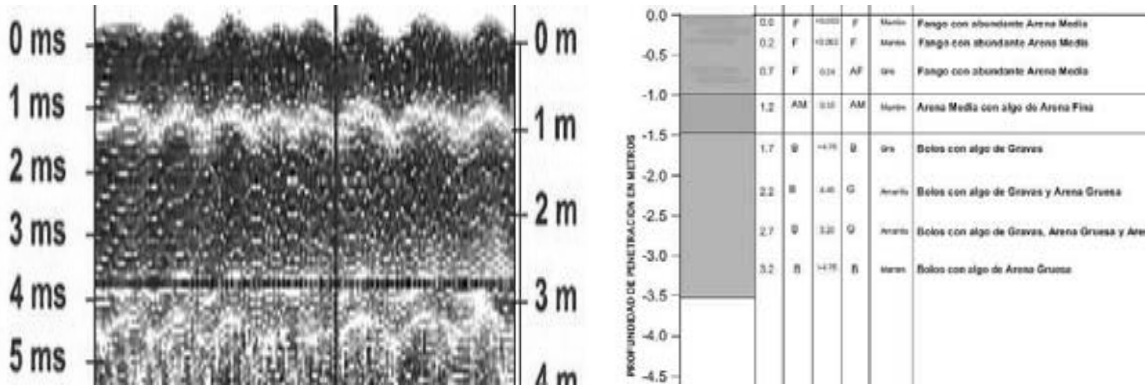


Figura 3. Ejemplo de un perfil de fondo marino y la columna litográfica correspondiente

Campaña Bioquímica

Se realizaron los análisis necesarios para determinar el grado de contaminación, tanto de los sedimentos superficiales como de los sedimentos sub-superficiales, y garantizar el cumplimiento de las normas establecidas por las Autoridades competentes en lo que a la extracción y uso de sedimentos marinos para la regeneración de playas se refiere.

Campaña de identificación de comunidades bentónicas

Durante la campaña de sondeos, previamente a la realización de cada sondeo, se capturaron imágenes de vídeo, con el fin de caracterizar las comunidades bentónicas existentes. Posteriormente se efectuaron grabaciones de vídeo en arrastre en zonas seleccionadas.

La calidad del agua y las corrientes marinas fueron monitorizadas durante el transcurso de toda la campaña de sondeos.

RESULTADOS

Sedimentos superficiales

La mayoría de las muestras de sedimento superficial analizadas presenta un alto porcentaje de material fino. El porcentaje mínimo de finos sobrepasa el 50% en todos los polígonos excepto en el polígono C, donde se observa una gran dispersión de los resultado (Tabla 3). El espesor medio de la capa de material fino es del orden de 1 m, con amplias zonas en las que no está presente dicha capa.

Polígono	Máximo %	Mínimo %	Media %
A	66.44	55.37	59.63
B	76.85	56.82	65.84
C	76.94	12.78	62.67
D	83.90	50.02	63.73
E	84.01	80.03	82.37
Media	77.63	51.00	66.85

Tabla 3. Resultados del porcentaje de material fino en los sedimentos superficiales, por polígono

Sedimentos subyacentes

Los análisis mineralógicos mostraron que los sedimentos subyacentes están compuestos en más del 95% por mineral de cuarzo. Entre el 2% y el 5% corresponde a sedimento bioclástico y la parte restante a fragmentos de roca.

Los análisis granulométricos, realizados antes y después de eliminar las conchas del sedimento, dieron como resultado que el promedio de los D_{50} obtenidos en cada caso, para cada polígono apenas variaba, lo cual es consistente con el bajo contenido en sedimentos bioclásticos identificados en el análisis mineralógico (Tabla 4).

Polígono	D_{50}, con conchas (mm)	D_{50}, sin conchas (mm)
A	0.43	0.43
B	0.36	0.35
C	0.33	0.33
D	0.29	0.28
E	0.21	0.20
Promedio	0.32	0.32

Tabla 4. Resultados del D_{50} por polígono, con y sin conchas

A partir de los resultados de las columnas litográficas se generó un modelo de capas, que facilitó el cálculo del volumen de material apto para proyectos de regeneración de playas, teniendo en cuenta la distribución del tamaño de grano y la ubicación del material apto dentro del yacimiento. La Fig. 4 muestra un ejemplo del modelo de capas para un polígono en particular, en el que se ha aplicado una escala de color a las categorías de tamaño de grano.

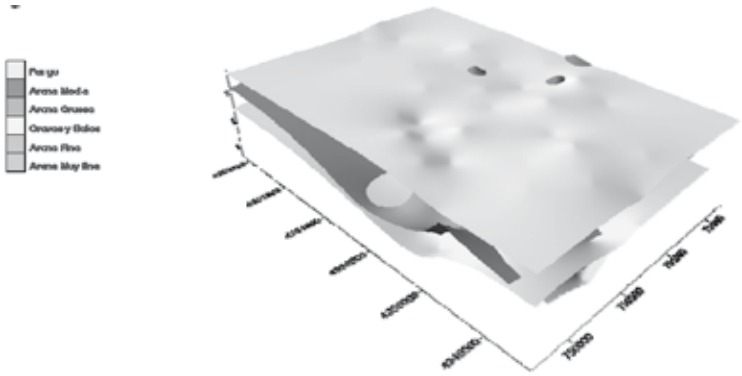


Figura 4. Ejemplo de modelo de capas para un polígono

Una vez evaluado el volumen de material disponible, por tamaño de grano y por polígono, éste se clasificó como sedimento apto o no apto para la regeneración de playas teniendo en cuenta el contenido en material fino. La Tabla 5, muestra el volumen de material apto calculado, contenido en finos y relación entre ellos.

Polígono	Area (m^2)	Volumen de material apto (m^3) (1)	Volumen de material fino superficial (m^3) (2)	Ratio (1) / (2)
A	$4.3 \cdot 10^6$	$12.0 \cdot 10^6$	$3.5 \cdot 10^6$	3.43
B	$9.0 \cdot 10^6$	$29.0 \cdot 10^6$	$8.0 \cdot 10^6$	3.62
C	$6.3 \cdot 10^6$	$25.0 \cdot 10^6$	$4.0 \cdot 10^6$	6.25
D	$5.9 \cdot 10^6$	$22.5 \cdot 10^6$	$9.5 \cdot 10^6$	2.37
E	$0.8 \cdot 10^6$	$1.0 \cdot 10^6$	$0.9 \cdot 10^6$	1.10
Total	$26.3 \cdot 10^6$	$89.5 \cdot 10^6$	$25.9 \cdot 10^6$	3.46

Tabla 5. Resumen, por polígono, de áreas, volúmenes disponibles, y relación entre volumen de material sub-superficial apto para regeneración y material fino superficial

En conclusión, se ha identificado un yacimiento estratégico con aproximadamente $90 \cdot 10^6$ m^3 de arena de gran calidad, apta para la regeneración de playas, y se ha caracterizado mediante sondeos con vibrocorer hasta la profundidad de penetración. A pesar de que parte del yacimiento está cubierto con limo y/o fango, la ausencia de contaminación permite pensar en un amplio repertorio de potenciales usos productivos de ese material.

Los resultados del perfilador muestran que a mayor profundidad el volumen de arena disponible podría ser incluso mayor.

Tras un examen detallado de los resultados se identificaron dos sectores de "actuación prioritaria", coincidentes con zonas donde la capa de sedimento fino es inexistente o despreciable. Estos dos sectores se han denominado "1" y "2" en la Fig. 5. El volumen total de material apto en el sector "2" es de $25 \cdot 10^6$ m^3, con una proporción entre material explotable y fango en torno a 27. El volumen de material apto acumulado en los dos sectores ronda los $35 \cdot 10^6$ m^3, con una proporción entre material explotable y fango cercana a 15.

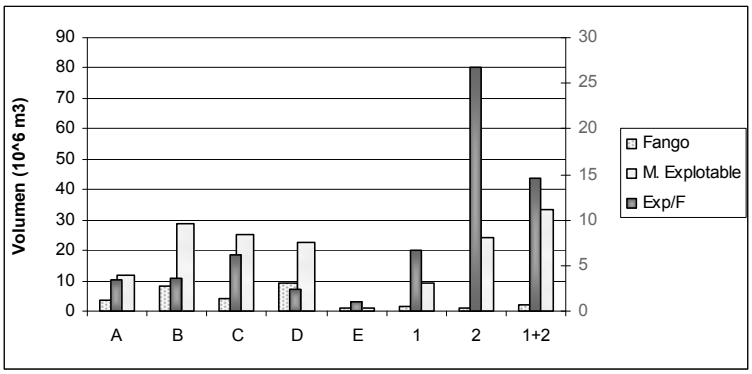


Figura 5. Comparación del volumen disponible de arena adecuada (1), fango superficial (2), y ratio (1)/(2) en los polígonos y en las áreas recomendadas para la explotación

Bioquímica

Sedimentos superficiales

El contenido en materia orgánica en los sedimentos superficiales resultó ser moderado, observándose una relación directamente proporcional a la presencia de finos, con valores en torno al 4% como media.

Otros análisis proporcionaron los siguientes resultados: Potencial redox, positivo; PCBs, ausentes; HAPs, ausentes; indicadores de contaminación fecal, ausentes; xenobiótico (detergentes, FOG), ausentes; tasa de consumo de oxígeno (OCR), bajo.

Las concentraciones de metales pesado, como Cd, Pb, Cr, Zn, Cu, and Ni, se situaron por debajo del umbral del Nivel de Acción 1 (CEDEX, 1994) según las Recomendaciones para la Gestión del Material Dragado, lo que significa que el sedimento puede clasificarse como "Categoría I – Sedimento no contaminado".

Este tipo de material puede verterse libremente en mar abierto con los pertinentes permisos, con la única consideración de los efectos de tipo mecánico. Se consideró que los efectos en la flora y fauna marinas eran inexistentes o despreciables.

Sedimentos Subyacentes

El contenido en material orgánica en los sedimentos subyacentes se situó alrededor del 1%, con una leve disminución a lo largo de la columna estratigráfica. Baja tasa de consumo de oxígeno (OCR) y potencial redox positivo, entre 200 mV y 300 mV; PCBs, ausentes; HAPs, ausentes; indicadores de contaminación fecal, ausentes; xenobiótico (detergentes, FOG), ausentes.

Se analizaron los metales pesados en dos capas de 1 m de espesor tomadas desde la superficie hacia el fondo. En todos los casos, tanto la concentración máxima como la concentración media para cada uno de los metales pesados estaba por debajo del Nivel de Acción 1 de acuerdo con las recomendaciones del CEDEX (1994), de manera que el material puede clasificarse como “Categoría I – Sedimento no contaminado”.

Este tipo de material puede verterse libremente al mar con las correspondientes autorizaciones, con la única consideración de los efectos de tipo mecánico. Se consideró que los efectos sobre la flora y la fauna marinas son nulos o insignificantes.

La arena procedente del yacimiento es apta para el dragado y su posterior uso como material de aportación a playas, según los estándares considerados en las normar españolas (Buceta, 2000).

Comunidades bentónicas

Las comunidades bentónicas identificadas a lo largo de toda el área pertenecen a la comunidad de arenas fangosas con enclaves de detrítico enfangado. La dominancia de especies de la familia Cirratulidae en la comunidad macrobentónica, en este caso en particular, se asocia a las condiciones naturales de la zona de estudio y no a la existencia de contaminación.

La detección de una comunidad de peces demersales en la zona aconseja evaluar las posibles implicaciones de la explotación del yacimiento sobre las pesquerías.

CONCLUSIONES

Conforme al proyecto de la Unión Europea "*Eurosion*" se ha iniciado en España la investigación de yacimientos estratégicos. En este marco se encuadra el presente estudio, en el cual se ha identificado y documentado exhaustivamente un yacimiento a través de la realización de un promedio de 1 sondeo de 4.8 m de penetración media, por cada 322.000 m^3 de arena calificada como apta para proyectos de regeneración.

El volumen de arena de calidad que contiene el yacimiento es de al menos $90 \cdot 10^6$ m^3. No se ha detectado presencia de contaminantes en la capa de arena, ni en la capa de material fino que cubre la zona de estudio. Esa ausencia de contaminación abre un amplio abanico de usos potenciales, tanto de la arena, como de los sedimentos finos.

Se han definido dos áreas de "acción prioritaria" cuyo contenido en material disponible para la extracción suma más de $33.4 \cdot 10^6$ m^3 de arena de gran calidad con $2.3 \cdot 10^6$ m^3 de finos en una capa de menos de 0.5 m espesor.

El yacimiento se localiza entre 60 m y 100 m de profundidad, lo que es una limitación que hay que tener en cuenta de cara a su posible explotación. Técnicamente la extracción de arena a esa profundidad es posible, aunque previamente conviene llevar a cabo un estudio de estrategias de explotación del yacimiento, en función de la disponibilidad de dragas, las necesidades de regeneración de playas de la región, la viabilidad económica de la operación, y las limitaciones medioambientales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar el permiso otorgado para la publicación de esta información.

REFERENCIAS

CEDEX, 1994. Recomendaciones para la gestión del material dragado en los puertos españoles (RGMD/94).

Buceta, J.L., 2004. Guía Metodológica para la elaboración de estudios de impacto ambiental de las extracciones de arenas para la regeneración de playas, CEDEX, 51 pp.

COMPARACIÓN DE LA TURBIDEZ NATURAL DEL PLACER DE MECA FRENTE A LA GENERADA POR UN DRAGADO.

J. Román-Sierra[1], M. Navarro[2], I. Caballero[2], J.J. Muñoz-Pérez[1], G. Gómez[1], A. de la Casa[1], L. Fages[1], M. Barrientos[3].

1. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico (MMARM). C/ Marianista Cubillo, 7, 11061, Cádiz. at_jroman@mma.es; jjmperez@mma.es;
2. Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. Universidad de Cádiz. Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real (Cádiz). jorge.roman@uca.es; marina.navarro@uca.es.
3. Departamento de Medio Marino. Tecnoambiente–Andalucía (Jerez de la Frontera, Cádiz). mario.barrientos@tecnoambiente.com

ABSTRACT

La erosión de las playas y el retroceso de la línea de costa se presenta como un hándicap a resolver para las administraciones con competencia. La actual problemática que presenta la escasez de fuentes de arena apta para regeneraciones de playa a lo largo del litoral español, conlleva a la búsqueda de yacimientos de arena marítimos mediante obras de dragado. El yacimiento arenoso del Placer de Meca (Barbate), se presenta como una reserva importante para la regeneración de las playas adyacentes. En la presente investigación, se han comparado las propiedades físicas y químicas naturales del Placer de Meca (especialmente la turbidez), y las resultantes durante el dragado del mismo y su posterior vertido en la playa de El Palmar (T.M. de Vejer). Aunque se han llegado a obtener valores aislados y puntuales de turbidez 2 veces superior a la media en condiciones normales, se puede afirmar que los dragados y vertidos asociados a la obra no ha mermado la calidad hidrológica del entorno.

INTRODUCCIÓN

En el último siglo, la línea de costa de la provincia de Cádiz se encuentra en un estado de recesión litoral. Este suceso es debido en parte a causas como fenómenos de subsidencia, aumento del nivel del mar y más a corto plazo, a causas antrópicas como construcciones de diques y espigones a lo largo de la costa (Muñoz-Pérez et al., 2001). El análisis de datos de campo y fotografías aéreas a lo largo del último medio siglo, han determinado una tasa de recesión máxima de la línea de costa de aproximadamente 1 metro lineal por año en algunos de los puntos de la costa de la provincia de Cádiz (Muñoz-Pérez y Enríquez, 1998).

La actual problemática que presenta la escasez de fuentes de arena apta para regeneraciones de playa a lo largo del litoral español, conlleva a plantearse la búsqueda de yacimientos de arena alternativos como son la redistribución y basculación de arenas dentro de la misma playa, la utilización de arenas de cantera y el dragado de zonas marinas como puertos, desembocadura de ríos y otros placeres marítimos cada vez más alejados de la línea de costa. Hoy día esto es posible debido a que las dragas actuales cuentan con una mayor capacidad de dragado a grandes profundidades (hasta 100 m.). Dicha aptitud abre la puerta a posibles nuevos hallazgos de placeres marítimos arenosos, hasta ahora no explotados.

El dragado y la descarga del material dragado podrían definirse como un proceso artificialmente inducido de erosión, transporte y deposición de los sedimentos. Este proceso tiene el potencial para producir directa o indirectamente impactos negativos y/o positivos en el ambiente de las áreas dragadas y las zonas de descargas del material dragado así como en áreas cercanas (Landaeta, 1995). Frente a las obras de dragado, pueden presentarse posibles problemas asociados a la pluma de sedimentos, como alteraciones en la calidad de las aguas del entorno, tanto en la zona de dragado como en la de vertido.

El dragado de amplias zonas marítimas "*offshore*" y su posterior vertido en playas del litoral, da lugar al estudio de alteraciones producidas en la calidad de las aguas del entorno (Drucker *et al*., 2004; Hitchcock y Bell, 2004), así como posibles impactos directos e indirectos que se puedan generar durante y después de un dragado.

En el caso que nos ocupa, la zona de estudio constituye el rico yacimiento arenoso denominado como Placer de Meca, situada al oeste del Cabo de Trafalgar (T.M. Barbate), sobre la plataforma continental que se extiende frente a la costa de Cádiz. Esta zona forma parte del paso occidental del Estrecho de Gibraltar (figura 1). La zona de estudio comprende la zona de dragado ya descrita y la zona de vertido, correspondiente a la playa de El Palmar (T.M. Vejer de la Frontera). En dicha zona se presentan elementos del Cuaternario,

característicos de las marismas y aluviales, tales como limos, cantos, arenas, gravas y arcillas.

Figura 1. Localización de la zona de estudio (Playa de El Palmar).

Dicho placer de arena, se encuentra situado a unos 5 Kilómetros de la línea de costa, formando una plataforma triangular sumergida frente al Cabo de Trafalgar con una profundidad que oscila entre los 15 y los 20 metros. La zona presenta formaciones irregulares en los fondos marinos del entorno de estudio, como son las lajas de Conil, los bajos rocosos del Cabo de Trafalgar y los bajos arenosos de El Placer de Meca.

El principal objetivo de este artículo es la determinación de posibles alteraciones en la calidad físico-química y biológica de las aguas durante el dragado del placer de Meca para la regeneración de la playa de El Palmar, T.M. Vejer de la Frontera (Cádiz).

METODOLOGÍA

El Departamento de Física Aplicada de la Universidad de Cádiz, en colaboración con la empresa Tecnoambiente S.L., ha comparado las propiedades fisico-químicas naturales del Placer de Meca, con las generadas en el entorno durante las obras de dragado y vertido en la playa de El Palmar, que ha desarrollado la Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico (T.M. de Vejer).

Los trabajos de regeneración comenzaron a mediados de junio y finalizaron a final de julio de 2008. Para establecer las posibles variaciones de la calidad hidrológica derivadas de la ejecución de dichos trabajos, se realizó una campaña preoperacional, que ha servido para conocer la calidad hidrológica del medio en ausencia de las citadas obras y una campaña de periodicidad semanal durante el trascurso de las mismas, con un total de 8 campañas. La draga utilizada fue una draga de succión en marcha (Ham 311), con una capacidad de carga de arena en cántara superior a los 3.500 metros cúbicos, una potencia de la bomba de 1.500 Kw en carga y 2.800 Kw en descarga, y con una profundidad máxima de dragado hasta 30 metros.

Trabajos de campo

Para el cumplimiento del objetivo propuesto se han establecido cuatro estaciones de control en la zona de dragado, y seis en la de alimentación, repartidas estas últimas a lo largo de dos transectos perpendiculares a la línea de costa con tres estaciones en cada uno, a las profundidades de 2, 5 y 10 metros (figura 2).

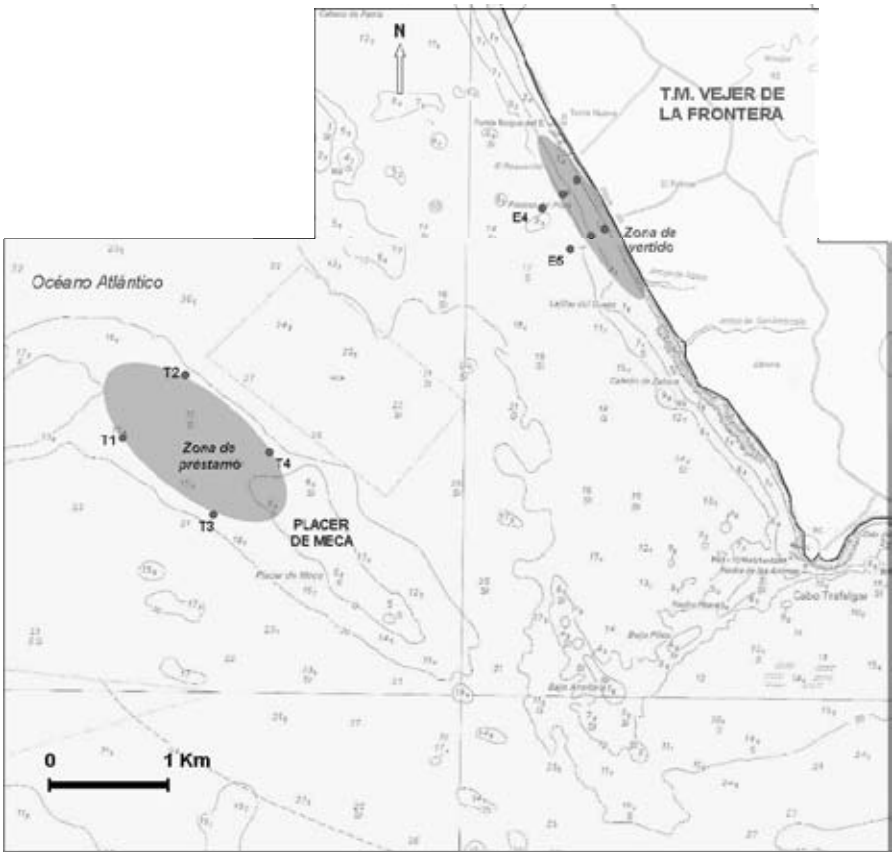


Figura 2. Localización de las 10 estaciones de muestreo (Zona de dragado y de vertido).

Todas las estaciones fueron geoposicionadas mediante la utilización de un GPS de precisión centimétrica. Es evidente que el número de estaciones de muestreo, el tipo y frecuencia de los análisis químicos, son consideraciones importantes incluso para dragados a pequeña escala (Lewis et al., 2001).

En cada una de las estaciones se determinaron varios parámetros físico-químicos en continuo como la temperatura, conductividad/salinidad, pH, potencial red-ox, oxígeno disuelto, y especialmente la turbidez, obteniendo perfiles completos de la columna de agua. El equipo utilizado para llevarlas acabo fue una sonda multiparamétrica HIDROLAB DS-5X (figura 3). Asimismo, se tomaron muestras de arena en todas las estaciones para su posterior análisis granulométrico.

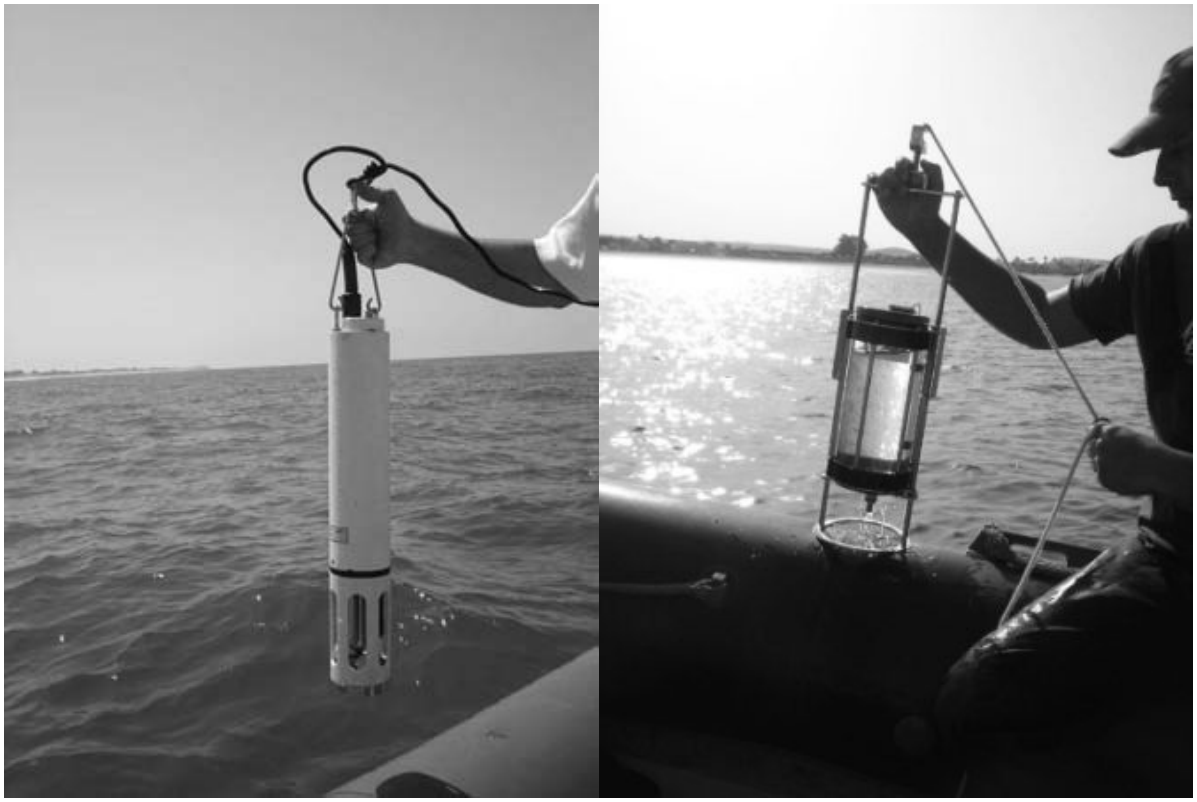


Figura 3. Sonda multiparamétrica (izd.) y botella oceanográfica Ruttner (der.)

Trabajos de laboratorio

Asimismo, en cada una de estas estaciones, se tomaron muestras de agua a dos niveles (superficie y fondo), al objeto de determinar en laboratorio la concentración de sólidos en suspensión. Se tomaron dos muestras en cada una de las estaciones seleccionadas, en superficie y a 1 metro del fondo, de forma manual en el primer caso y mediante una botella

oceanográfica tipo Ruttner/Niski de 2 L en el segundo. Las muestras fueron adecuadamente conservadas y enviadas a laboratorio homologado para su análisis mediante la técnica de gravimetría.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los parámetros físico-químicos fueron determinados en toda la columna de agua antes, durante y tras las operaciones de dragado y vertido de sedimento en las diez estaciones de muestreo.

Conforme a la Directiva 98/83/CE del Consejo de la Unión Europea, de 3 de noviembre de 1998, relativa a la calidad de las aguas destinadas al consumo humano del agua potable de la UE, el nivel de turbidez del agua superficial para consumo humano, ha de ser como máximo de 1,0 NTU (Unidades de Turbidez Nefelométricas) en la salida de la estación de tratamiento de aguas.

En el caso de la turbidez del agua marina, se determinaron valores naturales del medio en torno a 2 y 10 NTU. En principio, de las variables medidas con la sonda multiparámetro, la turbidez es la que debería verse alterada de una forma más clara por las labores asociadas al dragado del lecho marino, debido a la resuspensión del material sedimentario. Aún así, los valores obtenidos para los sólidos en suspensión son muy bajos; siendo similares los medidos en la campaña preoperacional a los alcanzados durante las labores de dragado. Estos resultados concuerdan con los bajos valores de turbidez detectados al realizar los perfiles hidrológicos durante las obras, habiéndose registrado en el peor de los casos, cantidades máximas puntuales de 25 NTU en la zona de vertido, junto a la zona de rompiente (batimétrica de -2 m).

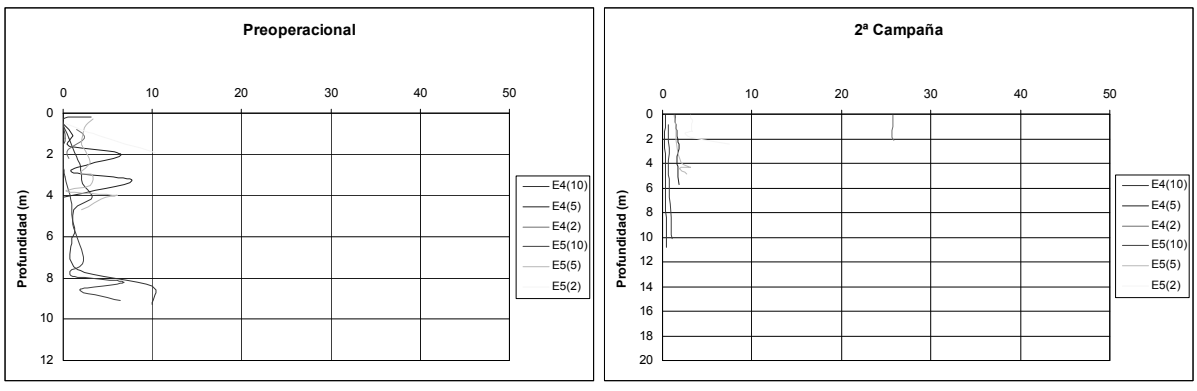


Figura 4. Gráficos de turbidez medida en la zona de vertido en la columna de agua.

De forma similar a la zona de vertido, en la zona de dragado se obtuvieron valores naturales preoperacionales por debajo de los 8 NTU en toda la columna de agua. Durante las obras de dragado de El Placer de Meca, se registraron valores fluctuantes de turbidez, pero muy constantes y bajos en la columna de agua (figura 5), siempre en un rango similar a los datos obtenidos en condiciones normales y/o tormenta del medio.

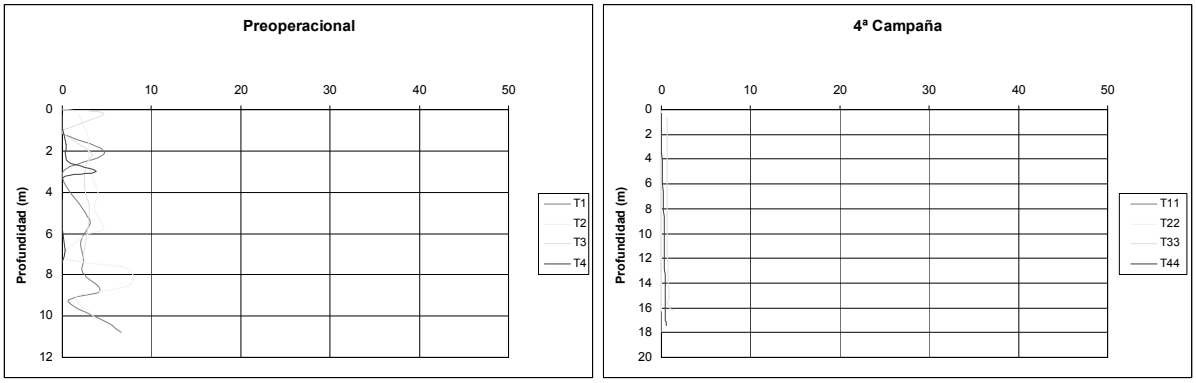


Figura 5. Gráficos de turbidez medida en la zona de dragado en la columna de agua.

Dichos valores tan bajos de turbidez se puede deber en gran parte al elevado tamaño medio (D_{50} = 0,32 mm) detectado, en el análisis granulométrico efectuado en la arena de la zona de dragado en el Placer de Meca. En la Tabla 1 se puede apreciar los resultados para cada una de las muestras obtenidas y de la muestra maestra de la arena dragada.

MUESTRA	PORCENTAJE DE FINOS	D50 (mm)
T1	0,00	0,35
T2	0,00	0,35
T3	0,00	0,30
T4	0,00	0,30
E4 (2)	0,00	0,32
E4 (5)	0,00	0,30
E4 (10)	0,00	0,29
E5 (2)	0,00	0,32
E5 (5)	0,00	0,32
E5 (10)	0,00	0,28
MUESTRA MAESTRA	**0,00**	**0,32**

Tabla 1: Resultados del análisis granulométrico efectuado en la arena dragada:

Además de la turbidez, se analizaron los resultados obtenidos del resto de parámetros físico-químicos de temperatura, conductividad/salinidad, pH, potencial red-ox y oxígeno disuelto, sin que ninguno de ellos mostrase variaciones anómalas de las mostradas en condiciones normales.

Los resultados de la concentración de sólidos en suspensión se obtuvieron una vez se analizaron las muestras de agua recogidas en las botellas oceanográficas. Salvo valores puntuales y aislados, se obtuvieron valores muy bajos, la mayoría por debajo del nivel mínimo de detección de la técnica de análisis, similar a las condiciones naturales del entorno. Por lo general, los valores de concentración de Sólidos en Suspensión durante la fase de obra de dragado del placer y regeneración de playa son similares a los obtenidos en la fase preoperacional. Estos valores están en concordancia con los bajos valores de turbidez obtenidos.

CONCLUSIONES

Aunque puede ocasionarse un aumento de la turbidez de manera temporal y muy localizada en la pluma de sedimentos, en general los valores obtenidos en las campañas operacionales no superan los registrados en la campaña preoperacional. El resto de parámetros físico-químicos no han mostrado variaciones anómalas de las mostradas en condiciones normales.

En cuanto a los valores de concentración de Sólidos en Suspensión durante la fase de obra de dragado del placer y regeneración de playa, también son similares a los obtenidos en la fase preoperacional. Estos valores están en concordancia con los bajos valores de turbidez obtenidos.

Como conclusión general se puede afirmar que los dragados y vertidos asociados a la obra no han producido un aumento general de la turbidez, ni han mermado la calidad hidrológica del entorno.

REFERENCIAS

Directiva 98/83/CE, del Consejo de la Unión Europea, de 3 de noviembre de 1998, relativa a la calidad de las aguas destinadas al consumo humano del agua potable de la UE. Diario Oficial de las Comunidades Europeas. L 330/32. 05/12/98.

Drucker, B.S.; Waskes, W. y Byrnes M.R., 2004. The U.S. minerals management service outer continental shelf sand and gravel program: environmental studies to assess the potential effects of offshore dredging operations in federal waters. Journal of Coastal Research, vol.20–1, pg.1-5.

Hitchcock, D.R. y Bell, S., 2004. Physical impacts of marine aggregate dredging on seabed resources in coastal deposits. Journal of Coastal Research, vol.20–1, pg.101-114.

Landaeta, C.J., 1995. Potenciales impactos ambientales generados por el dragado y la descarga del material dragado. Instituto Nacional de Canalizaciones. Dirección de Proyectos e Investigación, Caracas – Venezuela.

Lewis, M.A.; Weber, D.E.; Stanley, R.S.; Moore, J.C., 2001. Dredging impact on an urbanized Florida bayou: effects on benthos and algal-periphyton. Environmental Pollution Vol. 115, pag. 161–171

Muñoz-Pérez, J.J.; López de San Román-Blanco, B.; Gutiérrez-Más, J.M.; Moreno, L.; Cuena, G.J., 2001. Cost f Beach maintenance in the Gulf of Cadiz (SW Spain). Coastal Engineering, vol. 42, pg.143-153.

Muñoz-Pérez, J.J., Enríquez, J., 1998. Dinámica litoral de una unidad fisiográfica completa: Sanlúcar-Rota. Revista de Obras Públicas, Vol. 3375, pag. 35-44.

ANÁLISIS COMPARATIVO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PRESIONES IMPULSIVAS EN DIQUES VERTICALES EXPUESTOS A OLEAJE ROMPIENTE

Carlos BRINES BOIX y Jose A. GONZÁLEZ-ESCRIVÁ

Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, España; carbribo@upv.es ; jgonzale@upv.es

INTRODUCCIÓN.

Los diques verticales ofrecen al oleaje un paramento sensiblemente vertical que refleja gran parte de la energía incidente, diseñándose habitualmente en emplazamientos a una profundidad suficientemente grande para hacer frente a oleaje no rompiente debido a que las fuerzas de presión impulsiva con oleaje rompiente pueden alcanzar valores de hasta 10 veces el valor hidrostático asociado al oleaje (Bagnold, 1939). Además, la deformación elástica de la banqueta de cimentación del dique vertical, medida en condiciones de oleaje rompiente, implica la existencia de una presión efectiva de dos a tres veces en condiciones de rotura respecto de la hidrostática correspondiente a una misma altura de ola (Goda, 1994). La aparición de estas elevadas presiones debidas al impacto de este tipo de oleaje causan, en la mayoría de los casos, daños importantes sobre las estructuras de diques verticales. Sin embargo a pesar de las consecuencias potencialmente desastrosas que provocan tal efecto, poco se conoce sobre el mecanismo de rotura del oleaje así como de la interacción de éste sobre la estructura. Es por ello que los métodos de cálculo más empleados en la actualidad para la estimación de las presiones de tipo impulsivas, en aquellos casos en los el dique vertical estuviese expuesto a oleaje rompiente, tienen base en la experimentación física a escala Takahashi et al. (1996) y PROVERBS (2001).

En el *Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV)* se ha llevado a cabo la experimentación física a escala de varias secciones de dique vertical expuesto a condiciones de rotura de oleaje sobre el paramento vertical. El análisis comparativo de los registros experimentales y estimaciones teóricas de las fuerzas máximas impulsivas horizontales que se producirían permitirá determinar la idoneidad de las formulaciones teóricas existentes así como la cuantificación del

posible sobredimensionamiento en su caso y de los efectos de escala que pueden producirse.

FÓRMULAS DE DISEÑO.

Debido a que todavía no es posible predecir de forma analítica las presiones impulsivas producidas por el impacto de un oleaje rompiente, todos los métodos de cálculo existentes hasta la actualidad se basan en la experimentación. A continuación se describirán, de forma breve, los métodos de cálculo más utilizados para estimar la distribución de presiones horizontales, así como las fuerzas horizontales de tipo impulsivas sobre las estructuras de paramento vertical.

Hiroi (1919).

Hiroi en 1919 diseña un primer diagrama de presiones de gran utilidad debido a su sencillez. Este modelo es muy conservador para grandes láminas de agua, definiendo una ley rectangular uniforme y cuya formulación es:

$P_{máx} = 1,50 \cdot \gamma_w \cdot H$; Siendo γ_w la densidad del agua del mar y H la altura de ola de cálculo.

Minikin (1950).

Minikin (1950) obtuvo un avance espectacular en cuanto al cálculo de las cargas impulsivas, utilizando los resultados de Bagnold (1939) y sus propias experiencias, para definir la carga de impacto, obteniendo una expresión altamente contrastada y respetada, aunque su valor proporcione fuerzas extremadamente elevadas de 15 a 18 veces mayor que las dadas para olas no rotas S.P.M. (Shore Protection Manual) (1973).

El modelo consiste en el cálculo de la máxima presión dinámica a la altura del nivel del agua en reposo. La disminución de la presión, hasta llegar a un valor de cero a una distancia de H/2 por encima y por debajo del nivel del agua en reposo (SWL), se realiza de forma parabólica. Además la presión hidrostática aumenta debido a la elevación sobre el nivel del agua en reposo. La distribución de la presión dinámica es:

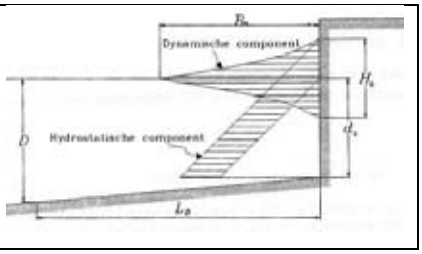
$p_{dinamica}(z) = p_{\max;dinamica}\left(1-\frac{2\lvert z\rvert}{H}\right)^2$, *para* $\lvert z\rvert$ *entre* $\left[0, H/2\right]$	
$p_{\max} = 101w\frac{H_b}{L_D}\frac{d_s}{D}(D+d_s)$	

Tabla 1. Diagrama de presiones de Minikin

Siendo:

$p_{\max}$	Máxima presión dinámica	$\left[kN/m^2\right]$
H_b	Altura de ola en el momento de la rotura	$[m]$
d_s	Profundidad al pie del monolio	$[m]$
D	Profindidad a una longitud de ola del monilito	$[m]$
L_D	Longitud de ola a la profundidad D	$[m]$

Goda (1974).

Goda (1974) desarrolló este método con la inquietud de obtener una fórmula válida tanto en la zona de olas estacionarias como de olas en rotura. Posteriormente, se comprobó que para estos últimos casos su expresión minimizaba los esfuerzos y, como consecuencia, se alejaba de la seguridad.

El diagrama propuesto tiene su mayor intensidad de presión p_1 en el nivel de agua en reposo considerado, y es nula a una altura máxima de $1{,}50H_d$ sobre este nivel. En el fondo se considera una presión imaginaria p_2, muy sensible al periodo, siendo p_3 una interpolación lineal entre los valores de p_1 y p_2.

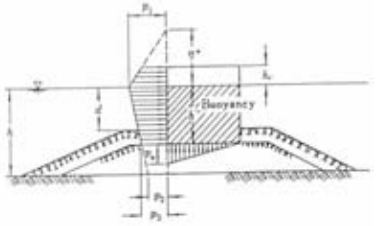
$\eta^* = 0.75\left[1+\cos(\beta)\right]H_D$	
$p_1 = 0.50\left[1+\cos(\beta)\right]\left[\alpha_1+\alpha_2\cos^2(\beta)\right]\rho_w g H_D$	
$p_2 = p_1/\cosh(2\pi h/L)$	
$p_3 = \alpha_1 p_1$	
$p_u = 0.50\left[1+\cos(\beta)\right]\alpha_1\alpha_3\rho_w g H_D$	

Tabla 2. Diagrama de presiones de Goda

Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1994).

Takahashi et al. (1994), propusieron una modificación al método clásico de Goda (1974 y 1985) basada en nuevos resultados de ensayos de laboratorio. Estos modelos se han centrado en estudiar las presiones de impacto en profundidades reducidas, dado que la formulación tradicional no las estima con suficiente exactitud, infravalorándola.

Por este motivo, cuando un cajón tiene el inconveniente de presentar relaciones d/h<0,70 pueden aparecer presiones impulsivas por lo que es necesario utilizar el modelo de Takahashi, 1992, o Goda modificado, y por tanto, debe comprobarse este efecto instantáneo de respuesta rápida.

La distribución de presiones sobre el dique sigue teniendo la misma forma que la planteada por Goda (1974 y 1985) pero incluye nuevos parámetros que tienen en cuenta las presiones impulsivas, este nuevo parámetro es α_I.

PROVERBS (2001).

Un nuevo método y más genérico ha sido desarrollado sobre la base de los ensayos realizados en modelos a pequeña y gran escala, así como en consideraciones teóricas y estadísticas en el proyecto Europeo de Investigación PROVERBS (PRObabilistic Design Tools for VERtical BreakwaterS) (Oumeraci et al., 2001). El método se describe de forma breve a continuación para el cálculo de las cargas impulsivas horizontales. A diferencia de la carga obtenida mediante la formulación de Goda (1985), las cargas que se obtienen de este método son dependientes del tiempo y, por lo tanto, aplicable un análisis de la estabilidad dinámica geotécnico-estructural pudiéndose calcular una carga estática equivalente.

La fuerza de oleaje relativa $F^*_{h,máx}$ se define como la razón entre la fuerza horizontal producida por el oleaje $F_{h,máx}$ y el producto $\rho g H_b^2$

$$F^*_{h,máx} = \frac{F_{h,máx}}{\rho g H_b^2}$$; sinedo H_b la altura de ola rota.

El valor de la fuerza adimensional $F^*_{h,máx}$ se determina asumiendo una distribución GEV:

$$F^*_{h,máx} = \frac{\alpha}{\gamma}\left\{1 - \left[-\ln P\left(F^*_{h,máx}\right)\right]^{\gamma}\right\} + \beta$$

donde:

$P\left(F^*_{h,máx}\right)$ = probabilidad de no excedencia que se considera del 90%.

α, β, y γ= son los parámetros de la distribución GEV de $F^*_{h,máx}$, descritos por Allsop y Kortenhaus (2001) como una función de la pendiente del fondo marino.

Una vez conocido el valor de F_h la distribución de presiones correspondiente a éste valor es similar a la planteada por Goda.

EXPERIMENTACIÓN Y ANÁLISIS.

Los ensayos, a escala 1:25, se ejecutaron en el canal 2D del LPC-UPV descrito en González-Escrivá et al (2002), sobre modelos de secciones de dique vertical como el representado en la figura 1.

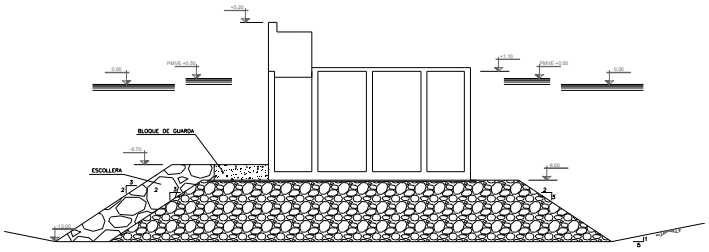


Figura 1. Sección tipo de dique vertical ensayada

Las condiciones de oleaje a ensayar incluían el empleo de un espectro de ola tipo JONSWAP con γ = 2,9, llevándose a cabo ensayos de oleaje de periodo T = 11 s, partiendo de un oleaje no rompiente e incrementando la altura de ola en 0,50 m hasta alcanzar la máxima altura de ola limitada por las condiciones de fondo, es decir, al estabilizarse la máxima altura de ola compatible con el fondo. Adicionalmente, se efectuó una repetición de cada ensayo.

El esquema instrumental empleado constaba de dos grupos de sensores de medición de oleaje de tipo capacitivo para la estimación del oleaje incidente y reflejado al pié de la estructura y junto al generador mecánico de oleaje con la metodología descrita en Medina (2001). La medición de las subpresiones en la base del cajón y en la pared frontal expuesta al oleaje se llevó a cabo mediante 9 sensores de presión embebidos

en la estructura (Fig. 2). Asimismo se efectuó la filmación de video a través de las paredes laterales del canal (oleaje impactando sobre el dique en la fotografía en la figura 2).

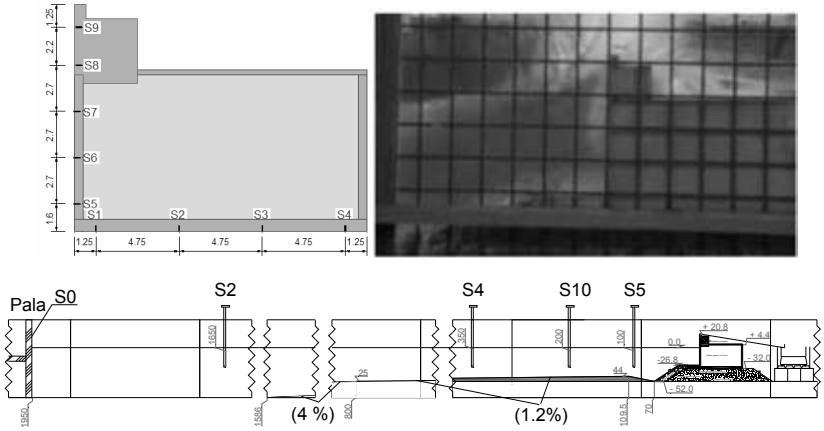
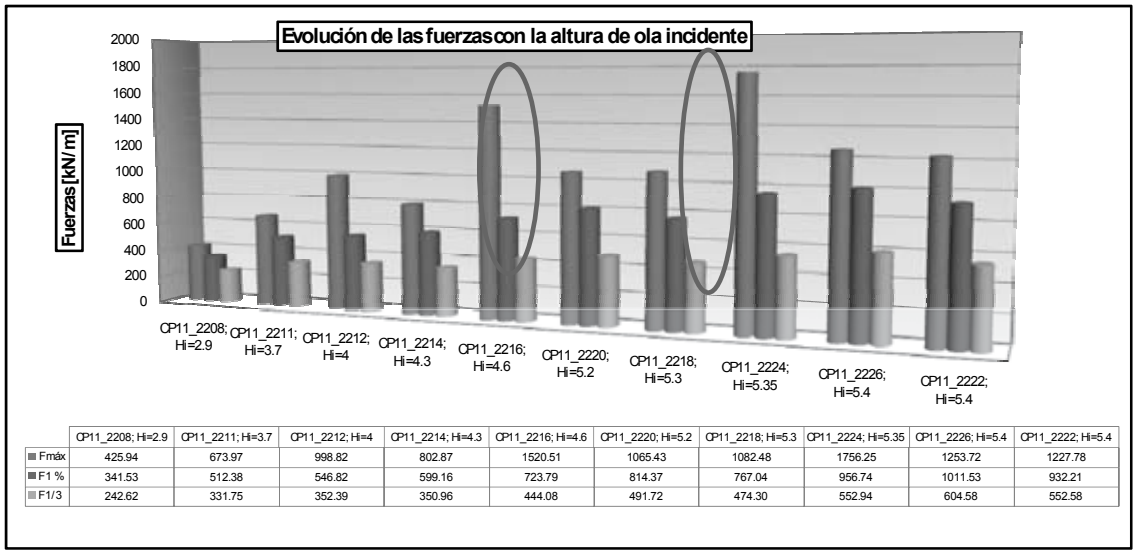


Figura 2- Arriba a la izquierda y abajo: posición de los sensores de nivel y de presión utilizados para la realización de los ensayos. A la derecha: fotografía del instante de impacto de un oleaje sobre el dique.

Se realizaron un total de 10 ensayos con dos ejecuciones cada uno y de una duración aproximada de 1000 olas. En la figura 2 se observa la evolución de las fuerzas horizontales con el aumento de la altura de ola incidente.



	CP11_2208; Hi=2.9	CP11_2211; Hi=3.7	CP11_2212; Hi=4	CP11_2214; Hi=4.3	CP11_2216; Hi=4.6	CP11_2220; Hi=5.2	CP11_2218; Hi=5.3	CP11_2224; Hi=5.35	CP11_2226; Hi=5.4	CP11_2222; Hi=5.4
Fmáx	425.94	673.97	998.82	802.87	1520.51	1065.43	1082.48	1756.25	1253.72	1227.78
F1 %	341.53	512.38	546.82	599.16	723.79	814.37	767.04	956.74	1011.53	932.21
F1/3	242.62	331.75	352.39	350.96	444.08	491.72	474.30	552.94	604.58	552.58

Figura 3. Evolución de las fuerzas obtenidas experimentalmente con la altura de ola incidente.

Se observó, durante el análisis de los resultados, como algunos ensayos, con menor altura de ola, proporcionaban mayores fuerzas horizontales, que otros ensayos con mayor altura de ola. Esto es debido a una mayor rotura del oleaje y como consecuencia a la aparición de fuerzas de tipo impulsivas.

Durante la realización de los ensayos se llegaron a registrar presiones con valores superiores a **200 kN/m^2**, siendo la máxima fuerza horizontal registrada de **1756,25 kN** por metro lineal de dique, a la altura del espaldón del dique. Como se observa en las figuras 4 y 5, las distribución de presiones y fuerzas con el tiempo corresponden a presiones y fuerzas de tipo impulsivas, según el modelo de rotura impulsiva de Takahashi et al. (1994).

Cabe resaltar qu la frecuencia de muestreo empleada en los experimentos fue de 20Hz, considerándose adecuada para el estudio.

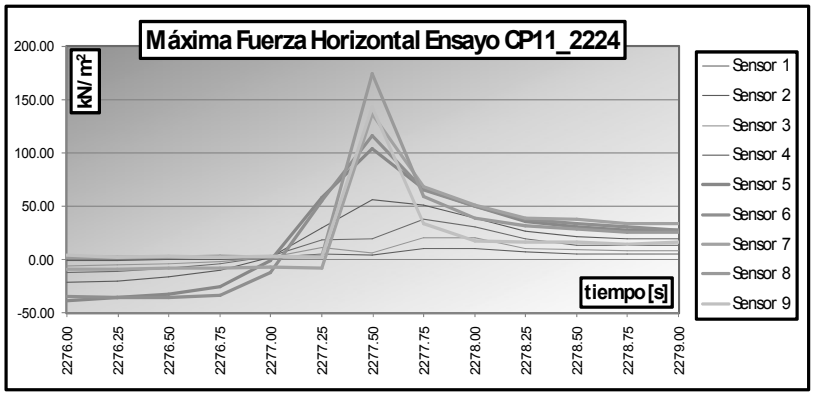


Figura 4. Representación gráfica de los valores de presión registrados (kN/m^2) Máxima fuerza horizontal en el CP11_2224

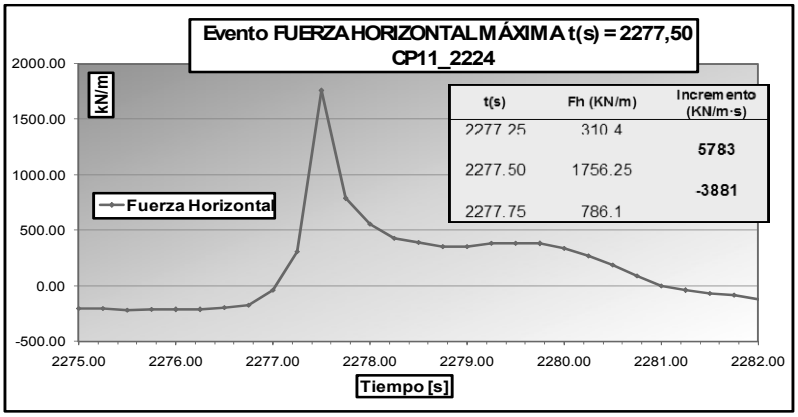


Figura 5. Representación gráfica de la máxima fuerza horizontal (kN/m) y valor del incremento de la fuerza en instantes anterior y posterior al evento máximo (kN/m·s) para el ensayo CP11_2224.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS.

Los datos de oleaje que se tomaron para realizar los cálculos, fueron los correspondientes al ensayo en el cual se obtuvo la mayor fuerza horizontal, siendo estos; H_s = 5,03 m y T = 11 s.

Goda y Takahashi et al.

La distribución de presiones del modelo de Goda se muestra en la figura 6, como era de predecir, según lo descrito anteriormente, el modelo de Goda modificado por Takahashi no llega a predecir estos picos de presiones producidos por las presiones de tipo impulsiva. Los valores obtenidos mediante este método son:

p_1	*92,25 kN/m²*
p_2	*50,54 kN/m²*
p_3	*80,73 kN/m²*
p_u	*60,74 kN/m²*
F_h	*956,85 kN/m*

Tabla 3. Valores de las presiones y fuerza horizontal para la fórmula de Goda modificada por Takahashi.

PROVERBS.

Para aplicar el método PROVERBS es necesaria una cierta interpretación del mismo. Este método calcula tanto la probabilidad de rotura del oleaje así como la probabilidad de impacto para unas condiciones de contorno dadas. En el presente estudio la sección de dique vertical se encuentra en aguas poco profundas, obteniéndose de este método una probabilidad de rotura del oleaje del 75% y una probabilidad de impactos del 67%.

La distribución de presiones para una altura de ola rota de H_b = 5,09m y con una probabilidad de no excedencia del 90% se muestra en la figura 6. Se observa como el valor calculado de la presión es superior al registrado en los ensayos (figura 6). Los valores obtenidos mediante este método son:

p_1	*304,18 kN/m²*
p_3	*136,88 kN/m²*
p_4	*0,00 kN/m²*
F_h	*2322,91 kN/m*

Tabla 4. Valor de las presiones y fuerzas para la formulación del PROVERBS

Minikin.

Se observa en la figura 6 como los valores obtenidos mediante el método de Minikin arroja valores de las presiones muy conservadoras, obteniéndose un valor de la

presión máxima de **490 kN/m²**, siendo este valor alrededor de 3 veces superior al obtenido mediante la experimentación.

En las tablas siguientes se muestra el resumen de los valores obtenidos tanto para las presiones como para las fuerzas horizontales:

COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE PRESIONES			
ENSAYOS	**TAKAHASHI**	**PROVERBS**	**MINIKIN**
S5 = 103,86 kN/m²	P_1 = 92,50 kN/m²	P_1 = 304,18 kN/m²	$P_{máx}$ = 490,79 kN/m²
S6 = 115,70 kN/m²			
S7 = 136,35 kN/m²	P_3 = 80,73 kN/m²	P_3 = 136,88 kN/m²	
S8 = 173,87 kN/m²	P_2 = 50,54 kN/m²	P_4 = 0,00 kN/m²	
S9 = 143,06 kN/m²			

Tabla 5. Comparación de los valores de la presión experimentalmente y teóricamente.

COMPARACIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES					
ENSAYOS		**TAKAHASHI**		**PROVERBS**	
F_h	1756,25 kN/m	F_h	956,85 kN/m	F_h	2322,91 kN/m

Tabla 6. Comparación de los valores de las fuerzas impulsivas.

En la figura 6 se muestran los resultados de las presiones de las tablas anteriores.

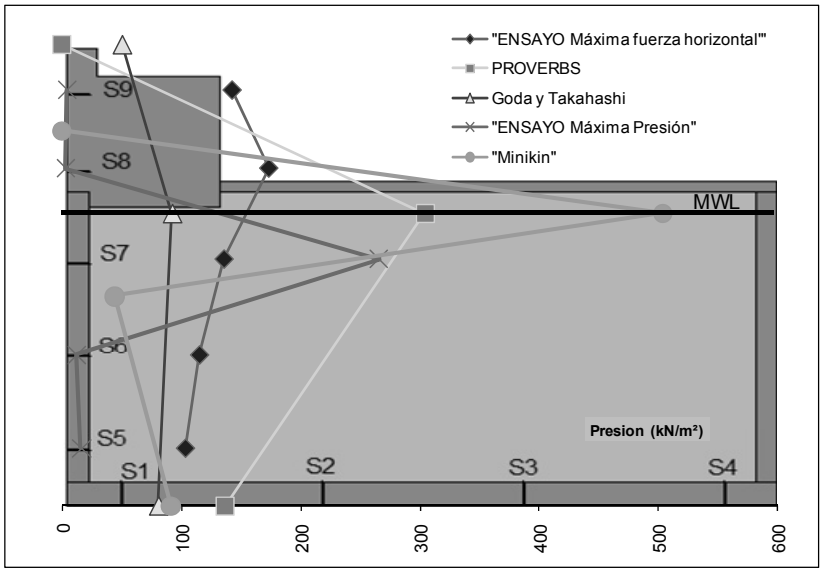


Figura 6. Comparación de los diagramas de presiones.

CONCLUSIONES

La formulación clásica de Goda, y posteriormente modificada por Takahashi en 1996, no es suficiente para predecir las posibles fuerzas impulsivas que se puedan producir

en un dique vertical. Ya que como se observa en la figura, la distribución de presiones es inferior a la distribución a la obtenida experimentalmente. Los valores de los esfuerzos obtenidos son un 45,5% inferiores a los valores experimentales.

Los valores obtenidos mediante la formulación del PROVERBS, a la vista de los resultados, resulta más adecuada para predecir estos tipos de resultado, quedando del lado de la seguridad, obteniéndose una fuerza horizontal un 30% mayor.

En consecuencia, la realización de los ensayos de laboratorio se muestrea como recomendable para un mejor conocimiento del comportamiento de la estructura que posibilite el diseño óptimo tanto funcional como económicamente..

AGRADECIEMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a D. José Andreu Torregrosa por su asistencia en la modelización y ejecución de los ensayos.

REFERENCIAS

Bagnold, R. A. (1939). Interim Report on Wave-Pressure Research. J. Inst. Civil Engineers,nº 12, pp. 202-226.

Corps of Engineers (1984); U.S. Army; Shore Protection Manual.

Goda, Y. (1994). Dynamic response of Upright Breakwaters to Impulsive Breaking Wave Forces. Coastal Engineering, nº 22, pp. 135-138

Goda, Y. (2000). Random Seas and Design of Maritime Structures (2nd edition), University of Tokyo Press, Tokyo, Japan

Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., de Groot, M., Crouch, R., Vrijling, H., Voortman, H. (2001). Probabilistic design tools for vertical breakwaters.

Takahshi, S., Tanimoto, K., Shimosako, K. (1994). A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwater. International Conference on Hydro Technical Engineering for Ports and Harbor Constructio. Yosuka, Japan, pp. 498-503.

Takahashi, S., (1996). Design of Vertical Breakwaters, Reference Documents, No. 34, Port and Harbour Research Institute, Japan.

Tema 6

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LAS LEYES DE PRESIÓN Y SUBPRESIÓN EN DIQUES MIXTOS Y OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO

M. Correa, D. Pérez, M. Ortega, A. Moñino, M.A. Losada
Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Universidad de Granada. Edificio CEAMA, Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. mcorrea@correo.ugr.es

RESUMEN

Mediante una serie de ensayos realizados en el canal de ola-corriente de la Universidad de Granda, se estudian las variaciones en las leyes de presión y subpresión en un modelo de dique mixto idealizado para condiciones de oleaje sin rotura. En los ensayos se ha variado la cota de cimentación del cajón y el tamaño de las piedras con las que se construye la banqueta donde descansa la estructura. Con los resultados obtenidos se analiza la influencia del diámetro de las piedras y la altura de la cimentación en la forma y magnitud de las distribuciones de presión y subpresión.

INTRODUCCIÓN

Los diques mixtos consisten en un cajón vertical o casi vertical que reposan generalmente sobre un macizo de escollera. La característica principal de este tipo de diques es que, dependiendo del nivel de agua y de las características del oleaje incidente, pueden trabajar como reflejantes, disipativos o de ambas formas.

Para su diseño, uno de los aspectos más importantes consiste en establecer las leyes de presión y subpresión inducidas por la “ola de diseño” (Goda, 1985). En la literatura existen numerosas formulaciones para este fin, sin embargo, en su mayoría son empíricas o semi-empíricas por lo que aún no existe consenso sobre todo con la problemática de las subpresiones, en donde trabajos como los de Losada et al. (1993) entre otros, han puesto de manifiesto que asumir una distribución lineal o considerar la presión en el tacón del cajón nula puede ser incorrecto.

En la actualidad, las formulaciones no consideran, en general, los aspectos del medio poroso. Estudios recientes, Pérez (2009), demuestran la importancia de considerar dichos aspectos particularmente de cara a la optimización de los diseños.

El objetivo de este trabajo consiste en analizar la variación de las leyes de presión y subpresión en un dique mixto cuando se varía la cota de cimentación del cajón y la porosidad de la banqueta. Para ello, se han realizado una serie de ensayos en el canal de ola-corriente de la Universidad de Granda en un modelo de dique mixto idealizado para condiciones de oleaje regular sin rotura.

MODELO EXPERIMENTAL

El modelo ensayado representa un dique mixto irrebasable, de sección rectangular, colocado sobre un fondo horizontal impermeable. La sección está constituida por un cajón cimentado sobre un medio poroso formado por un tamaño de piedra uniforme. Las dimensiones del dique son: una anchura transversal de B = 1.5 m y una anchura longitudinal de l = 0.64 m (véase Figura 1).

Para analizar la variación de las leyes de presión y subpresión con la cota de cimentación del cajón, se han considerado las tres alturas del medio poroso que se muestran en la Tabla 1. En todos los casos la profundidad del agua se ha mantenido constante e igual a h = 0.4 m.

Configuración 1	$h_b = 1.00h$
Configuración 2	$h_b = 0.50h$
Configuración 3	$h_b = 0.25h$

Tabla 1. Alturas de cimentación consideradas en los ensayos.

Se han elegido los cinco diámetros de piedra utilizados por Scarcella et al. (2006) para constituir el medio poroso. La adquisición de datos se ha realizado mediante siete sensores de nivel para registrar las elevaciones de la superficie libre, cuya distribución se muestra en la Figura 1. Para evaluar la reflexión del oleaje se ha dispuesto un grupo de tres sensores de nivel (S1, S2 y S3), entre la pala de generación y el modelo, separados de forma que sea posible aplicar el método de Baquerizo (1995). Se han colocado tres sensores de nivel a 20 cm de la sección (barlomar), alineados de forma transversal al canal, para determinar la altura de ola a pie de dique y detectar posibles

oscilaciones laterales. Con la finalidad de medir el oleaje transmitido se ha colocado un sensor (S7) a 20 cm aguas abajo del modelo. La frecuencia de muestreo de los sensores de nivel ha sido de 20 Hz.

El registro de las presiones y subpresiones en el cajón se ha realizado con 8 sensores de presión, que se han colocado en la base y en la parte frontal del cajón dependiendo de las características del oleaje ensayado. La frecuencia de muestreo de los sensores de nivel ha sido de 20 Hz.

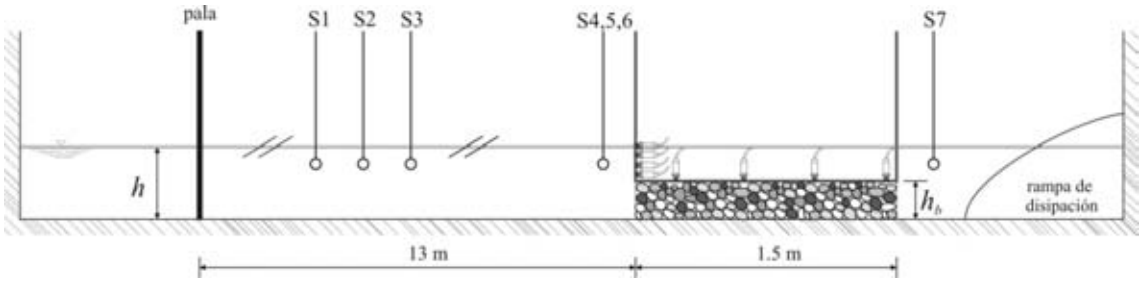


Figura 1. Dispositivo experimental

En condiciones de oleaje regular se han ensayado periodos en un rango de 1 a 3 segundos con un incremento de ΔT = 0.25 s. Para cada periodo ensayado la altura de ola ha variado en un rango de 0.04 a 0.12 m con incremento de ΔH = 0.02 m.

RESULTADOS

Coeficientes de reflexión y transmisión

En la Figura 2 se presentan los resultados de los coeficientes de reflexión y transmisión en función de la anchura relativa (B/L) correspondientes al intervalo $0.12<H_p/h<0.20$ siendo H_p la altura de ola a pie de dique, para las tres configuraciones ensayadas. Los datos se han dividido en intervalos de Dk para observar la influencia del diámetro. Las principales características que se observan son las siguientes.

- En la configuración 1 la reflexión se produce principalmente en el medio poroso, por el contrario, cuando el cajón está sumergido, el proceso de reflexión ocurre principalmente en la pared obteniendo valores de K_R cercanos a la unidad.
- En los tres casos se observa que a partir de $x/L > 0.4$ el coeficiente de reflexión alcanza un régimen de saturación a partir del cual no se incrementa o lo hace

ligeramente. Solamente bajo condiciones de resonancia (B/L = 1/4, 1/2, 3/4,…) el coeficiente de reflexión alcanza sus valores máximos y mínimos. Dentro de la zona de saturación es posible concluir que el coeficiente de reflexión depende de la porosidad del material y débilmente del B/L. Este comportamiento ha sido verificado por Perez *et al*. (2009) para diques porosos.

- En las tres configuraciones ensayadas, el coeficiente de transmisión decrece con x/L (siendo x la distancia de propagación de la ola dentro del dique) y lo hace de manera exponencial. Asimismo, los resultados muestran que la transmisión de energía a sotamar del dique se reduce, cuanto más sumergido se encuentre el cajón.
- En los resultados se distinguen las dos zonas identificadas por Losada *et al*. (1995): 1) la zona de transición (x/L < 0.4), donde K_R y K_T dependen de los parámetros del tren incidente, la geometría del dique y las características del material pétreo y, 2) la zona de transmisión, $x/L > (x/L)_c$, aguas abajo del punto de saturación.

Ascenso en la pared

En la Figura 3 se presentan los resultados del ascenso de la ola sobre la pared (η) adimensional con la altura de ola incidente (H_I), en función de la anchura relativa (B/L). Los resultados corresponden al intervalo $0.12 < H_p/h < 0.20$, y al igual que para el caso anterior, los datos se han dividido en intervalos de Dk. Las principales características que se observan se detallan a continuación.

- El ascenso relativo disminuye con el incremento de B/L para las tres configuraciones ensayadas.
- Las configuraciones 2 y 3 presentan mayores ascensos que la configuración 1 debido al incremento en el coeficiente de reflexión asociado a una mayor influencia de la pared en el proceso.
- En los resultados se observa que a medida que el diámetro de la piedra aumenta el ascenso en la pared disminuye, esto es más evidente en la configuración emergida donde el proceso de reflexión se produce principalmente en el medio poroso.
- En el caso de las configuraciones 2 y 3, a pesar de tener coeficientes de reflexión cercanos a la unidad, el ascenso relativo presenta valores menores a 2. Este comportamiento se debe a que la presencia de la banqueta de cimentación provoca un desfase entre la ola incidente y la reflejada que afecta el alcance de la ola sobre la pared.

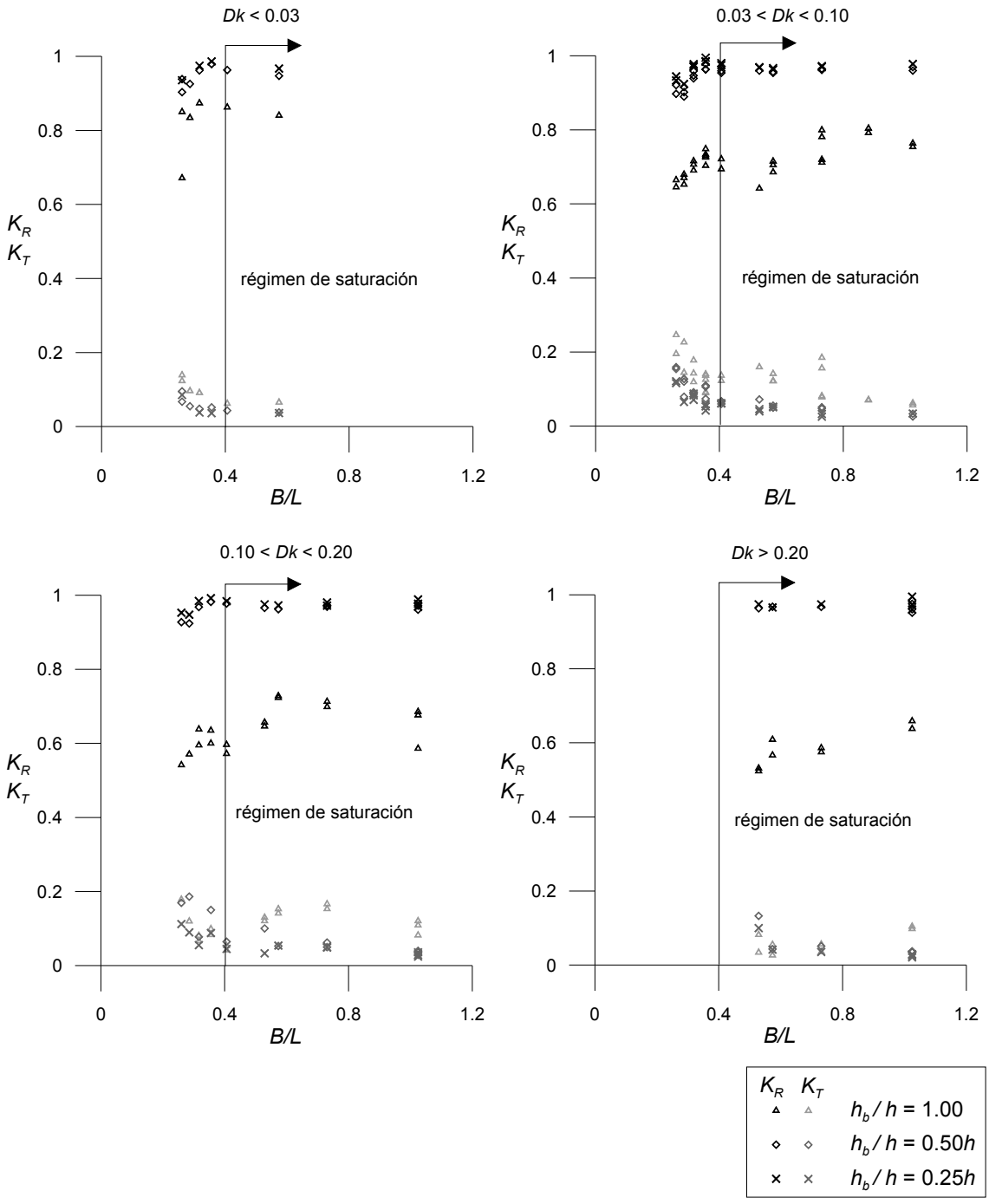


Figura 2. Coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de B/L para las tres configuraciones y los cinco diámetros ensayados. Rango de los parámetros experimentales: $0.12<H_b/h<0.20$, $0.013<Dk<0.34$ y $0.26<B/L<1.02$.

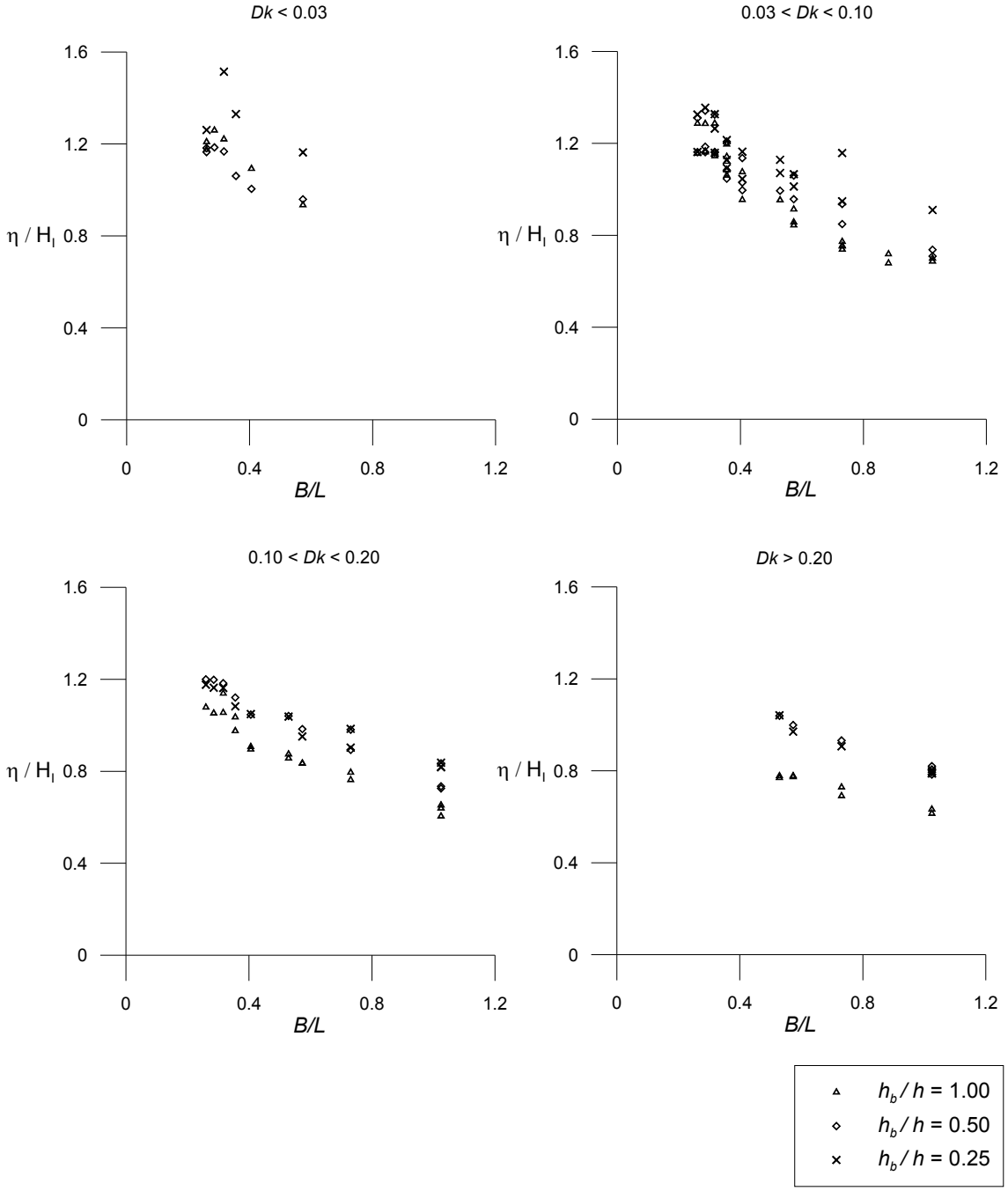


Figura 3. Ascenso relativo de la ola en la pared en función de B/L para las tres configuraciones y los cinco diámetros ensayados. Rango de los parámetros experimentales: 0.12<H_b/h<0.20, 0.013<Dk<0.34 y 0.26<B/L<1.02.

Distribuciones de presión y subpresión

En las Figura 4 y Figura 5 se presentan, como ejemplo, las distribuciones de presión para las configuraciones sumergidas, 2 y 3 respectivamente. Los resultados corresponden a dos diámetros distintos (D = 12 mm y D = 110 mm) y mismas condiciones de oleaje (T = 1.25 s y H_I = 0.08 m).

En la configuración 2 se observa que el ascenso de la ola es aproximadamente el mismo, independientemente de la porosidad de la banqueta. Esto se debe a que la reflexión ocurre principalmente en la pared (véase Figura 3). Por esta razón, para los dos diámetros analizados, la ley de presiones por encima del nivel de la superficie libre en reposo es prácticamente igual. Sin embargo, en el fondo se aprecian diferencias ya que el material más poroso permite un mayor flujo de energía a través de la cimentación reduciendo así, la presión en el fondo y la distribución de subpresiones.

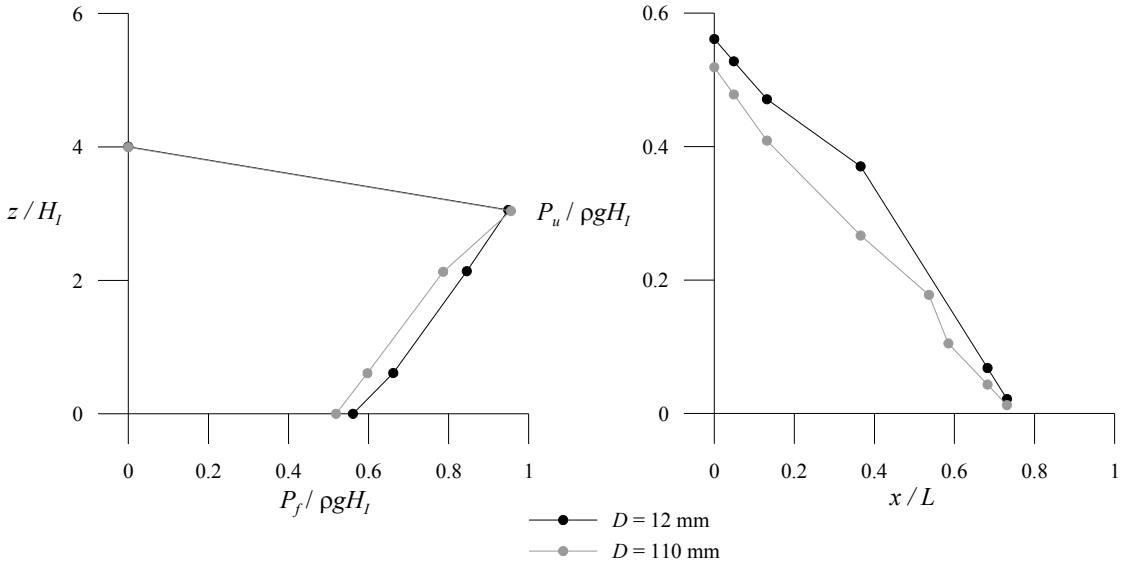


Figura 4. Distribuciones de presión (izquierda) y subpresión (derecha) experimentales para el caso h_b/h = 1, T = 1.25 s y H_I = 0.08 m.

La configuración 3 presenta resultados ligeramente mayores que para el caso anterior. El aumento del ascenso en la pared está relacionado con el incremento del coeficiente de reflexión y el “set up” ocasionado por la resistencia al flujo en la embocadura. Se observa que, en este caso, las presiones en el fondo son prácticamente las mismas para los dos diámetros.

Como se observa en la figura, la distribución de subpresiones dista de ser lineal. Contrario a la configuración anterior, los resultados no presentan grandes diferencias en magnitud. Sin embargo, para el diámetro de menor tamaño la presión se mantiene casi constante en la parte inicial del dique.

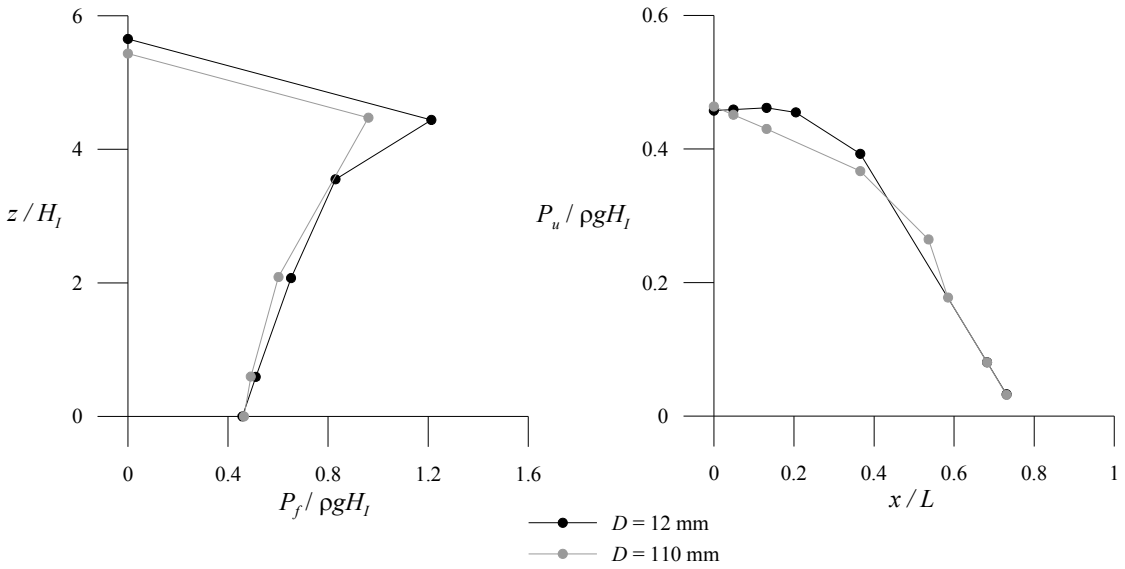


Figura 5. Distribuciones de presión (izquierda) y subpresión (derecha) experimentales para el caso h_b/h = 0.5, T = 1.25 s y H_I = 0.08 m.

DISCUSIÓN

Los resultados muestran que, variables como el módulo y la fase de la reflexión, y la porosidad del medio, influyen significativamente en la forma y magnitud de las leyes de presiones y subpresiones. El medio poroso induce un desfase en la reflexión que modifica el ascenso en el paramento y, en consecuencia, la ley de presiones. En la base del cajón la ley de subpresión no se puede considerar siempre triangular, ya que los ensayos han puesto de manifiesto que la ley cambia según el régimen del flujo dentro del medio poroso.

Las fórmulas tradicionales para el diseño de diques mixtos tienen en cuenta aspectos fijos de la geometría pero, en general, no consideran aspectos relativos el medio poroso. Los resultados de este trabajo han puesto de manifiesto la importancia de considerar las características de la cimentación sobre todo de cara a la optimización de los diseños; la variación del tamaño de la escollera en la banqueta de cimentación, por ejemplo, puede generar un incremento o una disminución de las presiones en el paramento o, en su caso, en las distribuciones de subpresión.

REFERENCIAS

Baquerizo, A., 1995. Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria.

Goda Y. 1985. Random seas and design of maritime structures. University of Tokio Press, 107-162 pp.

Losada I. J., Darymple R. A, Losada M. A. 1993. Water waves on crown breakwaters. Journal of Waterway, Ports, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 119, No.4, pp 367-380.

Losada, I.J., Losada, M.A., Martín, F.L. 1995. Experimental study of wave-induced flow in a porous structure. Coastal Engineering 26, 77-98.

Pérez-Romero, D.M., Ortega-Sánchez, M., Moñino, A., Losada, M.A. 2009. Characteristic friction coefficient and scale effects in oscillatory porous flow. *Coastal Enginnering,* doi:10.1016/j.coastaleng.2009.05.002.

ENSAYOS 2D Y 3D DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE CUBOS Y CUBÍPODOS

M. Esther Gómez-Martín[1] y Josep R. Medina[2]

1. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad de Alicante, 03690 San Vicente del Raspeig, Alicante. esther.gomez@ua.es
2. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia. jrmedina@upv.es

INTRODUCCIÓN

Desde la aparición de los tetrápodos en 1950, una gran variedad de piezas especiales para la formación de mantos de diques en talud han sido desarrollados en todo el mundo con objeto de reducir los costes y el elevado consumo de hormigón que implica utilizar bloques cúbicos o paralelepipédicos convencionales (ver Dupray and Roberts, 2009). La estabilidad hidráulica se suele definir con el coeficiente de estabilidad (K_D) de la fórmula clásica de Hudson (ver SPM, 1984), por ello a lo largo de los años se ha buscado el diseño de piezas prefabricadas que maximicen dicho coeficiente con el objeto de poder reducir el peso de los elementos del manto y el coste de las obras. Sin embargo, a pesar de la gran diversidad de elementos (tetrápodos, dolos, acrópodos, etc.), los cubos y bloques paralelepipédicos de hormigón son los más utilizados en las costas españolas. La razón fundamental que se argumenta es la gran robustez del bloque cúbico convencional y las desastrosas experiencias con piezas esbeltas, como la rotura de dolos en los grandes diques del Puerto de Sines (Portugal) y San Ciprián (Lugo). Cada pieza especial (cubo, Tetrápodo, Dolo, etc.) tiene unas características de estabilidad hidráulica diferente, una resistencia estructural distinta, permite o no la colocación en una sola capa y precisa o no una colocación ordenada para garantizar su estabilidad.

En este artículo se describen los ensayos 2D y 3D de estabilidad hidráulica de diques en talud con el manto principal formado por cubos y cubípodos incluidos en el Proyecto CUBIPOD, que engloba las investigaciones y desarrollo de un nuevo

elemento para la formación de mantos de diques en talud: el Cubípodo. La Figura 1 muestra una vista 3D del Cubípodo, un elemento de forma básica cúbica o paralelepipédica que dispone de una protuberancia en cada cara para evitar el acoplamiento entre elementos y aumentar la fricción con la capa inferior.

Figura 1. Vista 3D del Cubípodo.

El Cubípodo presenta las ventajas de robustez y estabilidad propias del elemento original cúbico resolviendo los problemas típicos de adoquinamiento del bloque cúbico tradicional gracias a las protuberancias en sus caras. Los cubípodos reducen significativamente el modo de fallo de compactación heterogénea del manto principal de cubos descrito por Gómez-Martín y Medina (2006), manteniendo la capacidad resistente del dique frente a la extracción de piezas producidas por el oleaje. El Cubípodo se ha diseñado con el objetivo de aprovechar las ventajas de los bloques cúbicos y superar sus principales inconvenientes, como son, la baja estabilidad hidráulica, el adoquinamiento o compactación heterogénea y la baja fricción con el manto secundario del bloque tradicional, gracias a las protuberancias diseñadas en sus caras.

Las principales ventajas del Cubípodo son: (1) evita el adoquinamiento y deslizamiento del bloque cúbico tradicional, impidiendo el acoplamiento cara a cara de los bloques cúbicos y paralelepipédicos y aumentando la fricción del manto con la capa inferior ya que las protuberancias penetran en dicha capa; (2) gran robustez y por tanto elevada resistencia estructural individual de los elementos a la rotura debido a la poca esbeltez de las partes del Cubípodo en relación con otras piezas especiales; (3) gran estabilidad hidráulica y menor rebase, al impedir o reducir la compactación heterogénea se mantiene la resistencia del dique frente a extracción de piezas producidas por el oleaje y se evita la pérdida de elementos en la zona superior del manto reduciéndose el remonte y el rebase correspondiente; (4) sencillez de ejecución del dique, la colocación de los cubípodos es aleatoria en una o dos capas, no

requiriendo la colocación cuidada que exigen otras tipologías de piezas existentes en el mercado. El encofrado necesario para la fabricación es sencillo y no se precisa ningún requisito en la orientación de las unidades individuales para alcanzar una buena disposición aleatoria y (5) comparado con los elementos cúbicos o paralelepipédicos tradicionales se utilizarían piezas más pequeñas para resistir los mismos temporales, por lo que se reduce el volumen de hormigón requerido para la construcción del dique con un ahorro económico importante, entre 15% y 40% para un dique de tamaño medio (ver Corredor y otros, 2008) y una reducción de la huella energética superior a la económica.

Gómez-Martín y Medina (2008) han puesto de manifiesto que el Cubípodo posee una estabilidad hidráulica en el tronco muy superior al bloque cúbico convencional, pudiendo incluso ser colocado en capa única. Además Corredor y otros (2008) han comprobado que los rendimientos de encofrados, la manipulación con pinzas, el almacenamiento y otros aspectos logísticos son parecidos a los del bloque cúbico convencional, con lo que utilizando cubípodos en lugar de cubos se puede conseguir un ahorro económico y energético considerable.

En este artículo se describen los ensayos de estabilidad hidráulica realizados desde 2006 a 2008 en tres laboratorios españoles: el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV), el Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA) y el Instituto de Hidráulica Ambiental (IH Cantabria), para evaluar y comparar la estabilidad de los bloques cúbicos convencionales y los cubípodos en el tronco y el morro de los diques en talud.

ENSAYOS 2D DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA

Ensayos 2D de Estabilidad Hidráulica de cubos y cubípodos bicapa.

Gómez-Martín y Medina (2007) presentan ensayos 2D de estabilidad de mantos bicapa de cubos (ρ_r= 2.18 gr/cm^3) y cubípodos de mortero ligero (ρ_r= 1.94 gr/cm^3) realizados en el canal de ensayos del LPC-UPV (30.0x1.2x1.2 m.). Los ensayos fueron realizados con una sección, método y procedimientos similares a los de la sección no rebasable sin limitación de fondo definida en el Convenio de Diques de Puertos del Estado (ver Gómez-Martín y Medina, 2006).

Se ensayaron mantos bicapa de cubos y cubípodos con talud 3/2 y el mismo material en la capa de filtro (Dn[cm]=1.80) y en el núcleo (Dn[cm]=0.70). El diámetro nominal de los cubos fue Dn[cm]=4.00 y de los cubípodos Dn[cm]=3.85, lo cual teniendo en cuenta la densidad del mortero utilizado en cada caso, se corresponde con cubos de peso W[gr]=140 y cubípodos de peso W[gr]=108. Se realizaron ensayos con oleaje regular e irregular, manteniendo constante el número de Iribarren teórico (Ir*) y aumentando la altura de ola desde una altura de ola que se sabe que no producirá averías hasta alcanzar el inicio de destrucción (ID) del manto. Los ensayos realizados con oleaje irregular estaban en el rango de $3.0<Irp=(2/3)Tp/(2\pi H_{m0}/g)^{0.5}<7.0$. La avería se midió utilizando el método de la malla virtual descrito por Gómez-Martín y Medina (2006), teniendo en cuenta tanto la extracción de piezas como la compactación heterogénea. Además se dispusieron cámaras de vídeo cenitales y de perfil para observar el remonte.

La forma de colocación de los cubos o cubípodos es aleatoria dejándolos caer a mano y nunca encajándolos. Ambas capas se construyen al mismo tiempo de forma que la porosidad del manto sea aproximadamente constante e igual a la porosidad deseada, p=40% en el caso de los cubípodos y p=37% en el caso de los cubos. La porosidad del manto de cubos es algo menor que la de los cubípodos debido al reacomodamiento que sufren los cubos durante su colocación o puesta en obra, la cual ha de ser cuidadosa para evitar que gran parte de los cubos se posicionen cara contra cara. El número de cubos y cubípodos que forman el manto principal del dique, depende de la porosidad del mismo.

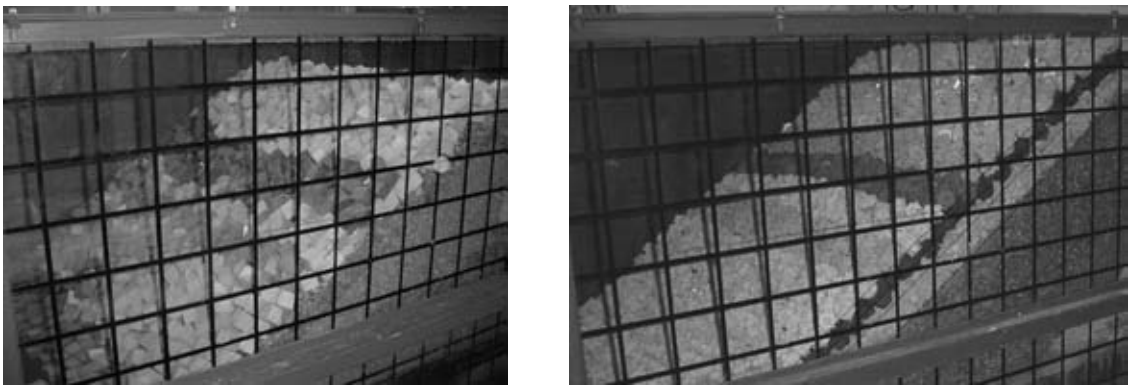


Figura 2. Tronco de cubos y cubípodos bicapa ensayado en el canal de oleaje del LPC-UPV.

La Figura 3 muestra los números de estabilidad (Ns) para el tronco en mantos de talud 3/2 obtenidos para Inicio de Avería (IA), Inicio de Avería de Iribarren (IAI) e Inicio de Destrucción (ID) de cubos y cubípodos bicapa en función del número de Iribarren, $Irp= Tp\ tan\alpha/(2\pi\ H_{m0}/g)^{1/2}$. El Cubípodo mostró una estabilidad hidráulica del orden de cinco

veces la del bloque cúbico convencional. Se observa que el Inicio de Destrucción (ID) de los cubos (Ns(ID)≈3.0) se produce antes que el Inicio de Averías (IA) de los Cubípodos (Ns(IA)≈3.4). Así mismo las medidas visuales del remonte pusieron de manifiesto un menor remonte del manto de cubípodos comparado con el de cubos.

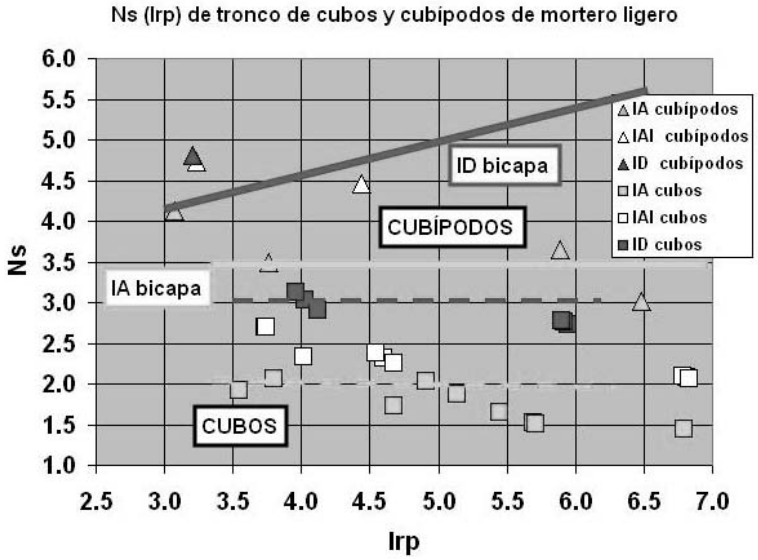


Figura 3. Número de estabilidad de mantos bicapa de cubos y cubípodos en tronco de dique.

Estos primeros ensayos de estabilidad hidráulica 2D representados en la Figura 3 fueron realizados con modelos de mortero ligero de diferentes colores (considerando una densidad seca relativa media de γ_r/γ_w= 1.94); posteriormente, estos mismos modelos de mortero ligero y permeable (densidad saturada media a las 24 horas es γ_r/γ_w= 2.13) se utilizaron también en los ensayos preliminares 3D de estabilidad de morros y los resultados se pudieron comparar con ensayos similares con modelos de resina impermeable de densidad similar al hormigón en masa (ρ_r= 2.30 gr./cm^3). Las comparaciones de ensayos similares 2D y 3D indican que es la densidad seca es la que condiciona fundamentalmente la estabilidad tanto en el tronco como en el morro de los diques.

Ensayos 2D de Estabilidad Hidráulica de cubípodos monocapa y bicapa.

En el canal de ensayos del INHA (52.0x1.8x2.0 m.) se realizaron los ensayos 2D de estabilidad hidráulica de cubípodos de resina (ρ_r= 2.30 gr/cm^3) colocados aleatoriamente en una capa y dos capas. Los ensayos fueron realizados con una sección, método y procedimientos similares a los de la sección no rebasable sin limitación de fondo definida anteriormente, con un núcleo (Dn[cm]=0.25), una capa de filtro (Dn[cm]=1.25) y el manto de Cubípodos (Dn[cm]=3.82, W[gr]=128) en una o dos capas. El talud de la estructura era 3/2 en la cara expuesta al oleaje y 5/4 en la no

expuesta, la profundidad del agua 60 cm en la zona de modelo y 95 cm en la zona de la pala generadora con una pendiente de transición del 3%. El francobordo del manto de una capa y dos capas de cubípodos fue +66.2 cm y +70.0 cm respectivamente. Se realizaron ensayos con oleaje irregular (JONSWAP, γ=3.0), manteniendo aproximadamente constante el número de Iribarren (Ir) y aumentando la altura de ola significante desde daño nulo hasta ID o Destrucción (D). Para cada escalón de altura de ola se generaron trenes de aproximadamente 1000 olas consecutivas. El daño se midió después de cada escalón de altura de ola tomando fotografías del talud con una cámara fija y aplicando el método de la malla virtual. Además se dispusieron cámaras de vídeo cenitales y de perfil para observar el remonte. Se colocaron 4 sensores de capacidad delante de la estructura para registrar el oleaje y analizar el oleaje incidente y reflejado con el método LASA desarrollado por Figueres y Medina (2004).

La estabilidad hidráulica observada del manto de cubípodos bicapa frente al oleaje irregular ha confirmado el elevado coeficiente de estabilidad del Cubípodo observado en los ensayos del LPC-UPV. Por otro lado, se ha comprobado que el manto de cubípodos monocapa tiene también un coeficiente de estabilidad muy elevado, aunque inferior al manto bicapa.

Figura 4. Tronco de cubípodos monocapa ensayado en el canal de oleaje del INHA.

La Figura 5 muestra los números de estabilidad (Ns) para el tronco en mantos de talud 3/2 obtenidos para Inicio de Avería (IA), Inicio de Destrucción (ID) y Destrucción (D) de cubípodos monocapa (círculos) y bicapa (triángulos) en función del número de Iribarren, $Irp = Tp\ tan\alpha/(2\pi\ H_{m0}/g)^{1/2}$. El IA de los cubípodos bicapa parece ser independiente del Irp, Ns(IA) ≈ 3.4, mientras que el ID depende de Irp, Ns(ID) ≈ 3.0+0.4 Irp. El IA e ID de los cubípodos monocapa presentan los siguientes valores mínimos del número de estabilidad: Ns(IA) ≈ 3.0 y Ns(ID)≈ 3.7; sin embargo, los cubípodos monocapa resultaron tener una estabilidad hidráulica mucho mayor de lo

esperado debido al proceso de auto-reparación que se produce cuando se dan las primeras extracciones. Cuando salta una pieza del manto, las piezas que hay alrededor se reacomodan cubriendo la parte del filtro que quedaba visible al producirse la extracción. Este proceso de auto-reparación que se produce en el manto de cubípodos está relacionado con una de las características principales de la pieza, la auto-organización, la cual facilita la colocación aleatoria de los cubípodos en el talud manteniendo la porosidad del mismo homogénea.

Los resultados de estabilidad hidráulica de los cubípodos bicapa ensayados en el INHA (véase Figura 5) utilizando cubípodos de resina (Dn=3.82 cm, ρ_r=2.30 gr/cm^3, W= 128 gr) fueron similares a los resultados obtenidos en el LPC-UPV (véase Figura 3) utilizando cubípodos de mortero ligero (Dn=3.85 cm, ρ_r =1.94 gr/cm^3, W= 108 gr).

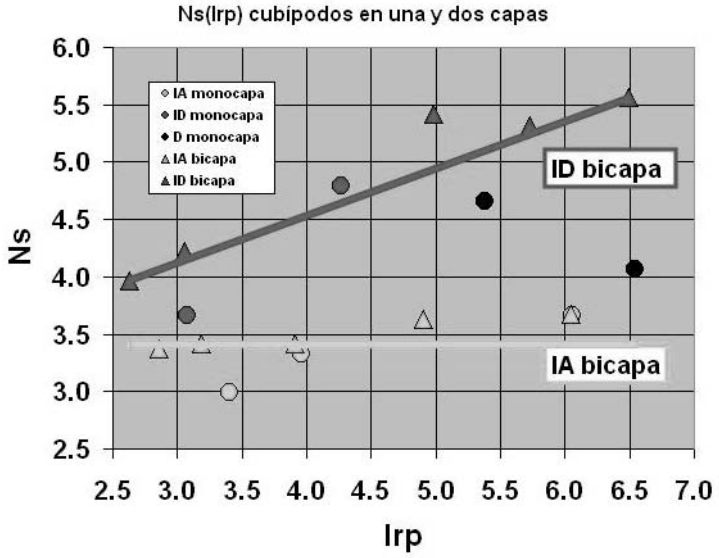


Figura 5. Número de estabilidad de mantos monocapa y bicapa de cubípodos en el tronco.

ENSAYOS 3D DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA

En el tanque de oleaje y corriente del IH Cantabria (24.8x8.5x1.5 m.) se han ensayado los morros bicapa correspondientes a la sección estándar no rebasable y sin limitación de fondo utilizada en los ensayos 2D descritos en el punto anterior, comparando mantos bicapa de cubos (D_n[cm]=3.98, W[gr]=145) y cubípodos (D_n[cm]=3.82, W[gr]=128) de resina de la misma densidad ρ_r= 2.30 gr/cm^3, utilizando la misma capa de filtro (D_n[cm]=1.81) y núcleo (Dn[cm]=0.88). La pendiente del talud es 3/2, la profundidad del agua en la zona de modelo es 40 cm y en la zona de generación 64 cm con una pendiente de transición del 5%. El francobordo es de +40 cm y las dos capas de cubos o cubípodos se colocaron sobre la capa de filtro de 6.7 cm de

espesor. Se realizaron ensayos con oleaje irregular (JONSWAP, γ=3.0) manteniendo constante el número de Iribarren (Ir) y aumentando la altura de ola significante desde daño nulo hasta ID. Cada escalón de altura de ola estaba formado por 1000 olas. El daño se midió tomando fotografías con tres cámaras fijas y con un perfilador láser, después de cada escalón de altura de ola. Se colocaron nueve sensores de capacidad en tres grupos para medir el oleaje total (ver Lomónaco et al., 2009).

Figura 6. Morro de cubípodos ensayado el tanque de oleaje del IH Cantabria.

La Figura 7 muestra los números de estabilidad Ns en morros bicapa con talud 3/2 para IA e ID de cubos (cuadrados) y cubípodos (triángulos) en función del número de Iribarren, Irp. Los cubípodos han resultado ser más estables en el morro que los cubos en el rango de situaciones climáticas típicas de las costas españolas (3<Irp<4). En el rango 3<Irp<4, los números de estabilidad mínimos observados para IA e ID del cubo bicapa en el morro son Ns(IA)=1.9 y Ns(ID)= 2.7, mientras que para el Cubípodo son Ns(IA)=2.6 y Ns(ID)= 3.2. Sin embargo, los cubípodos han resultado ser mucho más estables en el tronco que en el morro, tal y como se ha visto en las Figuras 3 y 5.

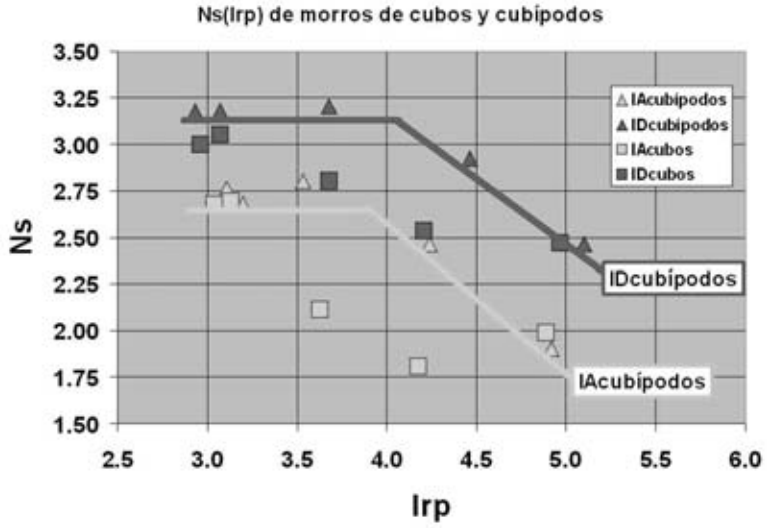


Figura 7. Números de estabilidad de morros bicapa de cubos y cubípodos.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este artículo se describen parte de los trabajos de investigación y desarrollo realizados dentro del Proyecto CUBIPOD. Se describen los ensayos físicos 2D y 3D a escala reducida para estudiar la estabilidad hidráulica de cubos y cubípodos en tronco, estabilidad hidráulica de cubos y cubípodos en morro, así como la estabilidad hidráulica de cubípodos monocapa y bicapa.

Los ensayos 2D de estabilidad hidráulica sin limitación de fondo y no rebasables realizados en dos laboratorios diferentes (LPC-UPV e INHA) han mostrado que el Cubípodo presenta una estabilidad hidráulica en tronco muy superior al cubo convencional tanto en disposición monocapa como bicapa y además presenta menores remontes. A diferencia del cubo convencional, el Cubípodo puede ser colocado en una sola capa con una gran estabilidad hidráulica y respuesta mucho más flexible que otras piezas especiales en mantos monocapa. Los ensayos 3D de estabilidad hidráulica, realizados en el IH Cantabria con morros bicapa de cubos y cubípodos, han mostrado una mayor estabilidad hidráulica del cubípodo frente al bloque cúbico convencional, pero con una diferencia menor que en el tronco. Todo ello ensayando mantos de cubípodos con porosidades de 40% en comparación con los mantos de cubos de porosidad 37%.

La estabilidad hidráulica del Cubípodo es muy superior al bloque cúbico convencional, lo que redunda en una mayor resistencia a la extracción con pesos inferiores, incluso en el caso de mantos monocapa. El remonte de mantos de cubípodos bicapa es inferior al del manto de cubos bicapa convencional. El Cubípodo aumenta la resistencia de los diques frente al oleaje, al evitar el adoquinamiento de los elementos y su deslizamiento, se evita la pérdida de elementos en la zona superior y se reduce el remonte y el rebase correspondiente. Al mismo tiempo, al impedir o reducir la compactación heterogénea se mantiene la resistencia del dique frente a extracción de piezas producidas por el oleaje.

Así pues, dada su robustez (ver Corredor et al., 2008), facilidad de colocación y elevada estabilidad hidráulica tanto monocapa como bicapa en troncos o morros, con mayor porosidad, el Cubípodo es una pieza que puede sustituir al bloque cúbico tradicional en numerosas situaciones, aumentando la seguridad de la estructura y reduciendo tanto el coste económico como la huella energética.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD.

REFERENCIAS

Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndes, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. y Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. Libro de ponencias del III Congreso Nacional de la ATPyC, O.P. Puertos del Estado, 187-211.

Dupray, S. and Roberts, J. (2009). Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. Proc. Coastal, Marine Structrues and Breakwaters 2009, ICE (in press).

Figueres M. and Medina J.R. (2004). Estimation of Incident and Reflected Waves using a Fully Non-Linear Wave Model. Proceedings of 29th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 594-603.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2006. Damage progression on cube armored breakwaters. Proceedings of 30th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 5229-5240.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2007. Cubipod concrete armor unit and heterogeneous packing. Proceedings of Coastal Structures 2007, ASCE 140-151.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2008. Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack. Proceedings of 31st International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 3461-3473.

Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. and Gómez-martín, M.E. (2009). Evolution of damage on roundheads protected with Cubes and Cubipod armour units. Proc. Coastal, Marine Structrues and Breakwaters 2009, ICE (in press).

Medina, J.R., J.A. González-Escrivá, J.M. Garrido, and J. de Rouck. 2002. Overtopping analysis using neural networks, Proceedings of 28th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 2165-2177.

SPM. 1984. Shore Protection Manual, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

PROYECTO DE REFUERZO DEL DIQUE DE SAN VALENTÍN EN BARRIKA (BIZKAIA)

N. Janer[1], P. Sanchez[1], J.L. Monsó[1], L.I. López de Aguileta[2], C. Alzaga[2]

1. Europrincipia s.l., Rda. Can Fatjó 8, PTV, 08290 Cerdanyola del Vallès (Barcelona)
2. Gobierno Vasco. Dpto. de Transportes y Obras Públicas. Donostia-San Sebastián 1, 01010 Vitoria (Álava)

INTRODUCCIÓN

Protegiendo la entrada de la ría que divide Plentzia de Barrika, se encuentra el dique de San Valentín, que facilita el acceso al puerto de Plentzia así como aguas arriba de la ría.

Figura 1. Vista de la desembocadura de la ría, con el puerto de Plentzia en primer plano y al fondo el dique de San Valentín.

Las características estructurales del dique han hecho que la incidencia de repetidos temporales haya supuesto daños importantes en los paramentos y cimentación del mismo, formando huecos y descalces. Los últimos años se han llevado a cabo diversas actuaciones de reparación del dique; no obstante, éste sigue encontrándose en un estado muy precario. Con el objetivo de mejorar la seguridad estructural del dique se desarrolla un proyecto de refuerzo.

Figura 2. Oleaje incidiendo sobre el dique de Plentzia durante los temporales de marzo de 2008 (izqda.) y enero de 2009 (dcha.).

ESTADO ACTUAL DEL DIQUE

La realización de una campaña de tomografía eléctrica y de una inspección submarina con buzos ha permitido evaluar con precisión el estado actual del dique, detectar la ubicación y características geométricas de las averías e identificar las zonas críticas que presentan una seguridad residual menor, llegando en algunos casos a producirse la conexión hidráulica entre los paramentos exterior e interior del dique.

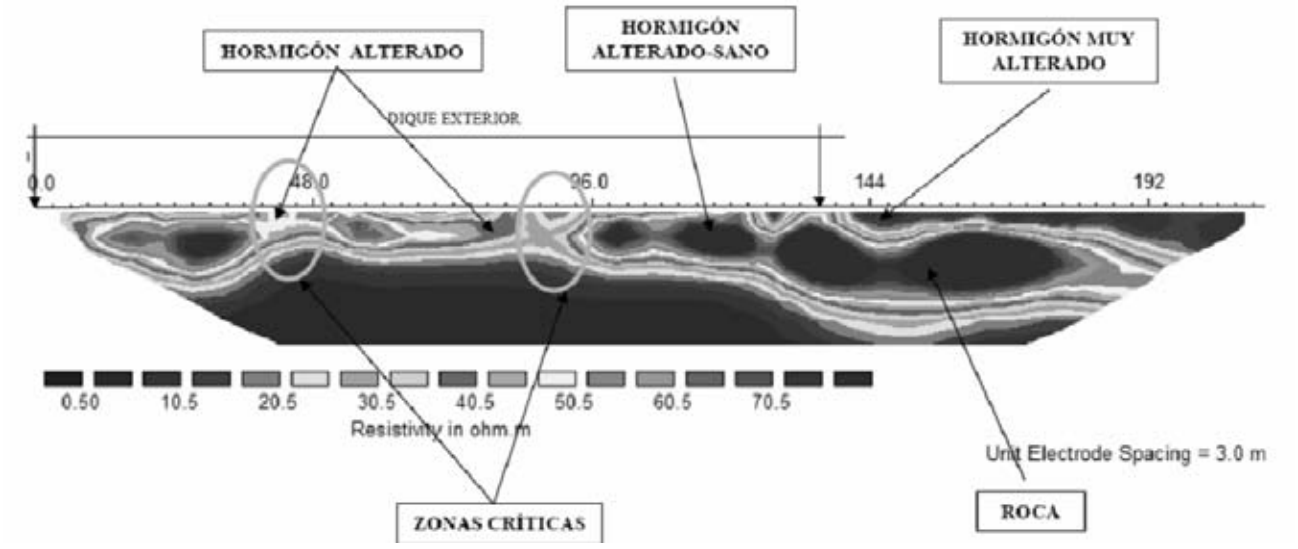


Figura 3. Perfil de tomografía eléctrica del dique.

Figura 4. Vista de dos de los puntos de avería.

ACTUACIONES DE REFUERZO Y PROTECCIÓN DEL DIQUE

El proyecto pretende ser una solución definitiva a las frecuentes averías ocasionadas por la acción de los temporales, y la experiencia demuestra que la reparación puntual de los huecos en el dique mediante hormigón sumergido y/o sacos rellenos de hormigón tiene una efectividad limitada en el tiempo.

En consecuencia se plantea que, además de la reparación habitual de los puntos de avería, se disponga una berma o elemento de protección en el lado mar del dique formado por escolleras y bloques paralelepípedos que reduzcan los esfuerzos de empuje y succión. La ubicación del dique hace necesario acometer la construcción de un camino que permita el acceso al mismo mediante la maquinaria necesaria para las obras. Finalmente se aprovecha para realizar un enlucido del dique que mejore su calidad estética.

La tipología escogida para el elemento de protección del dique es una berma adosada al dique, puesto que en comparación con un espigón exento, ya sea emergido o semi-sumergido, consigue una mayor reducción de presiones con un volumen de material similar. Asimismo, la berma adosada al dique supone una mayor facilidad constructiva y una menor afección al fondo. Escogida la tipología, se llevan a cabo ensayos en modelo reducido para optimizar la cota de coronación y el ancho de la berma consiguiendo presiones y rebases admisibles.

ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO DE LA BERMA DE PROTECCIÓN

Se han ensayado 3 alternativas de berma de protección con diferentes cotas y anchos de coronación en modelo reducido 2D en el canal de INHA para comprobar su funcionamiento. Los parámetros medidos han sido el rebase y las presiones de empuje y succión sobre el paramento del dique existente.

- Alternativa 1. 19,50 m ancho en coronación, Cota de coronación +6.80.
- Alternativa 1-variante. 47,50 m ancho en coronación, Cota de coronación +6.80.
- Alternativa 2. 19,50 m ancho en coronación, Cota de coronación +6.80.

Figura 5. Ensayos en modelo reducido de la alternativa 1.

Los resultados han permitido escoger la solución óptima que, minimizando el volumen de material necesario para construir la berma de protección, permitiera reducir las presiones y los rebases bajo niveles aceptables que aseguren la integridad del dique en el futuro:

- Rebases para TR = 36 años no superiores a 10 l/m/s.
- Presiones de empuje y succión en el paramento vertical del dique menores a 5 t/m2.
- Presiones de empuje en el tramo superior del espaldón menores a 3 t/m2

Alternativa	Presión en la vertical (t/m^2)	Presión $p_{1/250}$ en tramo superior del espaldón (t/m^2)
Alternativa 1	4	16,3
Alternativa 1 variante	2	0,4
Alternativa 2	3	5.6

Tabla 1. Presiones en el dique existente bajo oleaje extremal en las alternativas.

Alternativa	Succión en la vertical (t/m^2)
Alternativa 1	1.4
Alternativa 1 variante	0.6
Alternativa 2	0.6

Tabla 2. Succiones en el dique existente bajo oleaje extremal en las alternativas.

	Rebases (l/m/s)		
Alternativa	**TR = 1 año**	**TR = 10 años**	**TR = 36 años**
Situación actual	70	158	165
Alternativa 1	9	82	82
Alternativa 1 variante	0	0	0
Alternativa 2	6	35	35

Tabla 3. Rebases por encima del dique bajo oleaje extremal en las alternativas.

Los ensayos permiten determinar que un ancho de berma mínimo de 37 m con un escalón (25 m a la cota +6.80 y 12 m a la cota +5.15) permite asegurar que no se superarán los límites de presión y rebase especificados. Ésta es la configuración finalmente adoptada en proyecto.

Figura 6. Planta y sección tipo de la berma de protección del dique optimizada.

DISEÑO DE UN TANQUE DE OLEAJE Y CORRIENTE MULTIDIRECCIONALES PARA PROFUNDIDADES REDUCIDAS, INTERMEDIAS E INDEFINIDAS

C. Vidal[1], P. Lomónaco[2], R. Medina[1], I.J. Losada[1]

[1]Profesor, IH Cantabria, Avda. de los Castros, s/n, 39005 Santander
[2]Investigador Asociado, IH Cantabria, Avda. de los Castros, s/n, 39005 Santander

INTRODUCCIÓN

Existe en la actualidad un creciente interés científico y una clara demanda por parte de la industria y la sociedad por la realización con calidad de diferentes estudios y proyectos relacionados con la ingeniería marítima, tanto de costas como de aguas abiertas (offshore). Ejemplos de estos campos de estudio y proyecto son la hidrodinámica de las zonas costeras, la protección de costas, estructuras portuarias, erosión costera, dragados, construcción offshore, cimentaciones marinas, sistemas de anclaje, estructuras flotantes, plataformas en tensión, diseño de vehículos sumergibles autónomos y controlados por cable, boyas y sistemas de aprovechamiento de las energías renovables marinas, etc.

Hasta ahora, el modelado físico es la única técnica capaz de representar todos los procesos importantes involucrados en la simulación y representación de los estudios anteriormente citados. Además, el modelado físico es una pieza fundamental para el calibrado y la validación de modelos numéricos.

Conscientes de esta situación, el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, junto con el Gobierno de España, han realizado un importante esfuerzo para diseñar, construir y operar un nuevo laboratorio que incluya tres sistemas integrados para la investigación aplicada en la ingeniería marítima: 1) un sistema de gestión experimental, 2) un sistema de modelado físico y 3) un sistema de modelado numérico.

El objetivo del sistema de modelado físico es la realización de ensayos para la medida de procesos hidrodinámicos y de interacción oleaje-estructuras que incluya los efectos del transporte de sedimentos, el efecto de tsunamis, interacción oleaje-corriente y el viento. El sistema de modelado físico comprende 1) un tanque de oleaje multidireccional, corrientes y viento, capaz de operar en todo el rango de profundidades desde reducidas a indefinidas y 2) un canal de oleaje y corriente con capacidad para la generación de tsunamis.

El sistema de modelado numérico incluirá varios modelos numéricos bi- y tri-dimensionales que representarán tanto el canal como el tanque de forma virtual es decir, serán espejos numéricos de las instalaciones de modelado físico.

El sistema de gestión experimental integrará los sistemas de modelado numérico y físico para 1) optimizar el diseño, construcción y proceso de medida durante el los ensayos en modelo físico, 2) calibrar y validar los espejos numéricos con los resultados de los ensayos y 3) para generar casos numéricos adicionales que apoyen el diseño de alternativas o que extiendan la aplicabilidad de formulaciones empíricas. Los espejos numéricos de canal y tanque se ofrecerán a los investigadores externos e internos como parte de los servicios procurados por el nuevo laboratorio.

Además, para reducir las movilizaciones innecesarias de investigadores externos y clientes, el laboratorio estará equipado con cámaras conectadas a la Red y con acceso remoto a través de Internet a los datos post-procesados, de manera que se optimice la observación, toma de datos y control de calidad de los ensayos en modelo físico.

Este artículo se enfoca en el diseño técnico del tanque de oleaje direccional (en adelante Tanque Oceánico y Costero, TOC), aclarando ciertos detalles de la infraestructura, diseño del generador de oleaje, sistema de generación de corrientes y otros detalles de los considerados para su implementación en el nuevo laboratorio.

APROXIMACIÓN AL DISEÑO

El diseño de una gran infraestructura como es el caso de un TOC apto para el modelado físico tanto en aguas someras como offshore, requiere de conocimientos en varias disciplinas, i.e. mecánica de fluidos, ingeniería de costas, mecánica del oleaje y de las estructuras, electrónica, instrumentación y ciencias de la computación, etc.

Para establecer el diseño del nuevo TOC, se ha tenido en cuenta las tres consideraciones siguientes, 1) establecer los requerimientos para un TOC en el estado del arte capaz de cubrir la demanda actual y futura en I+D, 2) aprovechar la experiencia previa del IH Cantabria en el diseño, construcción y operación de equipos de tamaño medio y pequeño para la realización de ensayos en modelo físico y 3) la realización de un completo estudio de las instalaciones similares existentes en el mundo para identificar capacidades, tendencias, huecos o posibles mejoras y asimismo, para evitar la duplicidad de instalaciones.

Figura 1. Localización de las nuevas instalaciones del IH Cantabria y del TOC en el PCTCAN.

En términos generales, el primer requerimiento del diseño es crear una instalación para el modelado físico en un rango de profundidades variable desde profundidades reducidas a profundidades indefinidas, capaz de generar oleaje multidireccional, corrientes y viento. La nueva infraestructura debe cubrir la demanda actual de científicos, investigadores, autoridades portuarias, contratistas e inversores en I+D, con el equipo y las técnicas de investigación mas avanzados. El TOC será parte de un edificio de oficinas y laboratorios que incluirá todo el equipo necesario y los servicios de los nuevos cuarteles del IH Cantabria, ver figura 1, que se localizarán en el Parque

Científico y Tecnológico de Cantabria (PCTCAN).

El Nuevo TOC deberá también complementar las instalaciones para el modelado físico actualmente existentes en el IH Cantabria, ver figura 2, que comprenden, 1) un canal de oleaje de 70 m de longitud, 2 m de anchura y 2 de altura, dotado de una pala de péndulo-pistón con sistema de absorción activa del oleaje reflejado, 2) un canal de oleaje y corriente, de 24 m de longitud, 0.6 m de anchura y 0.8 m de altura, dotado de un generador de pistón con sistema de absorción de reflexiones y 3) un tanque de oleaje multidireccional de 28 m de longitud, 8.25 m de anchura y 1.5 m de altura, dotado de 10 palas de pistón. Todas estas instalaciones han sido diseñadas, construidas y mejoradas por personal del IH Cantabria en la Escuela de Ingenieros de Caminos, C y P. de la Universidad de Cantabria. La falta de espacio en esta ubicación ha impedido ampliaciones del laboratorio y es la razón para que el desarrollo de las nuevas instalaciones deba realizarse en otra ubicación. La experiencia obtenida en el diseño, construcción y operación de estas instalaciones, así como en la operación por parte de algunos miembros del personal del IH Cantabria de otras instalaciones similares fuera de España, ha permitido al IH Cantabria el aceptar el reto de la realización del prediseño y la participación en el diseño y construcción del nuevo TOC.

Alrededor del mundo existen varias decenas de tanques de oleaje multidireccional, la mayor parte para ensayos en profundidades intermedias o reducidas y el resto para ensayos de estructuras en aguas profundas. El nuevo TOC que se describirá mas adelante no intenta duplicar ninguna de estas instalaciones, en particular ninguna de las existentes en España o en el resto de Europa, sino complementarlas, ofreciendo una serie de singularidades que justifican la magnitud de la empresa. Por esta razón, previamente al diseño se realizó un estudio en profundidad de las diferentes capacidades, características, fechas de construcción, objetivos, carencias y dificultades de mas de 20 tanques de oleaje multidireccional de todo el mundo, prestando especial atención a dos mayores instalaciones de este tipo en España: el Laboratorio de Dinámica del Buque del Canal de Experiencias Hidrodinámicas de El Pardo (CEIPAR) y el Tanque de Oleaje Multidireccional del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC).

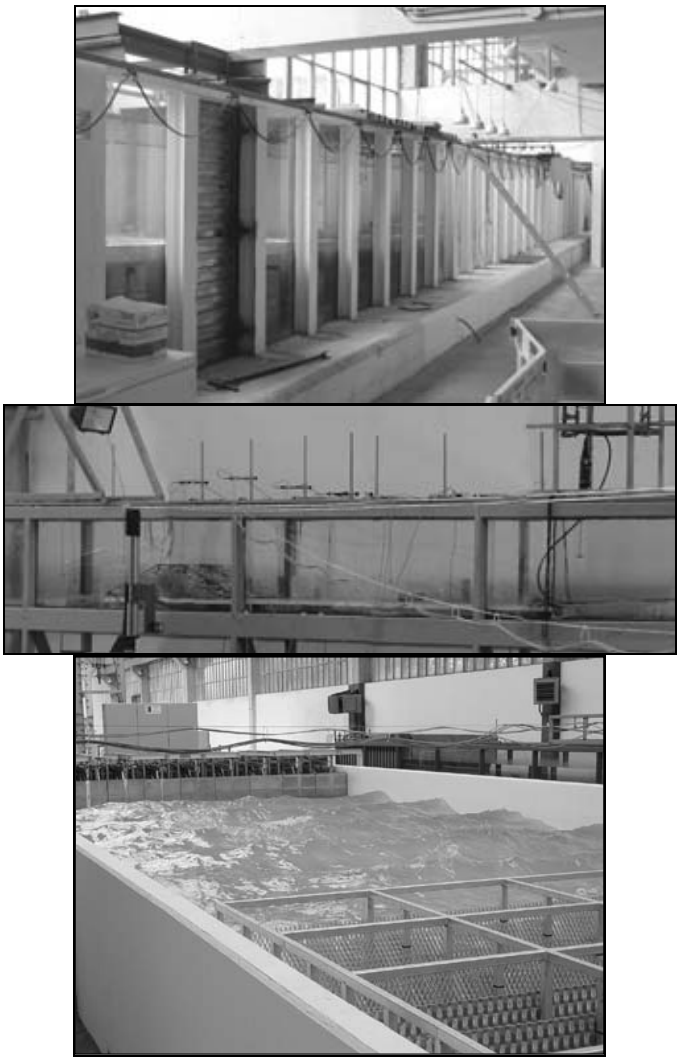


Figura 2. Fotografías de las instalaciones actuales del Laboratorio de Ingeniería de Costas del IH Cantabria : Arriba: canal de oleaje, centro: canal de oleaje y corriente, abajo: tanque de oleaje multidireccional.

Un ejercicio similar se ha realizado con la mayoría de los laboratorios de referencia en Europa (Deltares y Marin en Holanda, HR Wallingford en el Reino Unido, Marintek en Noruega, Oceanide en Francia, Universidad de Aalborg y DHI en Dinamarca, etc.) y en el resto del mundo (NRC-CHC y NRC-IOT en Canadá, Oregon State University y Offshore Technology Research en USA, Nagaski Research Institute y National Research Institute of Fisheries Engineering en Japón, LabOceano en Brasil y Shangai Jiao Tong University en China) entre otros. La mayoría de los detalles de cada tanque pueden encontrarse en la página web de cada laboratorio.

Para la selección de un tanque para su estudio se consideró primero la capacidad de generación de oleaje multidireccional. Además se analizaron sus características más

importantes como son:

- Geometría del tanque (longitud, anchura y altura),
- Rango de profundidades operativas,
- Rangos de generación en alturas de ola, periodos y direcciones
- Características del generador de oleaje (número de palas, anchura y altura de cada pala, potencia instalada, recorrido del pistón y/o charnela, modo de generación (pistón, charnela, combinado u otros),
- Capacidad de absorción activa de reflexiones,
- Existencia y, en su caso, profundidad del foso central,
- Capacidad de generación de corrientes (direccionalidad, control, intensidad, método de generación),
- Capacidad de generación de viento (direccionalidad, control, intensidad, método de generación).

La conclusión general del análisis fue que la mayoría de los tanques de oleaje multidireccional han sido diseñados o para profundidades indefinidas (ensayos offshore) o para profundidades intermedias o reducidas (ensayos de ingeniería de costas). En el primer caso, el tanque no se drena casi nunca y la reproducción de la batimetría suele ser innecesario o impracticable. El generador de oleaje suele realizarse con palas pequeñas de tipo charnela, que solo generan oleaje a tanque lleno. Si existe generación de corrientes, normalmente solo pueden generarse en una dirección. En el caso de los tanques costeros, estos se pueden drenar y la batimetría local es reproducida en los ensayos. El generador de oleaje se realiza con palas de tipo pistón, capaces de generar en todo el rango de profundidades del tanque. Por lo que respecta a las corrientes, es muy raro que los tanques costeros tengan capacidad de generación de corrientes. Es de destacar que, en el mundo, solo el tanque de oleaje del NRC-CHC es capaz de realizar ensayos en todo el rango de profundidades. Este tanque se puede drenar con rapidez para la reproducción de batimetrías en el caso de ensayos costeros. El generador de oleaje es bi-modal (pala y pistón combinados) y puede ser levantado para acomodarse a la profundidad. Sin embargo,

el generador de oleaje de este tanque no tiene absorción activa de reflexiones ni un sistema permanente de generación de corrientes.

Con la información adquirida se estableció un juego de criterios de diseño y especificaciones para el nuevo TOC.

CRITERIOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES.

Una de las primeras especificaciones establecidas para el nuevo TOC fue el rango de profundidades operativas, i.e. desde profundidades indefinidas a reducidas. Esto significa que el TOC será capaz de realizar modelos a escala de prototipos situados en cualquier profundidad dentro de la plataforma continental. Este requerimiento impone una serie de importantes dificultades relacionadas con 1) el tamaño de la instalación (i.e. el volumen de agua que es necesario almacenar para el llenado del tanque) así como las dimensiones de los generadores de oleaje, que deben ser capaces de generar adecuadamente en todo el rango de profundidades, 2) la generación de un sistema de corrientes omnidireccional permanente que no interfiera con la generación de oleaje y 3) detalles como la accesibilidad de los equipos y materiales necesarios para construir los modelos y batimetrías. Resumiendo, las especificaciones que debe cumplir el nuevo TOC se listan a continuación:

- Tanque para el ensayo en modelo reducido en profundidades indefinidas, intermedias y reducidas: profundidades operativas variables entre 0.2 y 3 m.
- Generación de oleaje multidireccional. Oleaje de diseño: H=1 m, T=3 s con 3 m de profundidad. Direcciones del oleaje variables en el arco comprendido entre -45º y 45º. Capacidad de absorción activa de reflexiones.
- Generación de corrientes en cualquier dirección y sentido; condición de diseño: velocidad promediada en profundidad de 0.2 m/s con 3 m de profundidad de agua.
- Pozo profundo para el modelado de estructuras offshore: 6 m de diámetro y profundidad máxima operativa de 10 m.

- Capacidad de generación de ondas largas para la simulación de seicas y tsunamis.
- Dimensiones restringidas al área disponible en la parcela del PCTCAN.

SOLUCIÓN PROPUESTA.

Como se ha mencionado anteriormente, las especificaciones impuestas implican una serie de dificultades técnicas. La solución propuesta que se describe a continuación cumple con los anteriores requerimientos, siendo un tanque de tamaño medio (en comparación con otros) el cual es más controlable y asequible.

El conjunto general del TOC se dispone en una estructura de tres niveles: 1) depósito de agua de 44 x 40.6 x 3.9 m en el nivel inferior, 2) zona técnica y de generación de corrientes en el nivel intermedio, con un depósito de 32 x 20 x 2.5 m para la generación de corrientes y 3) el tanque de oleaje y corrientes propiamente dicho, de 30 x 44 x 4.1 m en el nivel superior, ver figura 3. Atravesando los tres niveles se dispone un pozo cilíndrico de 6 m de diámetro y 7 de profundidad, dotado de un fondo móvil para el anclaje de modelos de estructuras offshore en cualquier profundidad dentro del rango. Este fondo se puede anclar nivelado con el fondo del tanque de oleaje, en el caso de no necesitarse o de tener realizar un modelo con batimetría sobre el mismo.

Un sistema de bombeo distribuirá el agua del depósito hacia los tanques de generación de corriente (nivel intermedio) y de oleaje (nivel superior) así como al resto de instalaciones del laboratorio (canal de oleaje, canal de transporte de sedimentos, canal de oleaje y corriente, etc.). El sistema será capaz de realizar el llenando el tanque intermedio de generación de corrientes y el tanque de oleaje hasta la profundidad de diseño (3 m) en un tiempo máximo de 3 horas.

El sistema de generación de corrientes se sitúa en el depósito del nivel intermedio, el cual está subdivido en cuatro cámaras interconectadas por una serie de orificios de 1 m de diámetro en los que se encajan 20 hélices reversibles sumergibles de 22 KW cada una, ver figura 4, con una potencia instalada total de 440 KW. El caudal de bombeo en la dirección paralela a la dirección principal de generación de oleaje

(corrientes en línea con el oleaje) es de 18 m^3/s y de 12 m^3/s en la dirección transversal al oleaje. Con esta capacidad de bombeo se cumple el requisito de diseño de la generación de 0.2 m/s de velocidad media vertical a tanque lleno. El tanque de generación de corrientes está conectado con el tanque de oleaje a través de tomas en el fondo todo el perímetro del área de trabajo del tanque de oleaje (que es el techo del tanque de generación de corrientes) ver detalles de las figuras 3.b y 3.c. Las tomas están dotadas de con álabes de ángulo variable para la orientación de las corrientes y bocas de hombre para el acceso de personal y equipos al tanque de generación de corrientes del nivel intermedio.

El tanque de oleaje estará dotado con un generador de oleaje multipala, dispuesto en uno de los lados del tanque y de absorbedores pasivos en los otros tres lados (ver figura 3.d). El área de ensayo disponible tendrá, aproximadamente, 32 m de anchura y 20 m de largo, dependiendo de la localización y eficiencia de los absorbedores pasivos.

Como equipo adicional auxiliar, se contará con un sistema automático de control del nivel en el tanque, prevención de rebases y sistema de evacuación de aire atrapado y una grúa puente de 10 toneladas.

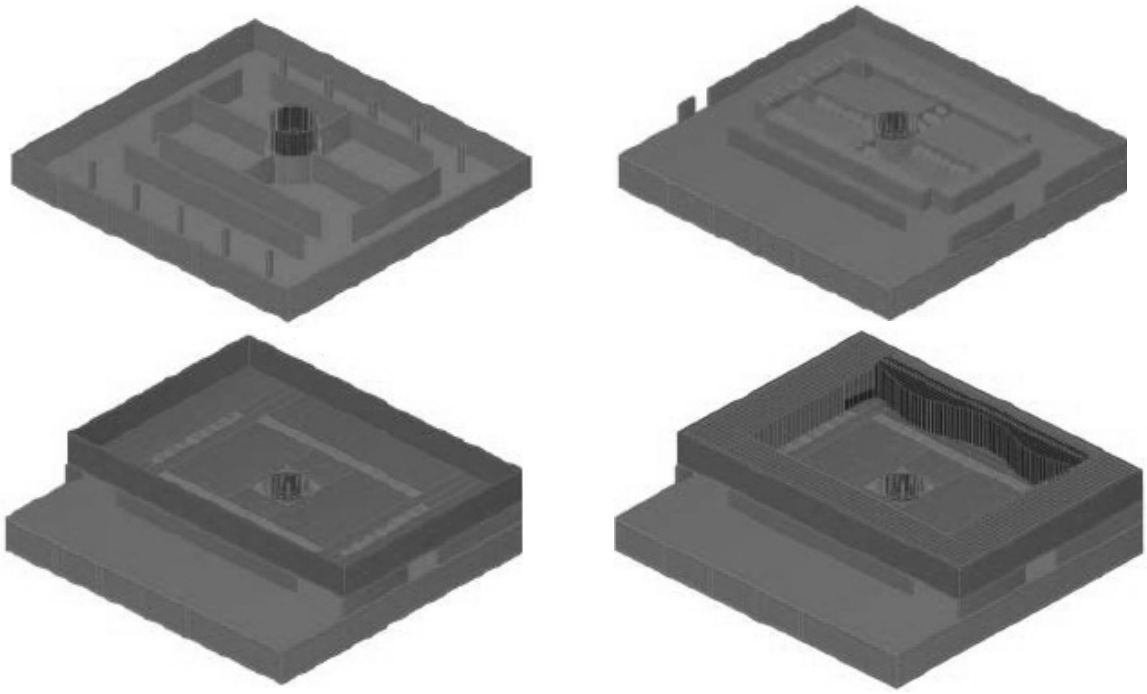


Figura 3. Configuración de la estructura de tres niveles del Nuevo TOC. a) Nivel inferior (depósito de agua). En el centro se incluye el pozo central., b) Nivel intermedio. Zona ténica y depósito de generación de Corrientes, c) Nivel superior. Tanque de ensayos. Nótese el pozo central y las tomas del sistema de generación de de corrientes y d) Nivel superior. Generador de oleaje y disipadores pasivos.

Figura 4. Ejemplo de uno de las 20 hélices (también denominados mezcladores) que se utilizarán en el sistema de generación de corrientes del Nuevo TOC

DISEÑO PRELIMINAR DEL GENERADOR DE OLEAJE

Durante el diseño preliminar del generador de oleaje se han considerado varias opciones entre las cuales se incluyen 1) el/los modos de generación (pistón, charnela y combinado) 2) el tipo de empujadores (eléctricos o hidráulicos) 3) palas rígidas o truncadas, 4) potencia requerida y 5) palas de altura total o parcial (en cuyo caso deberán disponer de un sistema de levantamiento).

El generador de oleaje que mejor satisface las condiciones específicas del nuevo tanque es un sistema de palas segmentado que pueda trabajar en los modos de pistón, o combinado (charnela y pistón), movidas por actuadores hidráulicos. El modo combinado ha sido requerido para generar adecuadamente en todo el rango de profundidades y ello ha requerido la segmentación de las palas.

La complejidad de un sistema de levantamiento de los generadores de oleaje, frente a la sencillez de un sistema de palas fijo, ha conducido a la selección de palas fijas abarcando toda la profundidad útil mas el resguardo necesario para la generación de oleaje a tanque lleno.

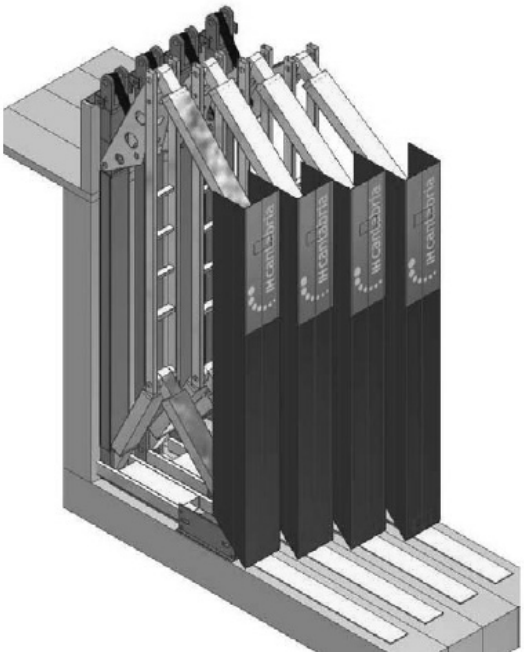


Figura 5. Vista de un grupo de 4 palas del generador de oleaje.

De esta manera, el generador de oleaje está formado por, ver figura 5:

- 64 palas independientes, de 0.5 m de anchura y 4.5 m de altura.
- La actuación sobre cada pala se realiza mediante dos brazos articulados, superior e inferior. Sobre el brazo superior actúa el empujador hidráulico y el movimiento del brazo articulado superior se transmite al inferior mediante una biela.
- El brazo articulado inferior apoya y corre sobre una guía lineal dispuesta en el fondo.
- Con las palas en modo pistón (mostrado en la figura 5) la biela se mantiene en posición vertical y los dos brazos articulados se mueven al unísono, con un recorrido máximo horizontal de 1.2 m.
- Con las palas en modo combinado, se modifica el anclaje de la biela en el brazo articulado superior, de manera que el recorrido máximo de la pala a 3 m del fondo es de 1.6 m, manteniéndose el recorrido de 1.2 m en el brazo articulado inferior. De esta manera, al movimiento de pistón se le añade una componente de charnela de 0.6 m de amplitud a 3 m del fondo, con articulación en el brazo inferior.
- Además del sistema articulado de generación dinámica se dispondrá una estructura fija que cumplirá la doble misión de soportar

estructuralmente las cargas y de dar alojamiento al sistema de absorción pasiva del oleaje.

- El sistema de absorción del oleaje generado por la parte posterior de las palas se dispondrá sobre la estructura soporte y estará formado por varias láminas de metal deplore verticales alternadas con varias capas de material fibroso.
- El sistema de actuación será de tipo hidráulico, mediante servo-cilindros o servo-motores. El comando será mediante servo-válvulas de caudal adecuado. Se incluirán 8 fuentes de alimentación para 8 cilindros cada una, que dispondrán de los acumuladores necesarios para garantizar una sobrecapacidad de al menos un 10% sobre el caudal máximo necesario para realizar las olas monocromáticas de diseño. La potencia instalada total será de unos 700 KW.
- El sistema dispondrá de sistemas de seguridad embebidos en el control (límites de carrera, de aceleración, detectores de atasco) y de un sistema de parada de emergencia de forma segura, con control independiente. Se incluirán balizas de funcionamiento para cada pala. Existirán también 2 balizas generales que informarán de que el sistema está operando.
- El sistema de control permitirá la segmentación del generador según configure el usuario. Las palas no utilizadas quedarán frenadas.
- Las articulaciones de los brazos de aplicación del movimiento serán diseñadas de acuerdo a sus cargas y requerimientos de suavidad y holguras mínimas. Está previsto realizar un estudio detallado de las diferentes opciones disponibles, incluyendo ensayos. Existen 5 opciones a analizar: cojinetes auto-lubricados (bronce sinterizado o nódulos de grafito), rodamientos híbridos sumergibles, rodamientos inoxidables encapsulados en alojamientos con retenes, cojinetes marinos de material compuesto y rodamientos inoxidables (sólo articulaciones no sumergidas).
- El material empleado en la fabricación de todos los brazos de aplicación de cargas, elementos estructurales internos de la pala, ejes, todo el sistema de guiado, muñones de amarre de las articulaciones no móviles

y muñones de amarre de los actuadores será acero inoxidable. En lo posible de tipo austenítico 316L (piezas soldadas) o 316.

- El material de la estructura fija soporte será acero de construcción A-37, convenientemente tratado y pintado. El material de las láminas de deployé será acero post-galvanizado y post-lacado.
- La pala será de PRFV recubierta de gelcoat. A modo de esqueleto estructural de la pala de fibra se incluirá un cajón de acero inoxidable (tubo estructural) con los herrajes necesarios para los puntos de sujeción articulados, así como las cuadernas necesarias para que la rigidez de la misma sea suficiente El acabado será liso en cara vista, con cantos a escuadra con la pintura del color requerido por el cliente. De ser interesante integrar serigrafías, estas se integrarán en la propia fibra de vidrio.

El sistema de control estará basado en un PC sobre el que corre el software de generación SW AwaSys (Universidad de Aalborg) en su última versión, incluyendo la absorción activa 3D) con un interfaz de usuario a medida para IH Cantabria. Tendrá como salidas una serie de consignas de posición para los actuadores y como entradas los valores de altura de agua medida en las palas. Los controladores de los actuadores leerán estas consignas y el desplazamiento de los mismos y generaran la señal adecuada para las servo-válvulas. Además gestionarán las válvulas de corte, las funciones de la fuente de alimentación (encendido, monitorización, filtros) y las seguridades. Dispondrán además de un sistema de movimiento manual para mantenimiento. Está previsto que haya un controlador por fuente de alimentación y grupo de 8 actuadores. En la figura 6 se presenta un esquema del sistema de control.

El sistema de control permitirá la generación de olas direccionales entre -45º y 45º. En la generación monocromática, la frecuencia del oleaje medido estará comprendida dentro de un ± 2% de la nominal y la altura de ola estará en el rango ± 5% de la nominal. En generación no axial, las olas espúreas no podrán ser más de un 20% en amplitud de la ola principal. Esto aplica a las olas definidas de T=3 s para todo ángulo del rango definido. En las olas definidas de T=0,5 s este criterio ha de cumplirse en un rango de ángulos de -10º a 10º.

Las olas de diseño monocromáticas serán:

- H=1 m en h=3 m y T=3 s.
- H=1 m en h=2 m y T=3 s.
- H=0,5*h en h variable de 0,2 a 2 m y T=3 s.
- H=0,05 m en h variable de 0,2 a 3 m y T=0,5 s.

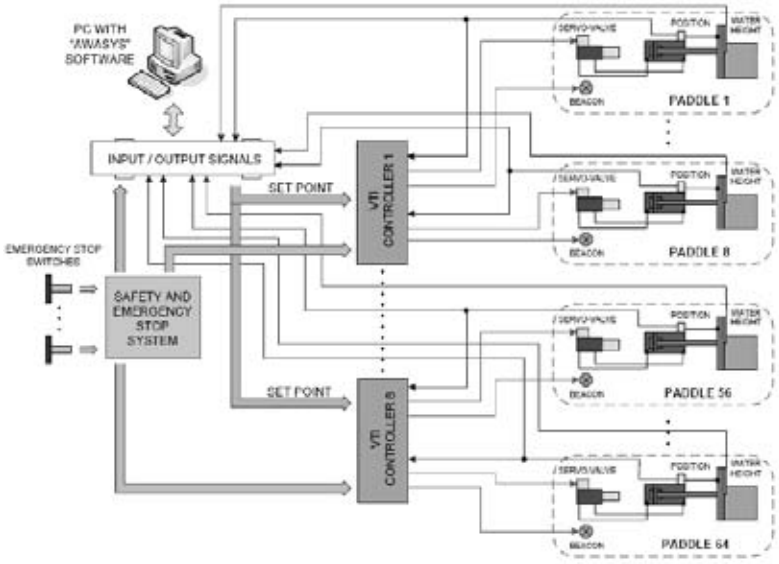


Figura 6. Esquema del sistema de control.

El software del sistema de control de generación tendrá capacidad de generar todo tipo de olas (regulares -lineales y no lineales-, irregulares, de cresta larga, de cresta corta, solitarias, definidas por el usuario) dentro de los rangos especificados. Como parte del sistema de de absorción activa de las reflexiones 3D, las palas llevarán un sensor de superficie libre en el frente de cada pala. Estos sensores serán ajustables en vertical de forma remota mediante un sistema neumático, que permita el calibrado de los sensores y su ajuste al rango de profundidades de ensayo.

En la figura 7 se presenta las curvas de rendimiento de las palas para tres profundidades de operación.

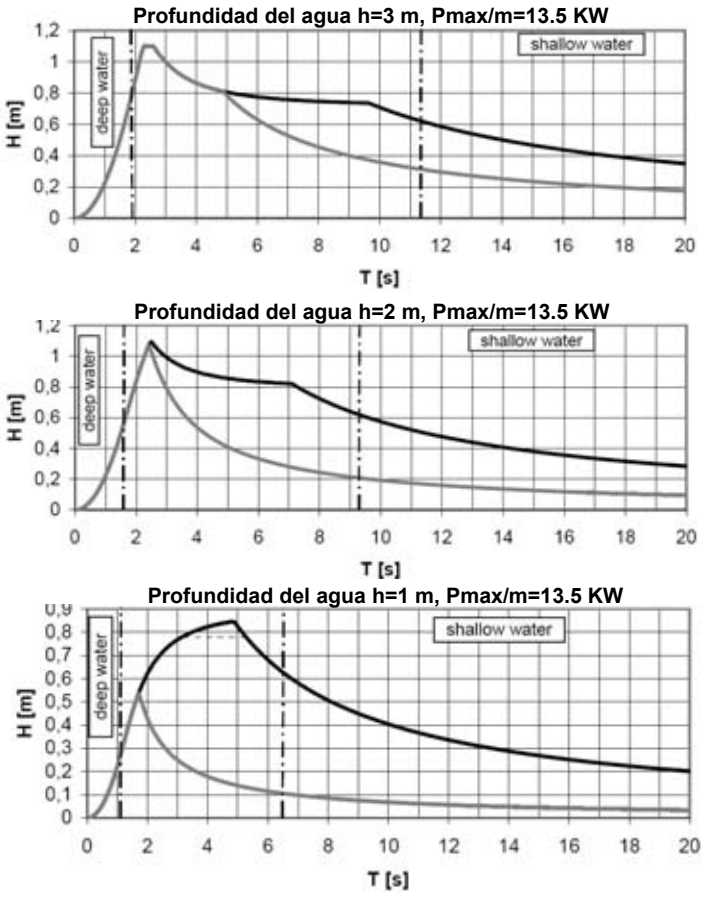


Figura 7. Curvas de rendimiento teóricas del generador de oleaje para tres profundidades y para los modos de pistón y charnela. Cada gráfico incluye la limitación por rotura del oleaje, potencia instalada y recorrido de la pala

Cada figura muestra la máxima altura monocromática generable, para el rango de periodos que puede ser generado (Hudges, 1993) y teniendo en cuenta la rotura del oleaje (debida al peralte, profundidad y a los modos evanescentes) la potencia instalada y el recorrido máximo de las palas. Además, cada gráfico incluye las curvas de rendimiento en los modos de pistón y charnela a modo de comparación. Como puede verse, en profundidades reducidas, el modo de pistón es más versátil y el perfil de velocidades resultante se aproxima mejor al teórico de las partículas bajo la onda. En profundidades indefinidas, el modo de charnela facilita prácticamente la misma capacidad que el de pistón, con la ventaja de evitar olas parásitas y modos evanescentes y un menor consumo de energía.

En los tres contornos del tanque no ocupados por el sistema de generación, se dispondrá un sistema pasivo de absorción de oleaje, ver figura 8. Este sistema se compondrá de un marco rígido de acero convenientemente tratado y pintado que soportará un entramado de paneles permeables de porosidad variable tanto en sentido vertical como en sentido horizontal. Su altura será de 4 m, su anchura de 6 m y tendrá 8 paneles de fondo de porosidad variable Los paneles frontales de las paredes laterales podrán ser fácilmente desmontados y sustituidos por paneles ciegos para aplicar el método de generación con reflexión en los laterales. Los paneles podrán ser de metal deployè de diversas aberturas y orientaciones con fibra vegetal para facilitar la absorción. Todos los elementos sumergibles de metal deployé serán realizados en acero post galvanizado en caliente y post lacado.

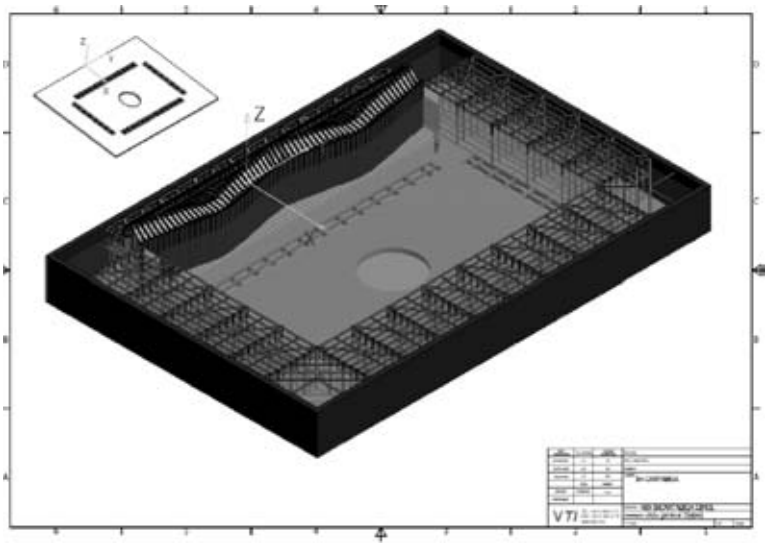


Figura 8. Vista general del tanque de oleaje en el que se incluye la estructura del sistema de absorción pasiva.

El TOC se encuentra en la actualidad en construcción y se espera que esté operativo a finales de 2010.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por el Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España, bajo el proyecto de referencia CAC-2007-28.

REFERENCIAS

Hughes, S. A. 1993. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., pp 333-436

ENSAYOS DE CAÍDA DE CUBOS Y CUBÍPODOS

J. R. Medina[1], M.E. Gómez-Martín[2], A. Corredor[3], R. Torres[3], J. V. Miñana[3], E. Fernández[3], C. F. Menéndez[3], M. Santos[3]

1. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia. jrmedina@upv.es

2. Departamento de Construcción, Universidad de Alicante, 03690 San Vicente del Raspeig, Alicante. esther.gomez@ua.es

3. SATO (Grupo OHL), Pº Castellana 259-D-8º, "Torre Espacio", 28046 Madrid. acorred@ohl.es, rtorres@ohl.es, jvicmina@ohl.es, efernand@ohl.es, cmenende@ohl.es, mosantos@ohl.es

INTRODUCCIÓN

Los diques en talud son la tipología de referencia para las obras de abrigo portuarias por la facilidad de construcción, su respuesta robusta frente a los temporales y la menor exigencia a la cimentación. En general, se construyen con un núcleo poco permeable de todouno de cantera, sobre el que se superponen capas de piedra y elementos de tamaño creciente (núcleo, capas de filtro y manto principal). El coste de un dique rompeolas depende de factores físicos y de tres factores de diseño clave: el tipo de elemento de hormigón con el que se forma el manto principal (cubo, Tetrápodo, Dolo, etc.), el número de capas (monocapa ó bicapa) y el tipo de colocación (aleatoria o especial). Cada pieza/nºcapas/colocación tiene un coeficiente de estabilidad hidráulica, resistencia estructural y condicionantes logísticos distintos.

La búsqueda de formas nuevas con coeficientes de estabilidad elevados es una línea de investigación clásica que llevó en los años 60 a la invención del Dolo, que teóricamente permitía reducir mucho el peso de los elementos del manto. Sin embargo, la rotura de diques como los de Sines y San Ciprián puso de relieve la importancia de la resistencia estructural del elemento además de la estabilidad hidráulica. Dupray y Roberts (2009) analiza la evolución de las piezas prefabricadas para los mantos de diques en talud señalando que el colapso de diques protegidos con piezas esbeltas impulsó el desarrollo de piezas más robustas (“bulky”) como el Acrópodo, Core-Loc y Xblock y una segunda generación más reciente como el

Accrópodo II y el Cubípodo. La Figura 1 muestra en la primera fila algunos tipos de piezas anteriores al desastre de Sines (1978) y en la segunda fila piezas más modernas.

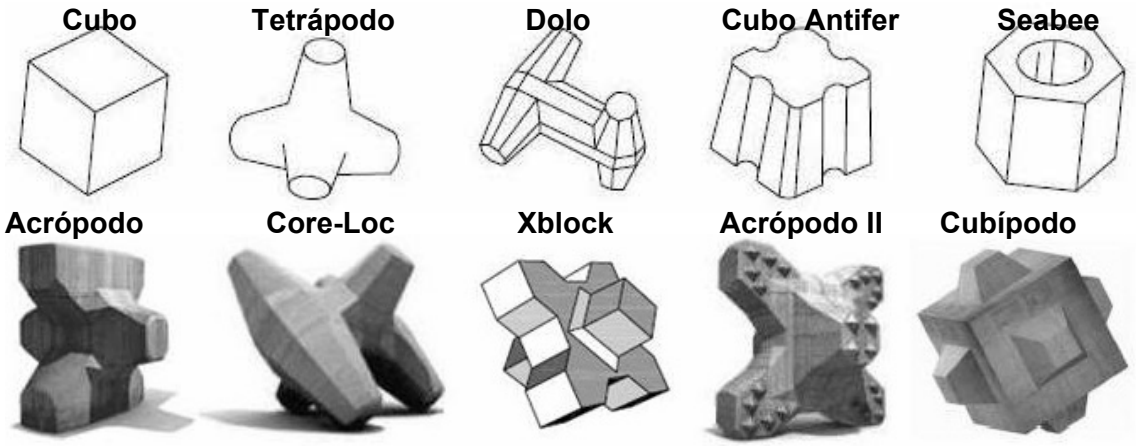


Figura 1. Elementos prefabricados para el manto principal.

El sencillo bloque cúbico de hormigón, utilizado ya en el siglo XIX, tiene una estabilidad hidráulica baja, pero tiene una elevada resistencia estructural y es muy fácil de encofrar, almacenar y colocar en obra. Así pues, la robustez o fragilidad del elemento, el volumen de hormigón necesario y los problemas logísticos de fabricación y puesta en obra son los aspectos esenciales para la selección del tipo de elemento que se utiliza en la práctica para la construcción de mantos de diques. En este artículo se describen los ensayos de caída de prototipos incluidos el Proyecto CUBIPOD, que engloba las investigaciones desarrolladas para estudiar una nueva pieza prefabricada para la construcción de mantos: el Cubípodo.

El Cubípodo es un elemento de tipo masivo (de la familia de los cubos, parelelepípedos, cubos Antifer, etc.), pero diseñado para superar algunos de sus inconvenientes más graves (adoquinamiento, baja estabilidad hidráulica, etc.). El Cubípodo es un elemento de forma básica cúbica o paralelepipédica que dispone de una protuberancia en cada cara para evitar el acoplamiento entre elementos y aumentar la fricción con la capa inferior. El Cubípodo ha demostrado (ver Gómez-Martín y Medina, 2008) una estabilidad hidráulica muy superior al bloque cúbico convencional, pudiendo incluso ser colocado en capa única, mientras que también se ha podido comprobar (ver Corredor y otros, 2008) que los rendimientos de encofrados, la manipulación con pinzas, el almacenamiento y otros aspectos logísticos son parecidos a los del bloque cúbico convencional, con el que se puede conseguir un ahorro económico importante (entre 15% y 40% para un dique de tamaño medio) y una reducción de la huella energética muy importante (superior a la económica). En

este artículo se describen los ensayos de caída de prototipos realizados en el Parque de Bloques de SATO del Puerto de Alicante en marzo de 2008 para evaluar y comparar la robustez estructural de los bloques cúbicos convencionales y los cubípodos de 15 t y 16 t respectivamente. Los cubípodos de 16 t se corresponden aproximadamente con los ensayados en laboratorio a escala 1/50 (ver Gómez-Martín y Medina, 2008) y los que podrían utilizarse en los mantos de los grandes diques del Mediterráneo.

ENSAYOS DE CAÍDA DE PROTOTIPOS

El diseño experimental de los ensayos de caída de prototipos de cubos y cubípodos que se presentan, se inspira en la metodología utilizada para evaluar las piezas Accrópodo, Core-Loc y Xblock (ver Muttray et al., 2005) incluyendo ensayos de volteo y caída libre. Las diferencias metodológicas principales respecto de los ensayos de caída de piezas "bulky" más esbeltas son: mayor tamaño de los prototipos, plataformas de caída y volteo mucho más resistentes, mayores alturas de caída, no dejar formas de caída importantes sin ensayar y llegar a la caída extrema desde más de 8 metros.

Diseño del encofrado del Cubípodo

Una de las grandes ventajas de los bloques cúbicos convencionales frente a las piezas especiales modernas (Acrópodo, Xblock, etc.) es la simplicidad del encofrado (tipo flanera) y el ciclo de producción (dos puestas/día); las piezas especiales tienen la mayoría encofrados deslizantes y ciclos de producción de 24 horas que requieren mucho más espacio y mucha más mano de obra. Para mantener los rendimientos y eficiencia del bloque cúbico convencional, los técnicos de SATO han ideado un encofrado para el Cubípodo de tipo flanera (solicitud de patente española P200702396) que permite también dos puestas/día. El encofrado consta de dos elementos, una base estática y un molde superior con seis elementos articulados que permiten, para el prototipo de 16 t (7 m^3), llenar y vibrar en dos fases y desencofrar cada 6 horas. La Figura 2 muestra el encofrado utilizado para fabricar cubípodos y la zona de almacenamiento de prototipos previa a los ensayos de caída. Para facilitar la operación de desencofrado y que la fabricación del Cubípodo pueda tener rendimientos similares al bloque cúbico convencional, es necesario que el encofrado tenga en todas sus caras verticales un ligera conicidad (ver Corredor y otros, 2008), de forma análoga a los bloques cúbicos convencionales. Además, los técnicos de SATO

han adaptado pinzas de manipulación de bloques cúbicos para poder mover los cubípodos de forma análoga a los bloques cúbicos convencionales. En comparación con el uso de eslingas, la manipulación de piezas con pinzas es más segura y eficiente. Se pudo comprobar durante los ensayos de caída de prototipos que el funcionamiento y operatividad de la pinza doble adaptada es semejante a la pinza simple utilizada para los cubos.

(a) (b)

Figura 2. (a) Encofrado del Cubípodo y (b) zona de almacenamiento de prototipos.

Para el almacenamiento de cubípodos en parque, se pueden utilizar los sistemas abierto y cerrado mostrados en la Figura 3. Con el sistema abierto de almacenamiento, se puede conseguir una porosidad media en parque del 50% comparado con el 30% que se puede conseguir con el sistema cerrado de cubípodos y el 20% del parque de bloques cúbicos convencionales. El sistema cerrado de almacenamiento de cubípodos requiere menos espacio pero no sería recomendable para piezas de menos de 20 t para poder utilizar con facilidad las pinzas utilizadas en estos ensayos de caída.

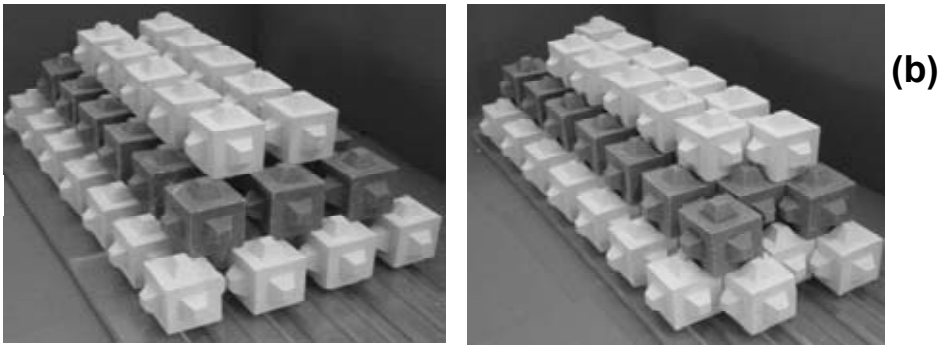
(a)  (b)

Figura 3. Sistemas de almacenamiento en parque: (a) abierto y (b) cerrado.

Fabricación de bloques cúbicos y cubípodos

Para los ensayos de caída de prototipos se fabricaron 8 bloques cúbicos convencionales de 15 t utilizando un encofrado de la ampliación del Puerto de Alicante y 11 cubípodos de 16 t utilizando dos bases y el molde superior de la Figura 2. El tamaño (7 m^3) utilizado para ensayar el Cubípodo es mayor que cualquiera de los

utilizados para otras piezas especiales (ver Muttray et al., 2005) y se corresponde aproximadamente con el tamaño necesario para grandes diques en el Mediterráneo.

Para cubos y cubípodos se utilizó un mismo tipo de hormigón, con las características y dosificación habituales para bloques, de una única planta de fabricación de hormigón; se sacaron dos probetas estándar del hormigón de cada prototipo para romperlas a 7 y 28 días con objeto de verificar la homogeneidad del hormigón utilizado. El hormigón utilizado era HM-30/B/25/IIIa+Qb con 350 k/m^3 de cemento CEM I 42.5 R, tamaño máximo de árido de 25 mm y relación agua/cemento de 0.5. Las probetas dieron a los 7 y 28 días unas resistencias a compresión media de 52.5 y 63.5 N/mm^2 (CV= 8.3% y 8.2%) para cubos y 48.7 y 58.7 N/mm^2 (CV=11.3% y 12.0%) para cubípodos. Los prototipos se fabricaron a finales de Enero de 2008 y se utilizaron a principios de Marzo de 2008, por lo que se utiliza como referencia la resistencia a compresión a los 28 días.

Ensayos de volteo

Para evaluar los efectos de múltiples impactos de pequeña intensidad, cubo y Cubípodo se han ensayado volteando los prototipos sobre una plataforma rígida. En el Parque de bloques del Puerto de Alicante, sobre un suelo arenoso muy compactado, se construyó una losa de hormigón armado de 170 t (10.0x7.5x0.9 m) como plataforma para los ensayos de volteo. Se utilizó una retroexcavadora para las maniobras de volteo (ver Figura 4) y una célula de carga de 20 t de lectura directa con una precisión de 10 k (0.07%) para pesar las taras y los prototipos antes y después de las caídas. Se ensayaron dos tipos de volteo (parcial y total) de cubos; con 24 vuelcos en cada caso que dieron una pérdida de masa relativa (RLM) inferior al 2%, y cuatro prototipos para volteo frontal diagonal (60 empujones) con RLM<0.3%.

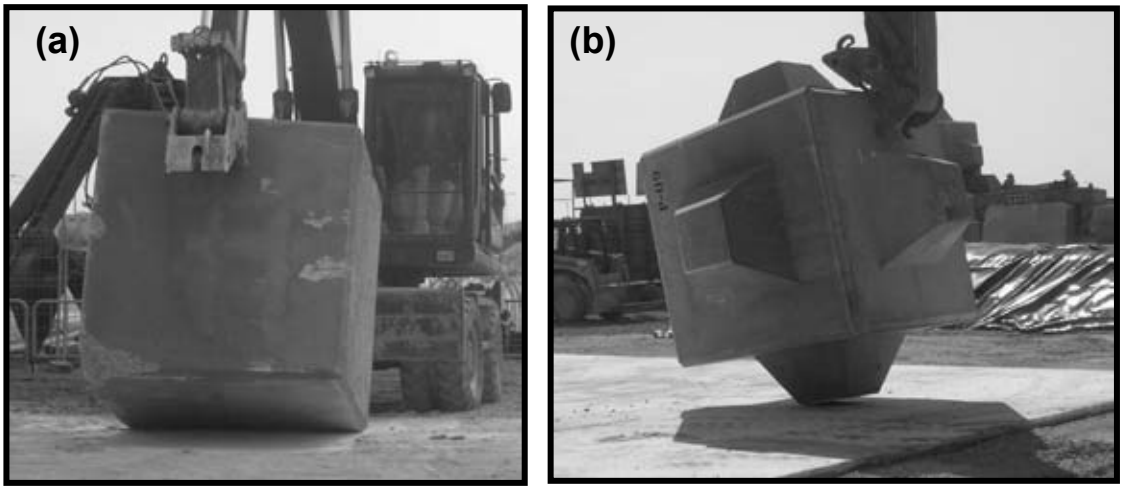


Figura 4. maniobra de volteo: (a) parcial de cubo y (b) frontal de cubípodo.

Ensayos de caída libre

Para evaluar los efectos de fuertes impactos, cubo y Cubípodo se han ensayado dejándolos caer sobre plataforma rígida. Sobre un suelo arenoso muy compactado, se construyó una losa de hormigón armado de 72 t (5.0x5.0x1.15 m) protegida con una protección de acero de 20 mm, para evitar punzonamiento, como plataforma para los ensayos de caída libre. Para los ensayos de caída se realizó un proyecto específico de seguridad que exigió definir unos perímetros y caballones de seguridad en la plataforma de caída libre para evitar que la manipulación y caída de prototipos y la proyección de partes rotas pudiera causar daños; además, la utilización del puente grúa de 63/25 t, las pinzas de 20 t y 2x20 t y diferentes tipos de máquinas y equipos exigió también cumplir determinados protocolos de seguridad.

Los ensayos de caída libre se realizaron dejando caer los prototipos desde diferentes alturas en diferentes posiciones, intercalando ensayos de caída libre de cubípodos y bloques cúbicos, empezando por los lanzamientos desde menor altura. La altura de caída se define como la diferencia entre la cota del punto más bajo del prototipo antes de soltarlo y la cota de la plataforma de caída libre. Fijada una altura de caída, se repetieron los lanzamientos hasta un máximo de seis veces o alcanzar la rotura del prototipo. Se utilizaron tres tipos de caídas libre de prototipos según la forma de coger el bloque: (AD) caída de martillo con impacto cara contra plataforma, (ED) caída de arista con arista contra plataforma y (RD) caída aleatoria apoyando de manera inestable una esquina del prototipo en un bloque lateral antes de soltarlo sobre la plataforma de caída. La Figura 5 muestra las caídas AD de cubo y Cubípodo que alcanzaron la rotura de la pieza.

Figura 5. Caída libre de martillo desde dos metros de altura que provoca rotura del prototipo: (a) sexta caída del Cubípodo y (b) primera caída del bloque cúbico.

Se empezó con el lanzamiento de cubípodos y pronto se pudo comprobar que éstos resistían caídas mucho mayores que los bloques cúbicos; también se observó que las caídas de martillo eran más destructivas que las caídas de arista y éstas más que las caídas aleatorias. Se realizaron caídas libres de cubos y cubípodos desde dos metros de altura (h[m]=2.0) en las tres posiciones (martillo, arista y aleatorio); además, se realizaron caídas libres de martillo de cubos desde h[m]=0.5, 1.0 y 1.5. El prototipo lanzado desde h[m]=1.5 se rompió al tercer lanzamiento y otros resistieron sin romperse seis caídas de martillo desde h[m]= 0.5 y h[m]= 1.0.

Corredor y otros (2008) definen un modelo conceptual de rotura para explicar las observaciones de los ensayos de caída. En este modelo, la energía potencial liberada al soltar cada prototipo se pierden tres procesos: roturas de borde, fracturas internas y disipación de energía. Una parte de la energía se pierde al romper un volumen pequeño de hormigón en los bordes (puntas y aristas); otra parte de la energía provoca roturas internas que, si son grandes, pueden significar la rotura de la pieza, y finalmente, se pierde energía por fricción en el aire y plataforma, en el terreno, en fisuras de la plataforma, etc. El diseño experimental de CUBIPOD intentó reducir al mínimo los procesos de disipación de energía, con una fuerte compactación del terreno antes de los ensayos, un diseño robusto de la plataforma de caída libre y un control de su estado a lo largo de los ensayos para garantizar que la proporción de energía disipada no era muy grande y similar para cubos y cubípodos. Así pues, las variables principales a considerar son: (1) altura de caída, (2) número de caídas, (3) resistencia a compresión y tracción del hormigón, (4) tamaño de la pieza y (5) tipo de pieza.

Dado que la resistencia del hormigón y el tamaño de la pieza son similares para cubos y cubípodos, el resultado de las caídas (RLM) depende del tipo de pieza, altura de caída y número de caídas. Buscando el mejor factor potencial corrector para considerar el número de caídas de martillo en el caso de los bloques cúbicos, se ha podido definir una altura de caída equivalente, h_e, dado por la ecuación

$$h_e = h \cdot n^{\frac{1}{4}} \quad (1)$$

Siendo h la diferencia entre las cotas del centro de gravedad del prototipo al soltarlo y al impactar sobre la plataforma y n el número de repeticiones de la caída. Se ha podido establecer un patrón de comportamiento para los cubos en caída de tipo martillo descrito en la Figura 6, que se representa también los ensayos de caída libre de cubípodos sin distinguir si el tipo de caída es martillo, arista y aleatorio. Tanto los bloques cúbicos como

los cubípodos muestran un rango lineal de pérdida de masa con un límite de la caída de "martillo" que genera aproximadamente un RLM=4% de pérdida de masa; si se supera ese límite, la pieza se rompe. La altura equivalente de caída crítica es aproximadamente h_e[m]=1.9 para cubos y h_e(m)<3.1 para cubípodos. El Cubípodo muestra una mayor resistencia a la caída que el cubo convencional. A pesar de haber utilizado unos cubípodos de mayor tamaño (peso medio 16.6 t) que los cubos (peso medio=15.3 t) y el mismo hormigón, los cubípodos resisten impactos mayores que los bloques cúbicos convencionales. A pesar de su apariencia robusta, la menor resistencia a la caída del bloque cúbico convencional se explica porque el Cubípodo consume más energía en las roturas de borde localizadas (tacones, vértices, aristas, etc.) generando menores aceleraciones del núcleo de la pieza y evitando así la fractura interna que muestra con más facilidad el bloque cúbico convencional.

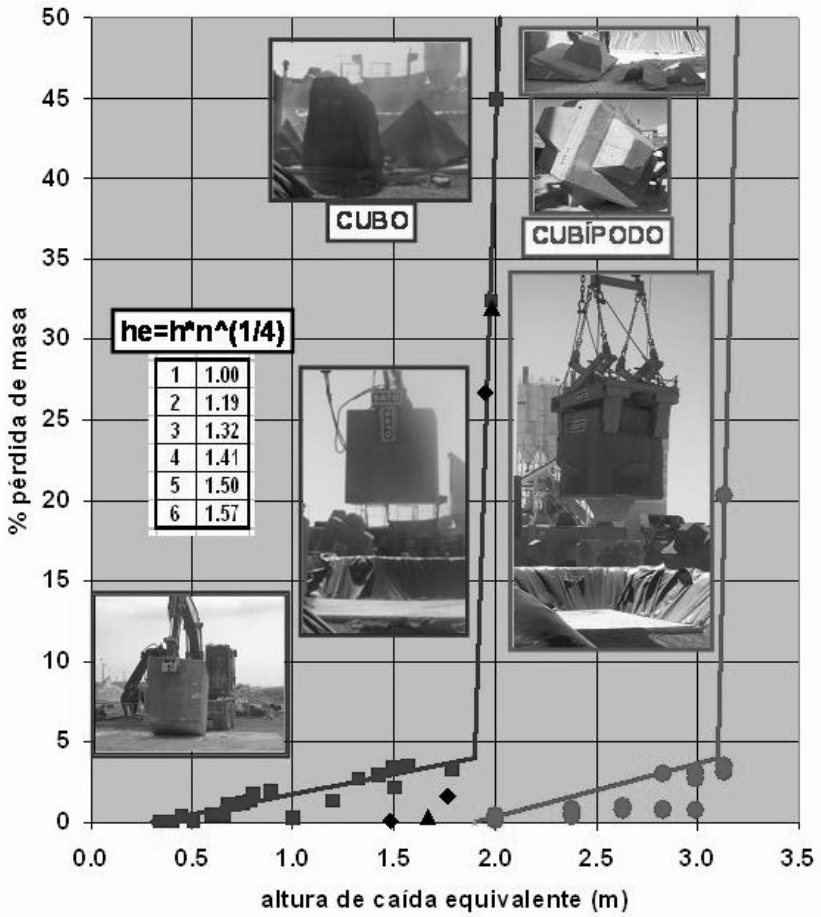


Figura 6. Pérdida de masa de cubos y cubípodos en caída libre sobre plataforma rígida.

El único prototipo de Cubípodo que llegó a la rotura (sexta caída de martillo desde h[m]=2.0), mantuvo el 80% de la masa inicial y cinco de los seis tacones, un resto mucho mejor que los cuatro restos de los cubos rotos durante los ensayos. Los bloques cúbicos y los cubípodos son mucho más resistentes a las caídas que otras

piezas especiales (Accropodo, Core-loc y X-block, etc.) ya que los ensayos de caída publicados de estas piezas no cubren todo el espectro de volteos y caídas exigibles en estas piezas, los prototipos ensayados son más pequeños y las roturas se producen con caídas desde mucha menor altura. Por otro lado, si se comparan los resultados con los modelos de impacto numérico de elementos finitos, puede comprobarse que los prototipos reales resisten caídas mayores que los modelos numéricos; por ejemplo, Latham and Xiang (2009) presentan los resultados de un modelo numérico similar al Xbock con altura de rotura estimada en pocos centímetros, claramente inferior a la mostrada por Muttray et al. (2005). Esto confirma que los modelos numéricos deben evolucionar (amortiguamiento de plataforma, modelos plásticos de rotura de hormigón, etc.) para razonablemente predecir los resultados de los ensayos de caída de prototipos reales.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

El Cubípodo es un elemento prefabricado nuevo de tipo masivo para la formación de mantos de diques ene talud: está diseñado para superar los defectos más graves del bloque cúbico convencional (adoquinamiento, baja estabilidad hidráulica, etc.). Los ensayos físicos 2D y 3D a escala reducida (1/50) han demostrado que el Cubípodo genera menor remonte y rebase y tiene en el tronco una estabilidad hidráulica muy superior al bloque cúbico convencional; además, en el morro es más estable que el cubo pero no tanto como en el tronco. A diferencia del cubo convencional, el Cubípodo puede ser colocado en una sola capa con una gran estabilidad hidráulica y respuesta mucho más flexible que otras piezas especiales en mantos monocapa.

En este artículo se describen los ensayos de caída de prototipos de bloques cúbicos convencionales (15 t) y cubípodos (16 t) desarrollados dentro del Proyecto CUBIPOD. Los cubípodos resisten caídas de mayor altura (50%) sobre plataforma rígida que los bloques cúbicos convencionales. En este artículo se describe el encofrado tipo flanera diseñado por SATO para producir cubípodos de un modo similar a los cubos convencionales (dos puestas/día). También se han adaptado pinzas convencionales de cubos para conseguir pinzas dobles con las que manipular cubípodos de forma análoga a los cubos. Tanto el encofrado como las pinzas de manipulación se han probado con éxito en el parque de bloques de SATO del Puerto de Alicante durante la realización de los ensayos de caída de prototipos realizados la primera semana de marzo de 2008.

Los cubípodos de más de W[t]=20 se pueden acopiar en disposición cerrada con una porosidad media aproximada en parque del 30%, mientras que las piezas de menor tamaño W[t]<20, necesitan ser acopiadas en disposición abierta con una porosidad media aproximada en parque del 50%. La manipulación y colocación del Cubípodo en obra (modelo reducido) es similar a la de los bloques cúbicos convencionales, teniendo una calidad de colocación en obra (modelo reducido) mucho mayor que los cubos convencionales al no tener tendencia al adoquinamiento y propiciar una colocación aleatoria sobre el talud con porosidad homogénea. Los ensayos de caída de prototipos han demostrado que la resistencia estructural del Cubípodo es muy elevada, habiendo mostrado mejor comportamiento que el bloque cúbico convencional frente a todos los esfuerzos de impacto ensayados, tanto volteos como caídas. Esta resistencia estructural probada permite sustituir cubos por cubipodos para aumentar la seguridad y reducir el coste y la huella energética simultáneamente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Autoridad Portuaria de Alicante y al consorcio TMS su apoyo para la realización de los ensayos de caída de prototipos dentro del recinto portuario. También se agradece el trabajo del ingeniero Romain Goumy en el control desarrollo de los ensayos de caída y al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD.

REFERENCIAS

Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndes, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. y Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. *Libro de ponencias del III Congreso Nacional de la ATPyC*, O.P. Puertos del Estado, 187-211.

Dupray, S. and Roberts, J. (2009). Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. *Proc. Coastal., Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE (in press).

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2008. Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack. *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering,* ASCE, 3461-3473.

Lathan, J.-L., Xiang, J. 2009. Application of finite-discrete element method to dynamic stress development in armour units and armour layers. *Proc. Coastal., Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE (in press).

Muttray, M., Reedijk, J.S., Vos-Rovers, I. and Bakker, P. 2005. Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armour units. *ICE Coastal, Structructures and Breakwaters 2005*. London, 555-567.

INNOVACIONES TECNOLÓGICAS Y MODELOS DE CALIDAD EN EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ENSAYOS MARÍTIMOS A ESCALA REDUCIDA.

M. Cabrerizo[1], R. Molina[1,2], P. Pery[3]

1. Laboratorio de Puertos.UPM CPB. C/Profesor Aranguren s/n 28040 Madrid.
2. Técnica y Proyectos S.A. TYPSA. División de Puertos y Costas. c/ Gomera 9 San Sebastián de los Reyes 28700-Madrid rmolina@typsa.es
3. Departamento de Transportes. Explotación de Puertos. E.T.S.I.C.C.P. de la Universidad de la Politécnica de Madrid. ppery@caminos.upm.es

1. ANTECEDENTES

La ejecución de un ensayo a escala reducida supone, no solo la construcción del modelo en si, sino también una caracterización y transposición de parámetros y agentes del medio, así como una correcta interpretación de los resultados instrumentales durante la fase de ensayo.

El laboratorio es vínculo entre los procesos de diseño, ejecución y verificación de una obra marítima. Es preciso por ello hacer siempre un ejercicio de desarrollo y aplicación de nuevas tecnologías orientada a asegurar la calidad en todos sus procesos.

El Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid en una nueva etapa dentro del marco de trabajo de la Cátedra Pablo Bueno, “Ingeniería Civil del Mar,” esta desarrollando un plan integral para la mejora de todos aquellos aspectos que intervienen en la calidad de sus ensayos, entre ellos los criterios de similitud.

La línea de trabajo comprende la utilización de nuevos materiales y procedimientos que permitan asegurar las propiedades a escala del modelo y su fidelidad geométrica.

Nuevos materiales

Comúnmente es utilizado el mortero de hormigón para la fabricación de piezas de mantos en diques en talud. La similitud modelo-prototipo exige a estos elementos dos propiedades fundamentales: Similitud geométrica e inercial (Hughes,1993).

En este sentido, en 2005 el Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales de la Universidad de Granada, tras la inauguración de su nuevo tanque de oleaje multi-direccional, procedió a la ejecución de una serie de bloques de hormigón a escala 1:60 de 10, 30, 45, 90, 145 y 200 toneladas. Una vez ejecutada la primera tanda se realizó un control de calidad sobre parámetros como la geometría y densidad de las piezas ejecutadas. Los resultados de dicho estudio evidenciaron una clara dificultad para la consecución de un material de ensayo en el que, al menos en un 95%, tuviese una dispersión menor del 2% en peso.

Esta deficiencia motivó el inicio de un estudio para obtener un material a escala que ofreciese garantías de baja o nula retracción, isotropía, y reproducibilidad utilizando el hormigón como material de ensayo. El proceso constó de varias fases.

En primer lugar se ensayaron distintas dosificaciones hasta encontrar la que ofrecía 2, 35 t/m^3 y se hicieron pruebas con diversos encofrados, sin embargo, el análisis de calidad de las piezas fabricadas con esa solución desvelo dispersión geométrica de las muestras y una densidad deficitaria.

Esta primera aproximación mostró la importancia de diversos aspectos, entre otros:

- Alta repercusión de la granulometría del árido en las propiedades mecánicas de la pieza, en el método de encofrado–desencofrado, y en la relación agua-cemento.
- Influencia del tipo de árido y su procedimiento de machaqueo en la densidad y a la cantidad de fracción fina.
- Mayor relación agua/cemento en el uso de pigmentos.
- Estrictos tiempos de curado para evitar daños durante el desencofrado.

En vista de la complejidad del problema, se estableció un convenio con el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones y la empresa Holcim para la elaboración de los bloques a escala de hormigón de 10 t y 200 t a escala 1:60.

Los objetivos del citado convenio fueron:

- Determinar los materiales a emplear en la ejecución del material de ensayo.
- Dosificación para obtener un hormigón autocompactante sin segregación de áridos
- Determinar el sistema de encofrado óptimo en cuanto a costes, fidelidad geométrica y productividad.
- Creación de un protocolo para la normalización del proceso de ejecución.

La dosificación final constaba, además de árido, agua y cemento, de mineral barítico micronizado con una alta densidad como carga y un fluidificante.

El encofrado seleccionado fueron barras, aunque también se estudiaron otras posibilidades, como parrillas y hormigonado en columnas verticales. Posteriormente, dichas barras eran seccionadas con disco de diamante dotado con posicionamiento laser con el objeto de obtener los cubos.

Si bien los objetivos de calidad se lograron, varios aspectos son susceptibles de mejora (Molina, 2006):

- El proceso de preparación, mezcla, amasado, vertido y desencofrado es tedioso y tiene un alto coste.
- La productividad no es alta
- Requiere el uso de mesas de corte de alta precisión y discos especiales al utilizar cargas metálicas.
- Alta dependencia externa.

Tras la experiencia adquirida y aprovechando la puesta en marcha de las instalaciones, se decidió dar continuidad a este trabajo en el seno del Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

La precisión en el modelado de batimetrías y estructuras es clave para la similitud del ensayo.

Los métodos tradicionales, aún siendo perfectamente válidos, a nuestro modo de ver plantean diversos inconvenientes:

- Suponen dependencia total de terceros, que a su vez deben poseer gran dominio de las técnicas de albañilería para obtener unos buenos resultados finales.
- El replanteo de las maestras es tedioso.

- Los plazos dependen en gran medida de los medios mecánicos disponibles y de la experiencia de la cuadrilla de construcción.

- La demolición del modelo genera residuos y trabajo pesado.

En la actualidad debido a la creciente mejora de la tecnología aplicada en la elaboración de batimetrías, se dispone de modelos tridimensionales de los fondos batimétricos de gran resolución. Los sistemas de dgps-rtk junto con la precisión alcanzada con las sondas multi-haz actuales nos ofrecen un alto nivel de detalle en nuestros modelos. Existiendo entonces modelos tan precisos, es muy atractiva la idea de reproducir el prototipo con tanto detalle como sea posible en el modelo a escala. Si bien hasta ahora era técnicamente difícil y económicamente inviable, el abaratamiento de la tecnología de control numérico hace posible su aprovechamiento.

Este nuevo procedimiento plantea ventajas productivas y técnicas, entre otras podemos citar una plena autonomía en la ejecución del modelo y una precisión milimétrica de los elementos estructurales y áreas batimétricas a reproducir (Cruchaga, J, 2004).

El objetivo pues, es la incorporación de nuevos procedimientos y materiales para la ejecución de modelos a ensayo mediante la sustitución de hormigón por polímeros y la reproducción de batimetrías y estructuras a través de mecanizado controlado numéricamente.

2. MATERIALES y MÉTODOLOGÍA

La nueva línea de trabajo está dirigida a la utilización de polímeros para la ejecución de modelos a escala, con el objeto de reproducir convenientemente tanto:

- Geometría
- Distribución de masas, rugosidad
- Resistencia del material
- Elasticidad
- Respuesta inercial
- Porosidad

Concretamente para la fabricación de hormigón a escala con polímeros, los objetivos han sido:

- Obtener un intervalo de densidad entre 2,15 y 2,50 tn/m3
- Similitud geométrica (<1%)
- Rugosidad superficial controlable (reproducción vítrea de superficies pulidas)
- Llenado de los moldes por vertido o colada a temperatura ambiente.
- Pot-life (o tiempo trabajable) adecuado
- Baja o nula retracción (<1%)
- Polimerización incluso en grandes espesores (80-100mm).

- Pigmentación controlable
- Poca susceptibilidad a cambios de presión, temperatura y humedad durante la ejecución
- Mínimo coste
- Alta producción
- Amplia oferta comercial.

Estos requisitos, precisaron abordar el estudio desde tres frentes distintos:

- Selección del tipo de resina, en base a su precio, color, tenacidad, retracción y pot-life
- Elección de aditivos. La utilización de resinas poliméricas implica el uso de cargas para aumentar su densidad, típicamente entre 1 y 2 t/m^3
- Diseño de los moldes en función del tipo de pieza, la rugosidad superficial a reproducir y el coste y ritmo producción asumible

Como primer paso, se seleccionaron tres familias de polímeros por su uso habitual y amplia oferta: poliéster, poliuretano y epoxi.

Las primeras probetas alumbraron resultados deficientes para poliéster y poliuretano, no así en el caso de las resinas de base epoxídica. En el caso del poliuretano, un pot-life insuficiente no hacia viable su uso. Los inconvenientes del poliéster son su fragilidad y pobre polimerización para piezas en masa.

Una vez seleccionada la familia, la búsqueda se centró en localizar la fórmula comercial con la densidad lo mas cercana posible a la del hormigón. Como resultado se localizaron dos resinas de 2,15 y 2,30 t/m^3 respectivamente, descartándose la más densa por su mayor viscosidad, que imposibilitaba la adición de cargas extra y por su color negro, que no permite modificar su tintura.

Por lo tanto, se opto por una resina blanca, de consistencia fluida y densidad en torno a 2,1 - 2,2 t/m^3.

Una vez aprobadas las características físico-químicas del epoxi, se procedió a seleccionar la carga que aumentase la densidad de la resina seleccionada (2,15 t t/m^3) hasta el objetivo de d>2,35 t/m^3 sin modificar sus propiedades físico-químicas, para ello se han realizado probetas con cargas minerales de alta densidad como: Sulfato de bario, óxidos de tierras raras (neodimio, samario, praseodimio, cerio, lantano, gadolinio) y polvos minerales de cobre y aleación Cr-Ni.

La granulometría de las cargas a emplear se ha mostrado como un factor primordial a tener en consideración, pues un tamaño demasiado fino condiciona la viscosidad de la mezcla (0-10µm) y para tamaños mayores (100 -150µm dependiendo de la carga) se produce sedimentación de los granos provocando un desplazamiento del centro de gravedad de la pieza.

Algunos óxidos de tierras raras con d50<16µm, como el oxido de samario, reaccionaron como emulgentes de la resina (figura 1). Este hecho, unido a su escasa oferta en España, desaconseja su uso. El sulfato de bario micronizado fue igualmente descartado por ocluir aire en la mezcla.
Finalmente, las cargas empleadas han sido polvos metálicos de cobre y aleación Cr-Ni.

Para la comprobación de las propiedades requeridas han sido empleadas probetas de distinta tipología: Moldes prismáticos, de proporciones LxL para la base y 10L de altura, para evaluar la decantación de las cargas a emplear. Probetas con aristas vivas para comprobar su tenacidad frente a la manipulación típica dentro de un laboratorio y de caras pulidas, para asegurar la reproducción de la rugosidad objetivo （G. Derrien, 1995).

Los ensayos se han llevado a cabo a 20ºC y presión atmosférica, evitando el uso de estufas, autoclaves o cualquier otra manipulación de las condiciones de presión y temperatura, típicas en el sector de los materiales compuestos.

Una vez verificada la idoneidad de la mezcla, el tipo de molde a emplear será función de la geometría de la pieza a reproducir, la rugosidad superficial y la producción objetivo.

Para el caso de los ensayos con las distintas cargas y resinas, se ejecutaron moldes en silicona a partir de modelos calibrados de alta exactitud. Los prototipos de bloques fueron mecanizados en aluminio con un desvío del paralelo de las caras inferior a 0.05mm (figura 2).

Figura 1. Probeta con samario

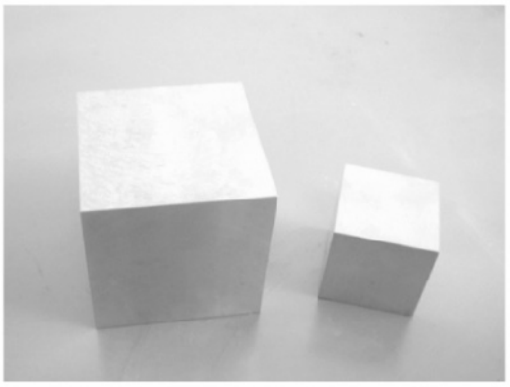


Figura 2. Modelos en duraluminio

En el caso de la reproducción de batimetrías y estructuras mediante mecanizado CNC, el procedimiento constructivo condiciona la selección de material.

El proceso consta de las siguientes fases:

- Obtención de datos y elaboración del modelo numérico (figura 3)
- División de la malla del modelo en sectores de dimensiones acordes con las de la fresadora y el material disponible (figura 4)
- Fresado de las distintas piezas del modelo, replanteo, pegado y eventual tratamiento superficial (figura 5)

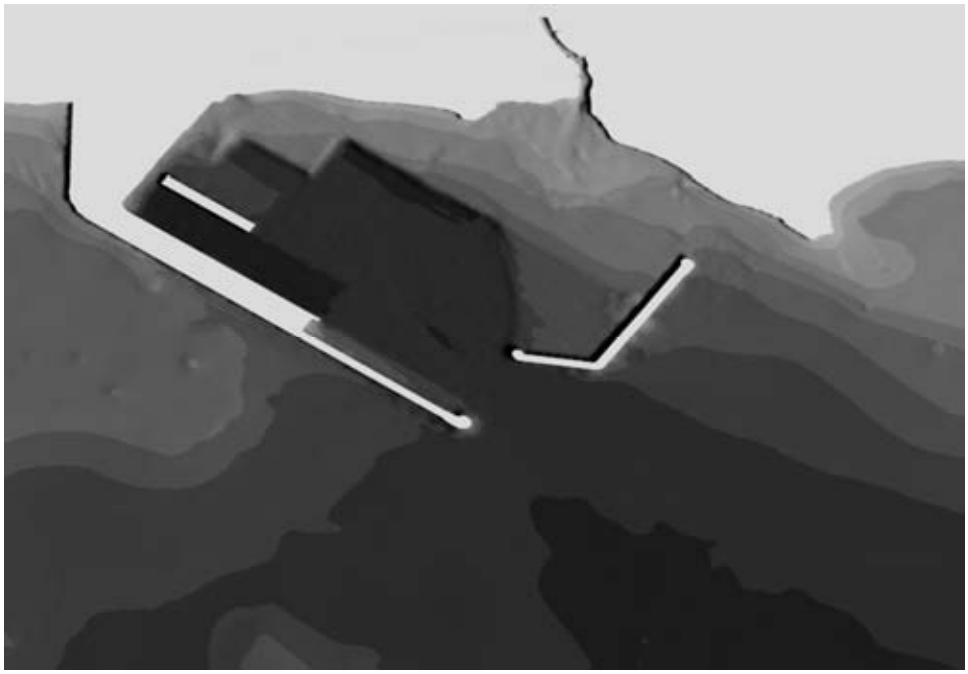


Figura 3. Modelo batimétrico

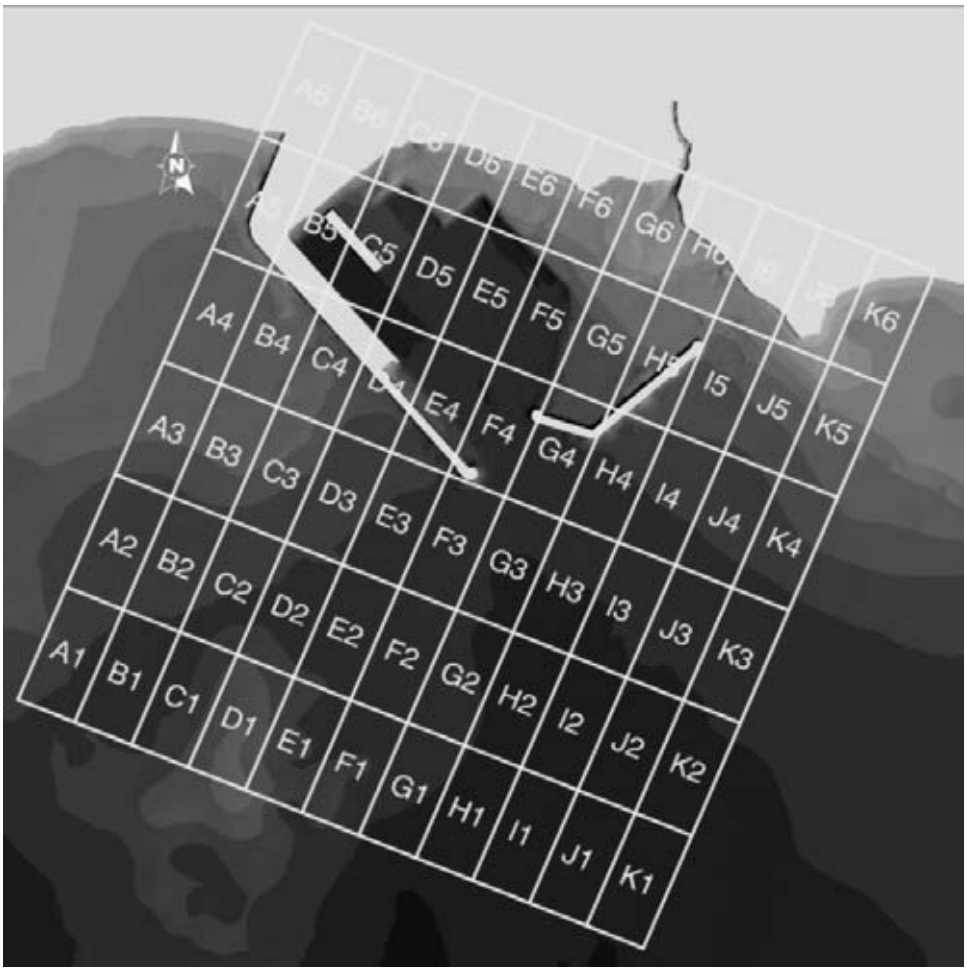


Figura 3. Mayado de piezas a mecanizar

Figura 5. Tratamiento superficial del modelo

El procedimiento descrito fija ciertos aspectos del material a emplear:

- Material liviano (densidad menor a 100 kg/m^3); de otro modo quedaría comprometida la manipulación de las piezas.
- Económico, los modelos tridimensionales requieren grandes acopios. El volumen a utilizar para cada sector del modelo es el resultado de cubicar su planta por la cota máxima del mismo respecto a la superficie soporte.
- Apropiado para el mecanizado CNC. La idoneidad de un material para su mecanización requiere rigidez y bajas dureza y tenacidad.
- Alta disponibilidad y oferta en el mercado local.

Si bien existen en el mercado materiales específicamente diseñados para el mecanizado 3D, la disponibilidad, el formato habitual y su alto coste limitan el rango de utilización.

El material que mejor se ajusta a las necesidades es el EPS, o poliestireno expandido, de calidad VII(7) y densidad entre 29 y 32 kg/m^3.

Las ventajas del empleo de este polímero son las siguientes:

- Livianos en su manejo
- Acopio limpio
- Reciclables
- Reutilizables
- Permite grandes velocidades de fresado.

La utilización de este material lleva aparejados ciertos compromisos.

En caso de tratarse de un modelo transitable, es preciso aplicar un tratamiento superficial de protección ante punzonamientos; dado que el EPS es incompatible con la mayoría de disolventes, este se obtiene mediante la aplicación de un laminado de fibra de vidrio y resina de base epoxídica. El uso del epoxi esta justificado por ser la más común de las resinas habitualmente empleadas en laminados de materiales compuestos compatibles con el poliestireno expandido.

Esta protección nos permite controlar la rugosidad superficial del modelo mediante la aplicación de polvo con tamaño de grano adecuado.

Al tratarse de un material mas liviano que el agua, es preciso anclarlo a la superficie del vaso de ensayo. El empleo de adhesivos se ha mostrado suficiente para este fin, tan sólo es preciso seleccionar una formulación compatible con el EPS y no soluble en agua. La espuma de poliuretano cumple ambos requisitos y es de uso popular.

Una vez definido el material y el acabado, el proceso es el siguiente:

Una vez estudiada la escala y el encuadre y establecida la malla de fresado que divide el área de estudio en piezas del tamaño máximo posible, se realiza el modelado de cada elemento del modelo. A continuación se procede al replanteo y verificación del correcto acuerdo entre piezas y se procede a fijarlos a la solera. Seco el adhesivo (6-12h) y verificado de nuevo el correcto acuerdo se ejecuta el tratamiento superficial y en 24-48 horas ponerlo en contacto con agua.

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En lo que respecta al uso de resinas para la fabricacion de piezas a escala para mantos de diques en talud, se ha efectuado un exhaustivo control geométrico e inercial de las probetas, obteniendo los siguientes resultados:

- Se han logrado densidades cercanas a 2,6 t/m^3 sin afectar la manipulación y vertido de la mezcla.
- La dispersión en las dimensiones de los cubos obtenidos es inferior al 1% por lo que podemos considerar despreciable la retracción.
- El tiempo de desmoldeo sí depende de la temperatura, a 20º inferior a 18h.
- El precio por kg de mezcla esta entre 6 y 9 €/kg en función de la carga empleada y el precio de la resina.

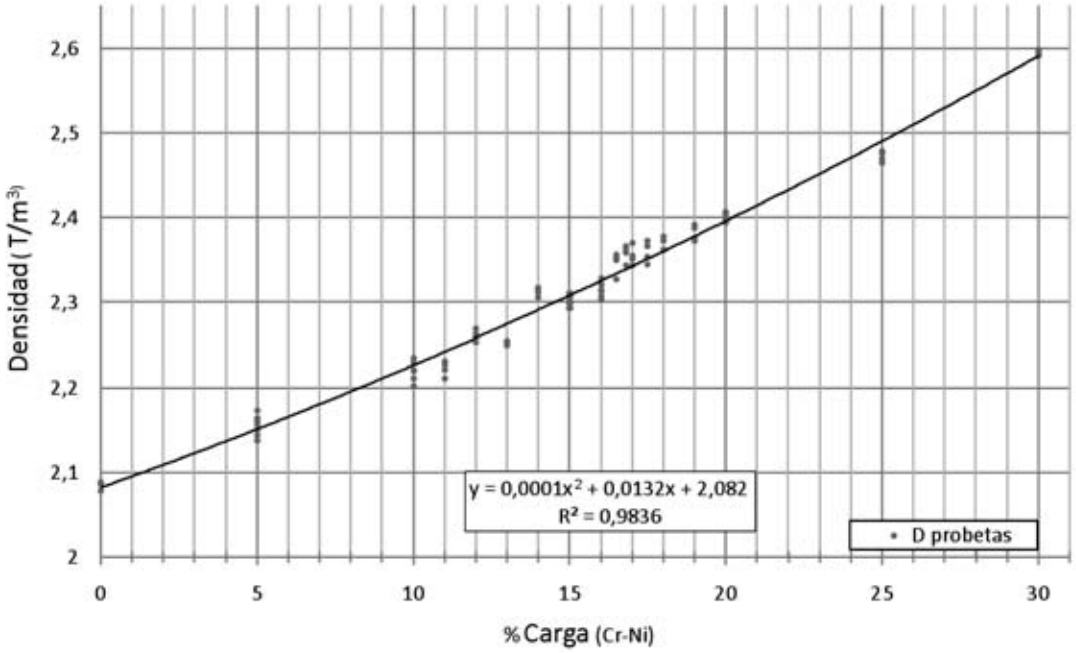


Figura 6. Curva de carga para el polvo Cr-Ni

En cuanto a los moldes, se han ensayado distintas configuraciones en función de la pieza a reproducir. La baja retracción conseguida y la ejecución por vertido simplifican el diseño de los mismos.

Tras todo lo anteriormente descrito, los polímeros cargados plantean, a nuestro juicio, una alternativa de mejora al uso del hormigón para idénticos menesteres.

En cuanto al uso de técnicas de fresado CNC, el proceso tiene ventajas claras respecto a los métodos tradicionales

- La precisión de modelado es sub-milimétrica.
- Economía en costes de ejecución. Entre 10 y 30 €/ m^2 en materiales.
- Supone independencia total del laboratorio respecto a terceros y su destreza.
- El concepto es simple y su aprendizaje no reviste dificultad.
- El rendimiento del fresado es de 1 a 3 horas/m^2 en función del nivel de complejidad de la pieza a modelar. El rendimiento del resto del procedo es de 2 m^2/hora.

- Aunque se procesa un gran volumen de material, este está clasificado y es reciclable. Su gestión esta por tanto simplificada al tratarse de un solo material de residuo.

- Es posible la retirada y almacenamiento del modelo para posteriores verificaciones o incluso su exposición.

- El material de modelos ya ensayados es reutilizable para nuevas piezas.

- Si bien la ejecución de un modelo tridimensional requiere de un plazo a considerar en la planificación de los ensayos, para el caso de modelos en canal la construcción del modelo precisa de muy pocas horas de trabajo.

- El fresado CNC permite elaborar moldes para la ejecución de piezas a escala con polímeros cargados, conjugando así ambas técnicas.

Es importante tener en consideración una diferencia primordial de esta metodología frente a la tradicional, el material de ensayo flota, por lo es preciso calcular los esfuerzos en la solera y verificar su resistencia.
Así mismo, el procedimiento para despegar el modelo depende del material de la solera, bien mediante el corte con hilo caliente, rascado superficial, o con el uso de disolventes.

4. AGRADECIMIENTOS

A POMETON ESPAGNA S.A. y AXSON IBERICA por su inestimable colaboración en la selección de materiales para la obtener de un polímero cargado acorde a las necesidades del proyecto.

Del mismo modo, ALARSIS CORTE INDUSTRIAL S.L. ha hecho posible implementar esta nueva tecnología a nuestro sector.

5. BIBLIOGRAFÍA

Cruchaga, J., 2004. Cartografía aplicada a la creación de maquetas a escala de gran y pequeño tamaño. De las UTM a coordenadas de mecanización. TopCart 2004

Molina, R., 2006. Métodos para el diseño y monitorización de estructuras marítimas en ensayos a escala reducida en tanques de oleaje multidireccional. Universidad de Granada.

Hughes, S.A., 1993. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. World Scientific.

Derrien, G., 1995. Evaluation of detail reproduction for three die materials by using scanning electron microscopy and two-dimensional profilometry. J. of Prost. Den.t 74:1-7

NUEVAS ACTUACIONES PARA LA REGENERACIÓN INTEGRAL DE LA PLAYA DE SANTA CRISTINA. T.M. DE OLEIROS (A CORUÑA)

C. Gil[1], A. Durán[2], R. Medina[3], R. Babío[1]

1. Demarcación de Costas de Galicia, San Pedro de Mezonzo 2, 15007 A Coruña, e-mail: cgil@mma.es, rbabio@mma.es

2. Proyfe S.L., e-mail: antonio.duran@proyfe.es

3. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y Costera. Universidad de Cantabria. Santander, e-mail. medinar@unican.es

RESUMEN DE LA ACTUACIÓN

La actuación contempló la regeneración de la Playa de Santa Cristina y la Ría de O Burgo, pertenecientes al ayuntamiento de Oleiros, en la provincia de A Coruña.

Estos sistemas presentaban una gran degradación por los efectos de la dinámica litoral sobre los mismos. La inversión realizada ascendió a 2.023.884.08 €.

Figura 1. Ámbito actuación.

ANÁLISIS DE LA SITUACION INICIAL

La Playa de Santa Cristina históricamente ha presentado problemas de inestabilidad y basculamiento, que ha dado lugar desde la década de los 80, a diversas actuaciones de aporte de áridos por parte de la Demarcación de Costas.

Figura 2. Evolución histórica.

Figura 3.. Transporte de sedimentos

Estas soluciones basadas en la no modificación de la morfología del litoral no daban unos resultados satisfactorios y provocaban la ausencia de playa seca en la zona este y la acumulación de sedimentos en la desembocadura.

Por otro lado, desde la entrada en vigor de la ley 22/1988 de costas con la prohibición de extracción de áridos y las limitaciones en el régimen natural de desagüe del río Mero establecidas por el embalse de Cecebre, provocaron la colmatación de canales interiores de la Ría del Burgo, impidiendo actividades de marisqueo tradicional, que se realizaban tanto a píe como a flote, y provocando erosión de las dunas de la Punta de la flecha.

También, la presencia de rellenos antrópicos, como antiguas concesiones en desuso, o las penínsulas constructivas del puente del Pasaje, alteraron el flujo hidrodinámico de la ría.
Con estos condicionantes, la antigua Dirección General de Costas encarga el proyecto y realiza la obra denominada *"Soluciones a los efectos de la dinámica litoral en la playa de Santa Cristina y ría del Burgo".*

PROBLEMÁTICA

Como resultado del análisis de la situación actual y la evolución histórica, la problemática detectada fue la siguiente:

Playa de Santa Cristina

- Basculamiento de la Playa de Santa Cristina hacia el Oeste.
- Acumulación de arena en la desembocadura.
- Erosión de las dunas de la Punta de la flecha.

Ría del Burgo

- Variación de los canales interiores.
- Formación de lomos de arena en el interior de la ría.

Figura 4. Basculamiento de la Playa y Variación de canales interiores..

Rellenos antrópicos

- Rellenos antrópicos en el ámbito de la actuación, discordantes con la naturalidad y utilización del Dominio Público Marítimo – Terrestre (DPMT).

Figura 5. Rellenos antrópicos.

OBJETIVOS DE LA INTERVENCIÓN

Una vez analizada la situación inicial, se definieron las intervenciones para solucionar la problemática descrita. Siendo los objetivos de restauración ambiental los siguientes:

- Aumento de playa seca en la zona Este de la Playa de Santa Cristina.
- Reducción / eliminación de las acumulaciones de arena naturales existentes en el interior de la Ría, restableciendo antiguos canales.
- Eliminación de rellenos antrópicos, discordantes con la naturalidad y utilización del Dominio Público Marítimo - Terrestre.
- Mejorar la accesibilidad a la playa y la ría tanto para vehículos de limpieza y personas de movilidad reducida.
- Acondicionar zona de paseo en un extremo que de continuidad con actuaciones anteriores y que sirva de mirador sobre la ría.
- Mejorar las condiciones de explotación de bancos marisqueros de la ría.

ESTUDIOS PREVIOS

Corrientes

La playa de Sta. Cristina se encuentra, muy protegida de todos los oleajes exteriores.
La rotura del oleaje genera corrientes, fundamentalmente paralelas a la playa, que son función del ángulo con el que el oleaje aborda la costa (corrientes de incidencia oblicua) y de su altura de ola.

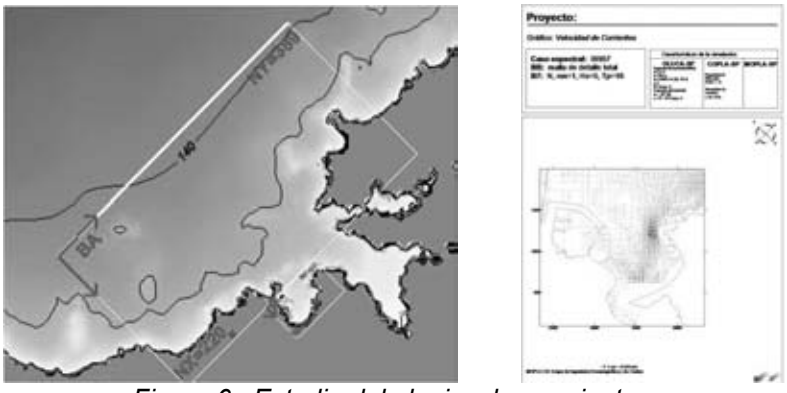


Figura 6.. Estudio del oleaje y las corrientes.

Velocidades

En el último tramo del encauzamiento de la Ría, la corriente de la marea vaciante, alcanza sus valores máximos, próximos a 1 m/s. Las velocidades durante la máxima

llenante son menores que las de vaciante. La morfología de la desembocadura, determina la entrada de la marea en la Ría, con corrientes oblicuas al eje de la misma.

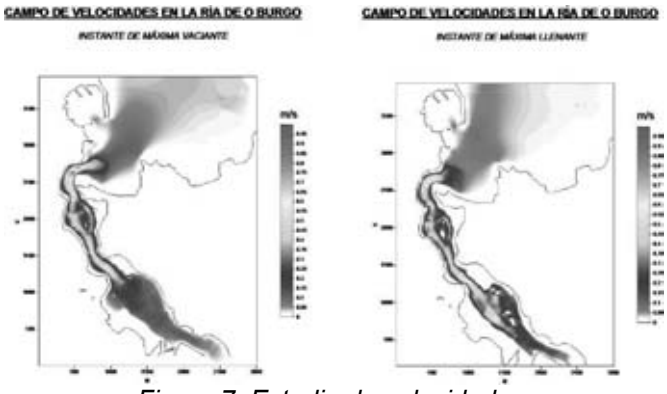


Figura 7. Estudio de velocidades.

Sedimentación y transporte

Las desembocaduras son ambientes marinos con dinámica sedimentaria activa, debido a que en ellas coexisten oleaje, corrientes de marea y abundantes depósitos de arena.

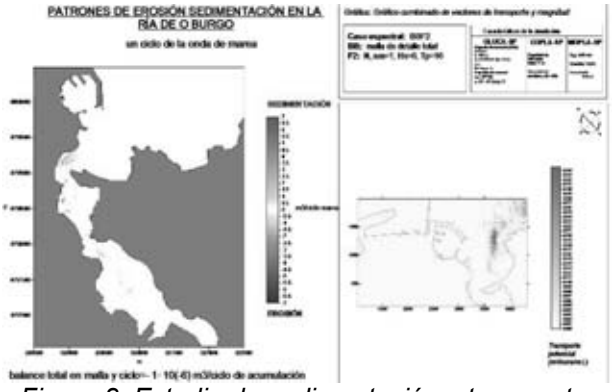


Figura 8. Estudio de sedimentación y transporte.

Planta y perfil de equilibrio

El objetivo del análisis en largo plazo es determinar cuál será la forma final (planta-perfil) de la playa y/o la evolución temporal de dicha forma en escala de años

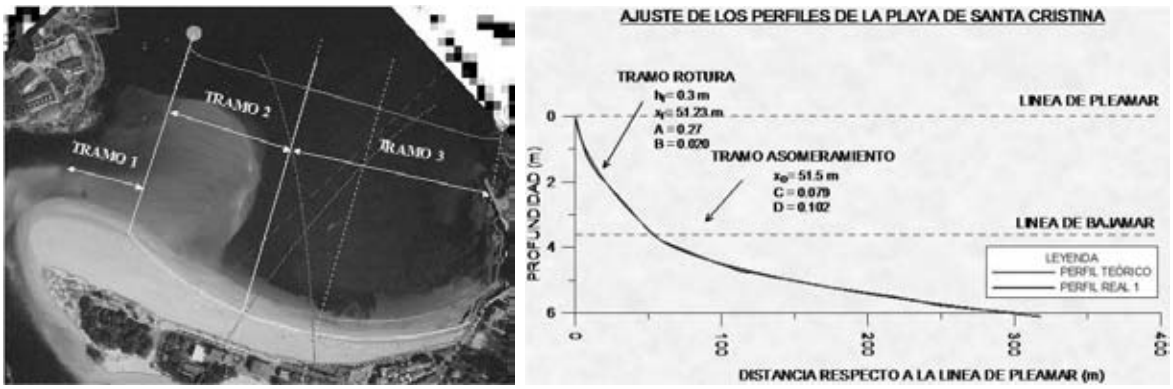


Figura 9. Análisis planta y perfil de equilibrio.

ALTERNATIVAS

Playa de Santa Cristina

Se plantearon diversas alternativas para la regeneración, de las cuales tras analizarlas, se eligió la Alternativa 3.

ALTERNATIVA 1

SOLO VERTIDO

-200.000 m^3 de arena.

-30 m. de avance de playa.

ALTERNATIVA 2

VERTIDO Y DIQUE

-75.000 m^3 de arena.

-Dique en la zona Este.

-30 m. de avance de playa.

VARIANTE ALTERNATIVA 2

VERTIDO Y DIQUE

-75.000 m^3 de arena.

-Dique, Pasarela y Embarcadero.

-30 m. de avance de playa.

ALTERNATIVA 3

DIQUE EXENTO

-75.000/100.000 m^3 de arena.

-Dique exento de 100 m.

-30 m. de avance de playa.

Ría del Burgo

Como alternativa de regeneración se proponen dragados selectivos en el interior de la Ría del Burgo. Se retiraran los diversos rellenos antropicos existentes en la Playa de Santa Cristina y en el interior de la Ría del Burgo, que modifican la dinámica natural de la zona.

SOLUCION INICIAL

La solución inicial adoptada en el proyecto, consistía en líneas generales en:

- Alternativa 3 de regeneración de la Playa de Santa Cristina (Dique exento con pasarela y embarcadero y vertido de 75.000/100.000 m3 de arena).
- Dragado selectivo de canales en el interior de la Ría del Burgo.
- Retirada de los rellenos antrópicos del ámbito.

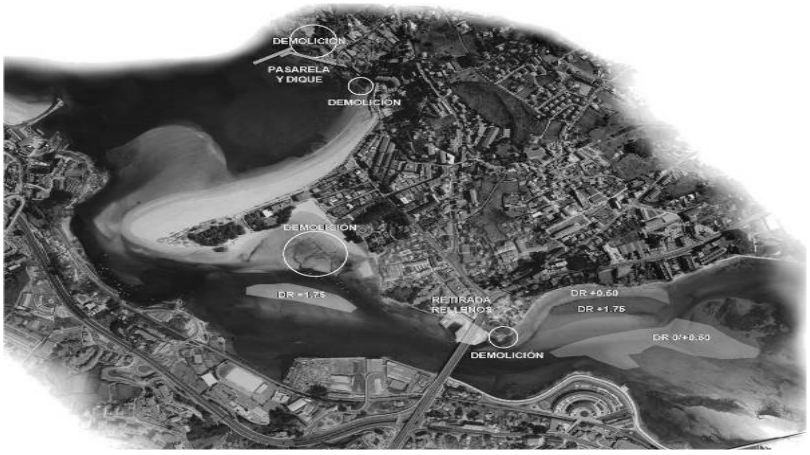


Figura 10. Planta general de la actuación.

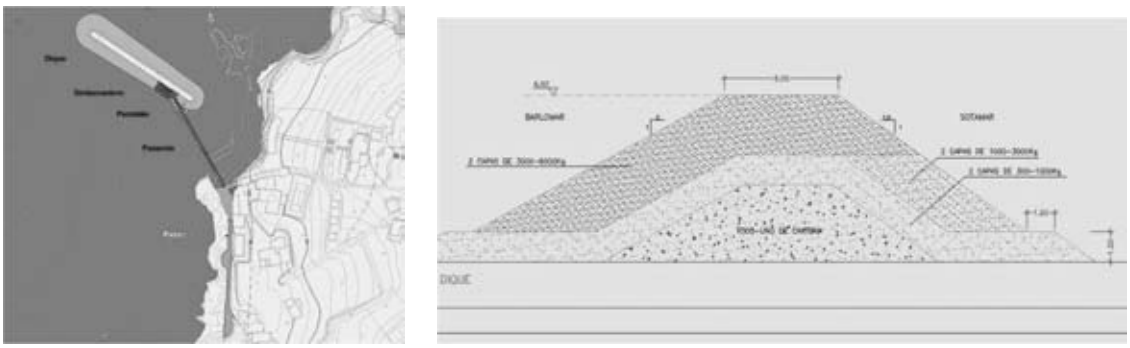


Figura 11. Dique, pasarela y embarcadero zona Oeste.

EJECUCION DE OBRA

Durante la ejecución de las obras surgieron diversas problemáticas que provocaron la necesidad de modificar la solución inicialmente prevista.

Problemática

- La coloración oscura de los áridos procedentes de los dragados selectivos del interior de la Ría del Burgo, provocaba el rechazo social en los usuarios.
- La formación de cala en las proximidades de la ubicación del embarcadero, lo que limitaba su uso del muelle proyectado solo en condiciones de pleamar y embarcaciones de reducido calado.
- Una estación de bombeo de saneamiento situada en el antiguo embarcadero permanecía en funcionamiento y no podía ser eliminada.
- Se detectaba una dificultad para el acceso de vehículos de limpieza y pequeñas embarcaciones a la playa.
- Loa acreciones en el interior de la ría, supone una cota excesiva para su explotación marisquera en el banco de As Maruxas.
- Necesidad de modificar alineaciones con el objeto de recuperar para el uso público parte de la urbanización *Habitat* (recuperación de DPMT).

Soluciones

- Aporte superficial a la de playa con arena beige a la zona este con un transporte terrestre de arena desde el puntal.
- Reducción y nivelación de las acumulaciones de arena naturales existentes en el banco de As Maruxas.
- Creación de un mirador sobre la antigua estación de bombeo, incrementando la zona de paseo.
- Construcción de Rampas para acceso a la playa, y al interior de la ría.
- Modificación de las alineaciones en el entorno del Habitat.

ACTUACIONES EJECUTADAS

A continuación se exponen en líneas generales las actuaciones ejecutadas:

- Dragado de 112.000 m3 de arena del interior de la ría, mejorando los canales de navegación y depositando esta, al este de la playa de Santa Cristina

- Movimiento y transporte de 48.000 m3 de arena de playa de Santa Cristina desde la flecha, a la zona Este-Centro, como capa de acabado del arenal.
- Demolición del antiguo embarcadero de la playa y construcción de un dique exento con el objeto de minimizar el transporte litoral Este-Oeste.
- Construcción de un nuevo paseo y mirador que sirva de continuidad con las actuaciones anteriores de la Demarcación de Costas.
- Construcción de dos rampas de acceso, una en el arenal y otra en el interior de la ría que facilitan el acceso a vehículos limpieza o pequeñas embarcaciones o de personas con reducida movilidad.
- Demolición de las antiguos penínsulas constructivas del puente del pasaje, de concesiones de cultivos marinos y astilleros de ribera actualmente en desuso, mejorando las condiciones hidrodinámicas del interior de la ría.

En las siguientes imágenes, se compara el estado inicial y el resultante tras las actuaciones ejecutadas.

- Perfil de la Playa de Santa Cristina tras el aporte de áridos y la construcción del dique exento. El arenal se ha comportado de acuerdo al perfil teórico de los estudios previos.

Figura 12. Situación inicial-final: Playa de Santa Cristina.

- Eliminación de rampa y ejecución de dique exento como protección de la playa.

Figuras 13. Situación inicial-final: Dique exento.

- Retirada de los rellenos antrópicos utilizados para la construcción de las pilas del Puente Pasaje.

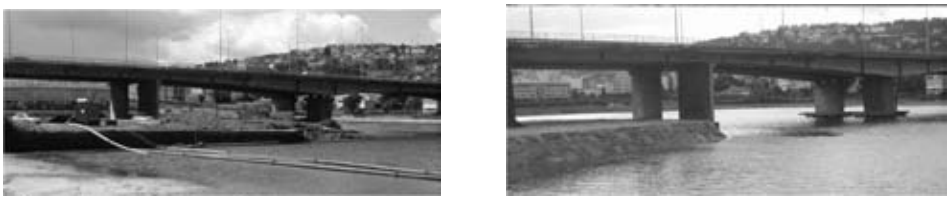


Figura 14. Situación inicial-final: rellenos Puente Pasaje.

- Demolición de construcción en DPMT y restitución de la servidumbre de tránsito.

Figuras 15. Situación inicial-final: Demolición de construcción.

CONCLUSIONES

Como base de las presentes actuaciones, se tomó la premisa del respeto absoluto hacia el medio natural, y la recuperación y puesta en valor de estos sistemas.

El desarrollo y conservación del entorno de la Playa de Santa Cristina y la Ría de O Burgo necesita de una gestión continua y eficaz de los recursos naturales, ambientales e históricos de su litoral.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece tanto al personal de la Demarcación de Costas en Galicia, como al del GIOC (Universidad de Cantabria), y al de las empresas colaboradoras en la redacción y ejecución de este proyecto, que sin su esfuerzo y dedicación no hubiese sido posible esta ejemplar actuación.

MODELO BASADO EN LOS PROCESOS COMO ALTERNATIVA PARA LA ESTIMACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN PLAYAS MIXTAS: APLICACIÓN A LA PLAYA DE LA ALMENARA, CASTELLÓN

J. Flores[1], A. Payo[2], J. Areizaga[1], A. Antoranz[2], M. Dolores Ortiz[3]

1. KV Consultores. C/ Serrano, 16, 5º Dcha, 28001 Madrid. jflores@kvconsultores.es

2. SIDMAR S.L., Avda. País Valenciano 22, 03720 Benissa, Alicante. payo@sidmar.es

3. Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y el Mar, Plaza San Juan de la Cruz s/n 28071 MADRID.

INTRODUCCIÓN

Estimar la tasa de transporte de sedimentos es clave para la adecuada gestión del litoral. Tradicionalmente el transporte litoral es estimado mediante formulaciones empíricas como la ecuación de transporte del CERC. Esta formulación permite conocer la tasa de transporte litoral integrada en la zona de rotura pero no proporciona información sobre los procesos de transporte. Esta limitación es aún más pronunciada en playas mixtas de tamaño de grano poco seleccionado. En este trabajo se presenta un modelo alternativo basado en los procesos físicos. Esta aproximación permite no sólo estimar la tasa de transporte longitudinal, sino que también sirve de herramienta de diseño de la campaña de medida para la validación de los resultados. En esta ponencia se presentará la aplicación del modelo basado en los procesos propuesto por Kobayashi, Payo y Schmied (2008) (KPS08) a la playa de la Almenara.

ZONA DE ESTUDIO

La zona a estudio es la playa del término municipal de Almenara en la provincia de Castellón. La costa de Almenara (véase Figura 1) es una costa rectilínea de aproximadamente 3 km de longitud y una anchura media de 23m, en la que existe un fuerte proceso de erosión. Está flanqueada al norte y al sur por sendos canales de evacuación de las aguas lluvia y riego. El frente de playa (desde la playa seca hasta la cota -2 aproximadamente) está compuesto por gravas y arenas gruesas, mientras que el sedimento a mayores profundidades es más fino (arenas de entorno a 0.3 – 0.4

mm). Este tramo de costa ha sido sometido a diversos estudios de cuantificación de transporte litoral, bien mediante restitución de la línea de costa, bien mediante la realización de campañas topográficas y batimétricas periódicas. La conclusión general de todos estos estudios es que el transporte neto en esta zona es siempre en sentido sur y está en torno a los 150.000 m^3/año.

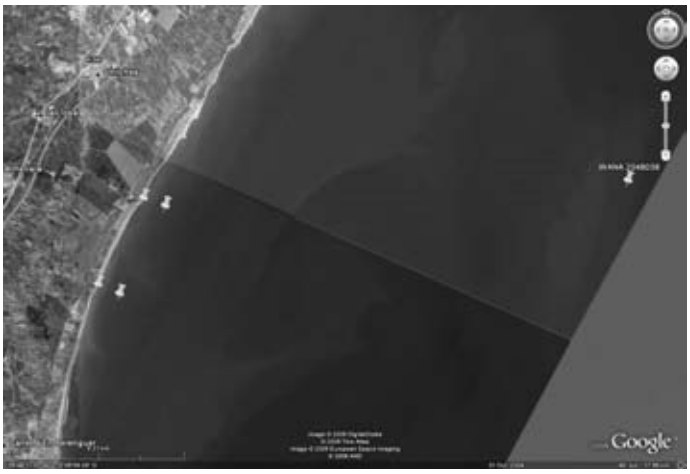


Figura 1. Detalle de la ubicación del punto WANA (2048038) y la sección a estudio. Los límites de la zona de estudio están marcados con cuatro marcas de posición.

Los puntos de información oceanográfica más próximos a la zona de estudio son los puntos WANA y SIMAR (2048038) ubicados a unos 12 km de distancia de la costa y 40m de profundidad. Para este estudio se emplean los datos del punto WANA que proporciona información sobre el oleaje direccional desde 1996 hasta la actualidad a intervalos de 3h. La Figura 1 muestra la ubicación del punto WANA respecto a la zona de estudio.

La barimetría más reciente de la zona, facilitada por KV, data de principios de 2009 y se muestra en la Figura 2. Ésta figura muestra también, los dos perfiles transversales a la línea de costa que se han seleccionado para este estudio. La orientación de la costa respecto al norte geográfico varía sensiblemente en cada uno de estos perfiles. El ángulo que forma la normal a la costa con el norte, θ, es de 126º y 111º para los perfiles Norte (PN) y Sur (PS).

La Figura 3 muestra en detalle los perfiles seleccionados desde la cota -10m hasta la berma. Se aprecian dos claras pendientes, una más pronunciada desde la berma hasta cota -2m a partir de la cual se suaviza y mantiene sensiblemente constante hasta la cota -10m.

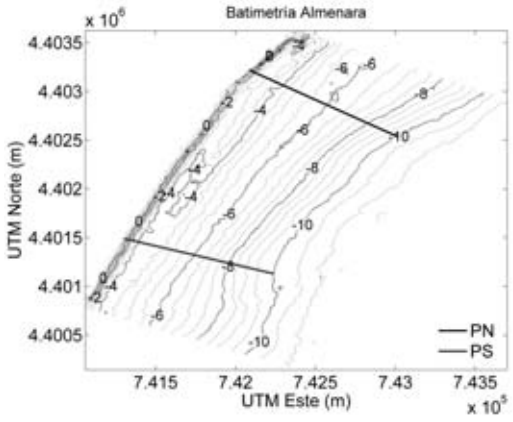


Figura 2. Batimetría de la zona de estudio y perfiles norte (PN) y sur (PS).

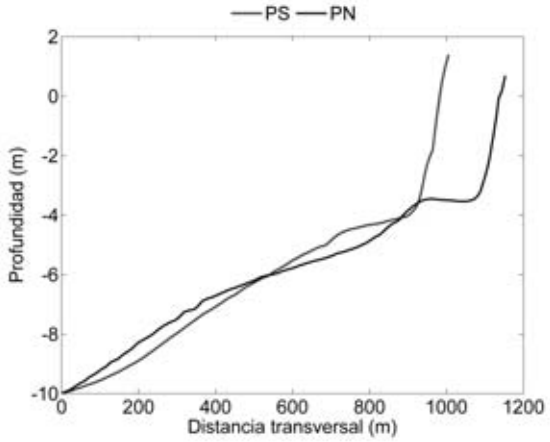


Figura 3. Detalle de los perfiles empleados para las simulaciones.

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL TRANSPORTE LONGITUDINAL

En esta sección se presentan los resultados de simular el transporte longitudinal de sedimentos en dos secciones de la zona de estudio (PN y PS), durante más de siete años de datos de clima marítimo.

Los datos de oleaje (H_{mo}, T_p, θ_w) direccional en el punto WANA fueron propagados hasta la batimétrica -10m. La propagación está basada en el uso de la relación de dispersión para oleaje lineal progresivo y la ley de Snell asumiendo perfiles rectos y paralelos. (Dean and Dalrymple, 2000). La Figura 4 muestra las rosas de oleaje en aguas profundas y las obtenidas a 10m de profundidad para los perfiles PN y PS. La

altura de ola significante expectral (H_{mo}) se convirtió en altura de ola cuadrática media (H_{rms}) según la relación $H_{rms} = H_{mo}/\sqrt{2}$.

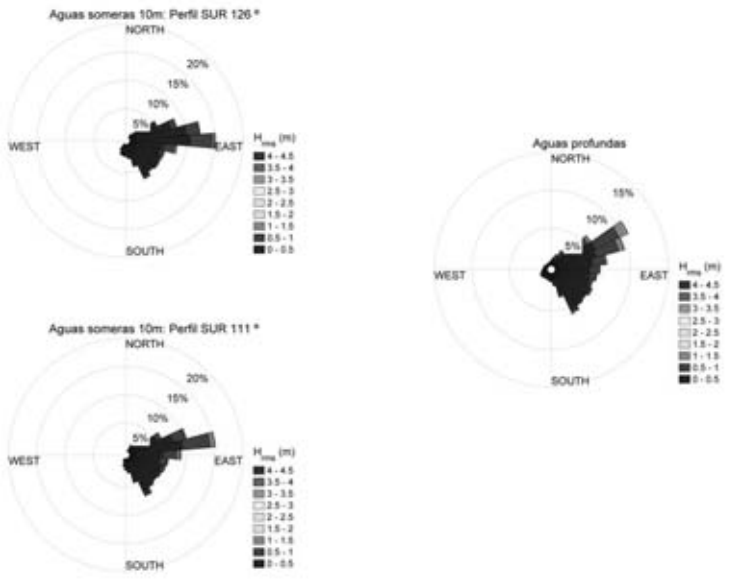


Figura 4. Rosas de oleaje en aguas profundas y propagados a la cota -10m en los perfiles Norte y Sur

El modelo numérico empleado para la simulación del transporte longitudinal es el modelo CSHORE (Kobayashi, Payo y Schmied, 2008) con los procesos de permeabilidad y existencia de un fondo duro incluidos por Kobayashi y Farhadzadeh, 2008. El modelo asume playa uniforme longitudinalmente.

El sistema de referencia del modelo (véase Figura 5) tiene su origen en el límite hacia el mar del perfil estudiado, en este caso en la cota -10m. El eje x es perpendicular a la línea de costa y positivo hacia tierra. El eje y es paralelo a la línea de playa y positivo hacia la izquierda. El ángulo del oleaje se mide entre el eje x y la dirección de propagación, positivo en contra de las agujas del reloj. La dirección de propagación del oleaje, θ_N, en el punto WANA viene dada respecto al norte y en sentido de las agujas del reloj. Las direcciones fueron transformadas como $\theta = \theta_c - \theta_N$ al sistema de referencia del modelo, donde θ_C es el ángulo que forma la normal a la costa respecto al norte. El eje z tiene su origen en el Datum y positivo hacia arriba. El perfil de materiales sueltos se define como z_b que a su vez puede estar limitado por un fondo duro no móvil z_p. La zona comprendida entre el fondo duro (z_p) y el móvil (z_b) puede ser considerada permeable y formada por materiales de distinto tamaño que el fondo

móvil. Para estas simulaciones se tomó z_b igual al perfil facilitado en la batimetría 2009 (Figura 2), z_p igual que z_b desde el origen del eje x hasta la cota -1m, a partir de la cual se asumió la existencia de una capa permeable de espesor $h_p = z_b - z_p = 0.15$m. El tramo comprendido entre ambos tipos de fondos se asumió formado por piedras de 0.25kg y 2650kg/m^3 con una permeabilidad de 0.7.

En el modelo hidrodinámico se asumieron los valores por defecto del coeficiente de UROXUD □□ □□□□□□□GH□IUFFLyQ□SRU□IRQGR□ f_b = 0.008 y se incluyo el efecto de roller. En el modelo de transporte de sedimentos se emplearon los parámetros de transporte por fondo (b) y en suspensión (a) por defecto (b = 0.002, a = 0.2). Se asumió un tamaño de grano uniforme a lo largo del lecho móvil de densidad ρ = 2650kg/m3. Para las arenas se asumió un diámetro medio 0.35mm y velocidad de caída de 0.0518 m/s y para gravas, se empleo el diámetro medio 20mm y velocidad de caída 0.5725 m/s.

Para cada estado de mar (3horas) se partió del perfil de playa como perfil inicial y se dejo evolucionar durante el estado de mar. Los resultados del transporte longitudinal, Q, para cada estado se obtienen de promediar el transporte estimado para t=0 (perfil inicial) y t = 3h (perfil erosionado).

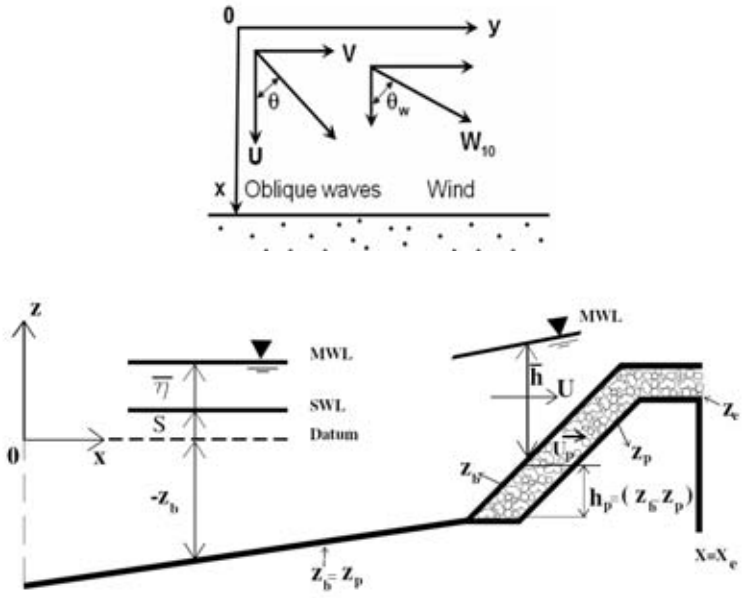


Figura 5. Esquema del sistema de referencia del modelo numérico CSHORE

Adicionalmente a la tasa de transporte longitudinal se estimó el valor de la constante K en la ecuación del CERC del siguiente modo.

$$K = Q\rho(s-1)(1-n)/E_b C_b \sin(\theta)\cos(\theta)$$

Siendo

Q= Tasa de transporte estimada por el modelo CSHORE

ρ= Densidad del agua de mar

s=Densidad específica del sedimento

n= Porosidad del sedimento en el lecho móvil (0.4)

E_b= Energía del oleaje en rotura

C_b= Celeridad de grupo en rotura

TRANSPORTE DE ARENAS Y GRAVAS

La Tabla 1 resume los resultados de las simulaciones del transporte de ARENAS y GRAVAS en los perfiles Norte y Sur. Valores positivos indican hacia el Sur y negativos hacia el Norte.

Tabla 1. Tasa de transporte longitudinal por fondo y suspensión promedidada para más de siete años de datos de oleaje (Q_μ), valor más frecuente y valor de la constante de la ecuación del CERC y su desviación estándar.

	Q_μ (m^3/año)	Q más frecuente (m^3/año)[%]	K ± σ
PS Arenas	174094	58076 [57%]	0.51 ± 0.20
PN Arenas	166041	-7260 [62%]	0.47 ± 0.17
PN Gravas	8276	3519 [88%]	0.01 ± 0.01

A modo de ejemplo se muestran las series temporales simuladas de la tasa de transporte longitudinal, distribución en frecuencias de las tasas de transporte y el valor de la constante de la ecuación del CERC en las Figuras 6, 7 y 8 respectivamente.

Simulación del temporal de Noviembre 2001

En este apartado se presentan los resultados de la variación longitudinal y transversal de: tasas de transporte por fondo y en suspensión, velocidad de la corriente, volumen de sedimentos en suspensión y variación del perfil de playa. Se asumió el perfil Norte como condición inicial el perfil de playa y tamaño de grano medio 0.35mm.

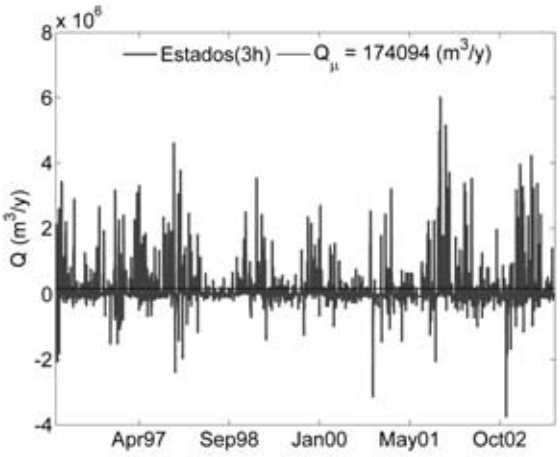


Figura 6. Tasa de transporte longitudinal estimada para el perfil SUR

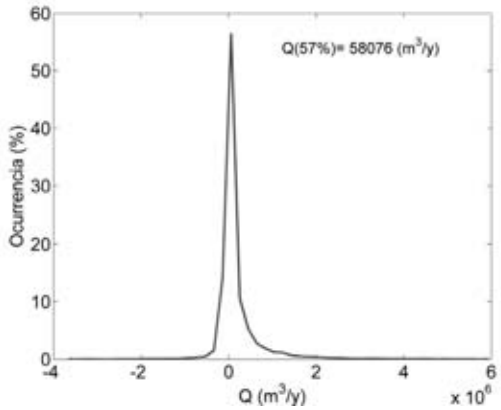


Figura 7. Distribución en frecuencias de las tasas de transporte longitudinal estimada para el perfil SUR

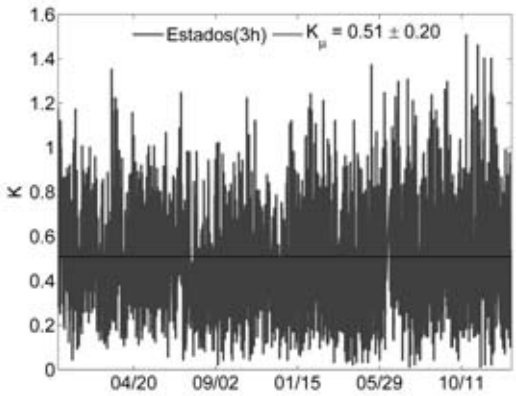


Figura 8. Constante K en la ecuación del CERC estimada para el PS a partir del modelo CSHORE.

Se seleccionó el temporal de Noviembre 2001 por ser el que presentaba la mayor altura de ola de pico de temporal (H_{rms}= 2m en la batimétrica de 10m). La Figura 9

muestra los valores de la altura de ola cuadrática media (H_{rms}), dirección de propagación del oleaje (θ) y periodo de pico (T_p) en el punto WANA y el propagado a 10m de profundidad durante el temporal. El propagado se emplea como condición de contorno de entrada al modelo en x = 0.

La variación transversal de las velocidades perpendicular (U) y paralela (V) a la playa durante el pico del temporal se muestran en la Figura 10. Las velocidades máximas son del orden de 80cm/s y 120cm/s para U y V respectivamente siendo a lo largo de todo el perfil superiores las velocidades paralelas a la playa respecto a las perpendiculares.

La variación transversal del volumen de sedimentos en suspensión por unidad de superficie horizontal (Vs) y porcentaje de olas rotas se muestran en la Figura 11. El pico de máxima concentración se encuentra en la línea de costa (x = 1237m) coincidiendo con el mayor porcentaje de olas en rotura. Sin embargo se encuentra sedimento en suspensión hasta aproximadamente la cota -7m (1000m de la línea de costa).

La variación transversal del transporte perpendicular (Q_x) y longitudinal (Q_y) a la playa se muestra en la Figura 12. El transporte total se obtiene de Q_b+Q_s siendo Q_b, Q_s el transporte por fondo y en suspensión respectivamente. En sentido transversal el modo de transporte dominante es por fondo y en sentido hacia costa, salvo alcanzada la zona de rotura donde el transporte total es hacia el mar y dominado por el transporte en suspensión. En sentido longitudinal el transporte está dominado en todo el perfil por el transporte en suspensión.

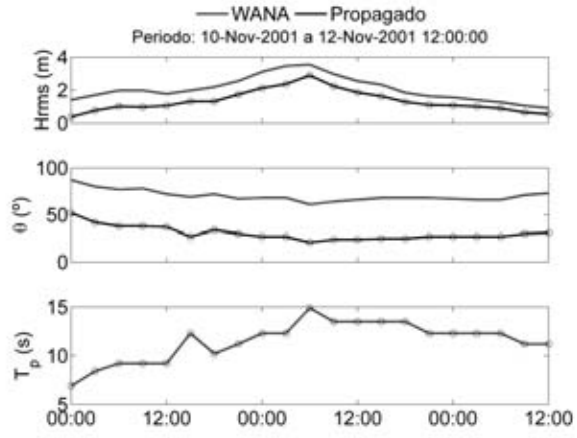


Figura 9. Oleaje (Hrms, dirección y Tp) en el punto WANA y el empleado como condición de contorno para el PN durante el temporal de Nov 2001

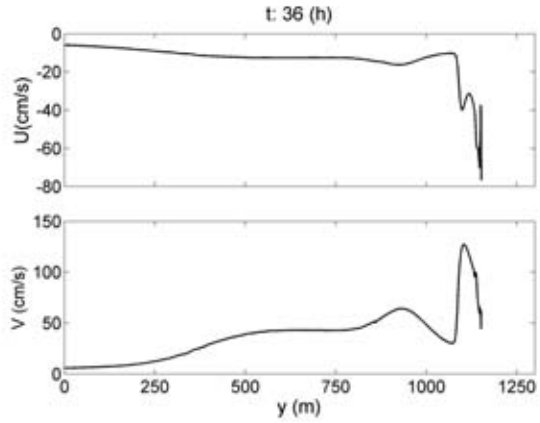


Figura 10. Variación transversal de la velocidad de la corriente transversal (U) y paralela a la playa (V) durante el pico de temporal.

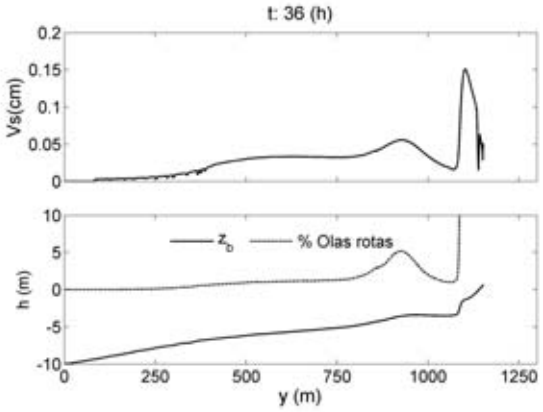


Figura 11. Variación transversal del volumen de sedimentos en suspensión por unidad de superficie horizontal (Vs) y porcentaje de olas rotas.

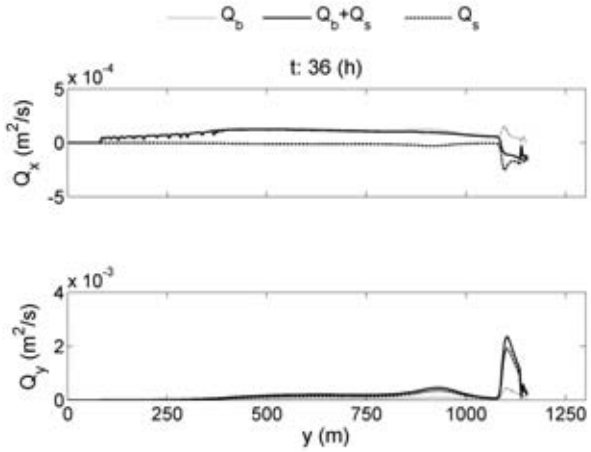


Figura 12. Variación transversal del transporte perpendicular (Q_x) y longitudinal (Q_y) a la playa. Q_b, Q_s representan el transporte por fondo y en suspensión respectivamente. El transporte total se obitene de Q_b+Q_s (línea sólida en color negro)

CONCLUSIONES

Las tasas de transporte de arenas de tamaño de grano medio 0.35mm a lo largo de los perfiles PS y PN promediados durante más de 7 años a incrementos de tiempo de 3h son de 174094 m3/año y 166041 m3/año en sentido sur. La variabilidad temporal del transporte en ambos perfiles es alta, siendo la tasa de transporte más frecuente tres y veinte veces inferior en magnitud al valor promedio para los perfiles PS y PN respectivamente.

El transporte litoral es proporcional al ángulo que forma el oleaje en rotura con la orientación de la costa. La refracción es más pronunciada en el PN que en el PS, compensando así la diferencia de orientaciones de la costa en ambos sectores del tramo a estudio.

Los valores de la constante K en la ecuación del CERC estimados a partir de las simulaciones con el modelo CSHORE son del orden de 0.5 ± 0.2.

Durante el temporal de dos días de duración de Nov 2001, a lo largo del perfil Norte se movilizó un total de 26000m^3 de arenas en sentido sur. El transporte longitudinal se produce mayoritariamente en la zona de rotura (desde la línea de costa hasta la cota -5 m de profundidad) y en forma de transporte en suspensión. Sin embargo dada las altas velocidades de corriente longitudinales, se produce transporte de sedimentos paralelo a la playa hasta la cota -7m.

REFERENCIAS

Dean, R.G. y Dalrymple, R. A., (2000). “Water wave mechanics for engineers and scientists”. World Scientific, 352 pp.

Kobayashi, N., Farhadzadeh, A., (2008). “Cross-shore numerical model CSHORE for Waves, Currents, Sediment transport and beach profile evolution”. Research Report No CACR-08-01. Center for Applied Coastal Research, Delaware (USA).

Kobayashi, N., Payo, A., Schmied, L, (2008). “Cross-shore Suspended Sand and Bedload transport on beaches”. Journal of Geophysical Research, 113, C07001, doi:10.1029/2007JC004203.

CÚSPIDES DE PLAYA Y PROCESOS DE LA ZONA DE ROMPIENTES INTERNA: ESTUDIO DE LA PLAYA DE TRAFALGAR (ANDALUCIA)

R. Garnier[1], M. Ortega-Sánchez[2], A. Falqués[1], M.A. Losada[2]

1. Departament de Física Aplicada, Universitat Politècnica de Catalunya, c/Jordi Girona, Campus Nord, 08034 Barcelona. rgarnier@fa.upc.edu; falques@fa.upc.edu

2. Centro Andaluz de Medio Ambiente, Universidad de Granada, Av. del Mediterráneo s/n, 18006 Granada. Correos electrónicos: miguelos@ugr.es; mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Las cúspides de playa largas (LBC) se caracterizan por una elongación de sus crestas de más de 5 m, superior por tanto a la de las cúspides ordinarias. Constituyen un sistema rítmico a lo largo de la playa con una longitud de onda alrededor de 30 m y tienen una similitud notable con ciertos sistemas de barras transversales que se desarrollan en la zona de rompientes. Tienen la particularidad de estar ubicadas en la zona intermareal y de tener, por tanto, una parte alternativamente en la 'zona de swash' y en la zona de rompientes interna debido a los cambios del nivel del mar.

Estas cúspides se han observado en varias playas de entorno meso-macro mareal (Holland, 1998; Coco et al., 2004; Almar et al., 2008) y en particular en las playas de España como en la playa de Trafalgar (Cádiz, Andalucía) según el estudio de Ortega-Sánchez et al. (2008).

Estudios anteriores suponían que las LBC se formaban simplemente debido a los procesos de 'la zona de swash', similarmente a las cúspides ordinarias (Coco et al., 2004); aquí se estudia la posible formación de las LBC debido a procesos de auto-organización de la zona de rompientes, aplicando un modelo numérico mofodinámico 2DH (Garnier et al., 2006) a la playa de Trafalgar.

La siguiente sección se dedica en las descripciones de la zona de estudio y de las características de las cúspides observadas en Trafalgar. Luego se presenta el modelo

numérico MORFO55. Posteriormente se exponen los mecanismos físicos y los resultados del modelo. Finalmente se presenta la discusión y conclusiones del trabajo.

LAS CÚSPIDES DE PLAYA GRANDES EN TRAFALGAR

La playa de Trafalgar (Cádiz) se encuentra ubicada en el lado occidental del Cabo de Trafalgar (Figura 1). Se trata de una playa de tamaño de grano medio en la que predominan los oleajes del Oeste y cuya carrera de marea media es de 2 metros (Ortega-Sánchez et al., 2008). La altura del oleaje predominante es H_s=0,75 m. Según el criterio de Wright y Short (1984) la playa de Trafalgar es una playa reflectiva (Ω=1,2), considerando que el tamaño de grano es de d_{50}=0,5 mm y el periodo del oleaje es de 9 s.

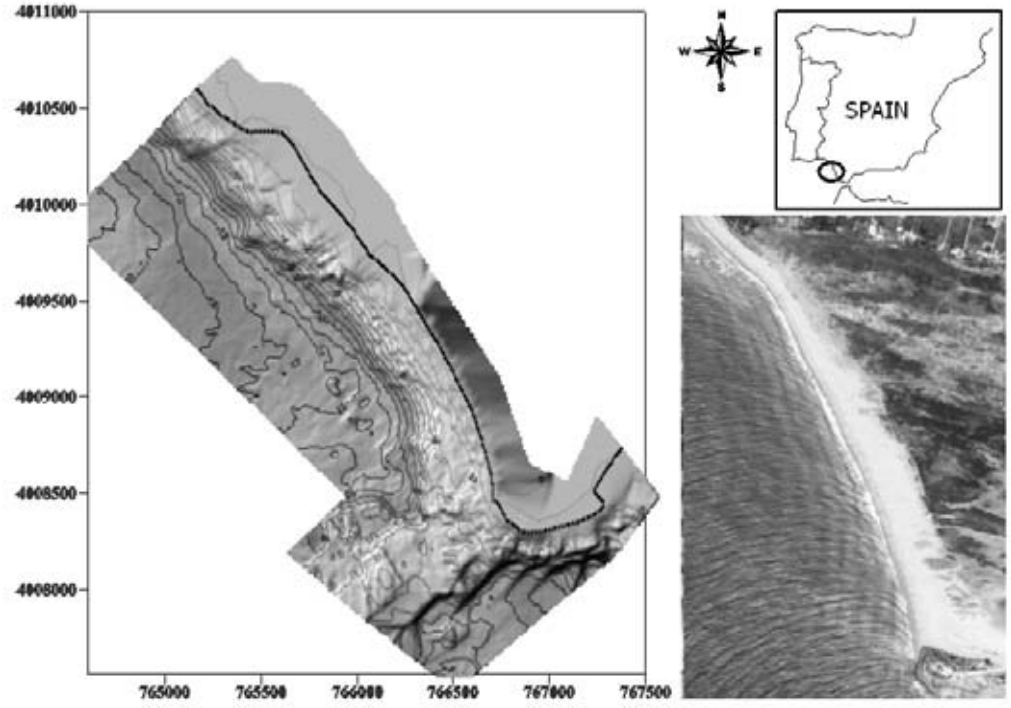


Figura 1. Localización de la zona de estudio y topografía de la playa de Trafalgar (Andalucía) en Junio de 2006.

Una estación de monitorización costera basada en el sistema ARGUS compuesta de tres cámaras se instaló en octubre de 2003. Ortega-Sánchez et al. (2008) analizan dos años de evolución de la playa e identifican cúspides de escalas distintas. Se puede caracterizar las cúspides con tres criterios (Figura 2): la longitud de onda (λ), la distancia transversal (L) y el ángulo con respeto a la costa (β). Ortega-Sánchez et al. (2008) distinguen las cúspides pequeñas ("SBC", λ<20m) que se pueden calificar como cúspides ordinarias, de las cúspides grandes ("LBC", $\lambda\approx$30m) (Figura 3). El

criterio de calificación de las LBC es L>5m aunque generalmente tienen una distancia transversal mucho mas grande (hasta L=50m). Observan que las LBC corresponden a la morfología predominante: están presentes el 60% del tiempo. Otras características diferencian las SBC de las LBC. En primer lugar, las SBC se forman exclusivamente en la parte alta de la playa (a marea alta) mientras que las LBC se forman en la zona intermareal (Figura 4). En segundo lugar, las LBC pueden tener una cierta oblicuidad (hasta 50º) con respeto a la línea de costa (Figura 2).

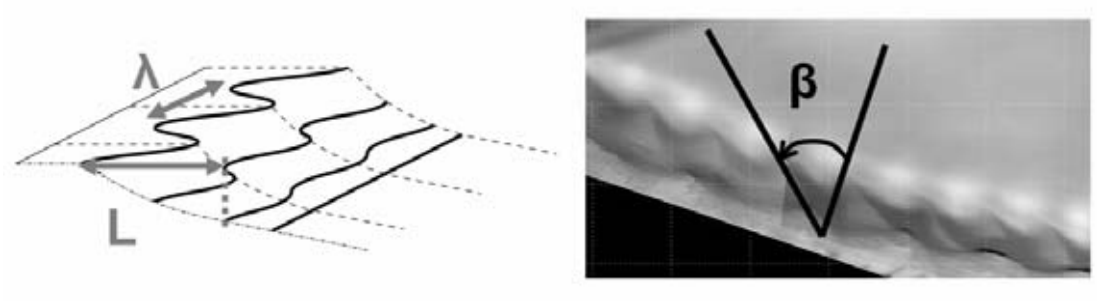


Figura 2. Características principales de las cúspides de playas. λ: longitud de onda; L: distancia transversal; β: ángulo de las cúspides.

Figura 3. Distintos tipos de cúspides. Izquierda: cúspides de playa pequeñas (ordinarias,SBC). Derecha: cúspides de playa largas (LBC).

Las características de las cúspides largas, como sus longitudes de onda, sus oblicuidades y sus claras interacciones con la zona de rompientes permiten suponer que la zona de rompientes tiene una cierta importancia en sus procesos de formación y de evolución. Los estudios previos clasifican las cúspides como estructuras de la zona de swash, aquí se quiere analizar el efecto de la zona de rompientes en el desarrollo de las LBC estudiando qué tipo de barras pueden formarse en la playa de Trafalgar.

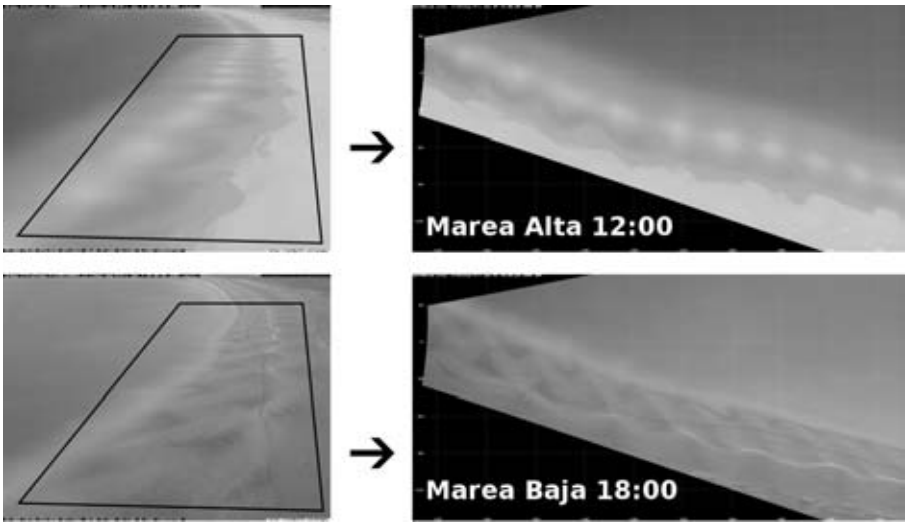


Figura 4. Secuencia de las cúspides durante una excursión de la marea. Izquierda: imágenes TIMEX. Derecha: imágenes corregidas.

MODELO

El modelo numérico no lineal para la zona de rompientes MORFO55 (Caballeria et al. 2002, Garnier et al., 2006) transforma el oleaje sobre batimetría irregular, incluyendo refracción, asomeramiento y rotura considerando oleaje irregular y una expresión para el transporte de sedimentos inspirada en la fórmula de Soulsby y Van Rijn (Soulsby, 1997). Este modelo resuelve las ecuaciones de aguas someras no lineales para las corrientes y superficie libre media y actualiza la topografía a partir del transporte de sedimento.

Hidrodinámica

La hidrodinámica está gobernada por las ecuaciones de la masa (1) y del momento (2) promediadas verticalmente en la columna de agua y temporalmente en el periodo del oleaje (Mei (1989)):

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(D v_j) = 0\,, \qquad (1)$$

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} + v_j \frac{\partial v_i}{\partial x_j} = -g\frac{\partial z_s}{\partial x_i} - \frac{1}{\rho D}\frac{\partial}{\partial x_j}(S_{ij}^{'} - S_{ij}^{''}) + \frac{\tau_{b\,i}}{\rho D} \quad , \quad i = 1,2\,. \qquad (2)$$

$D(x_1, x_2,t)$ es la profundidad total, $\vec{v}\,(x_1, x_2,t) = (v_1, v_2)$ el vector de velocidad promediada, $z_s(x_1, x_2,t)$ el nivel medio del agua, g la aceleración de la gravitad, ρ la

densidad del agua, S' el tensor de tensión de Reynolds, S'' el tensor de tensión de radiación de las olas y $\vec{\tau}_b$ el vector de tensión de contención del fondo.

La transformación del oleaje, desde la frontera de mar adentro, se realiza de la siguiente forma. Primero se determina la densidad de energía del oleaje, $E(x_1, x_2,t)$, usando la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left((v_j + c_{gj})E\right) + S'_{ij}\frac{\partial v_j}{\partial x_i} = -D\,, \qquad (3)$$

que incluye interacciones olas-corriente y olas irregulares. La densidad de energía está relacionada con la raíz cuadrada de la altura de ola promediada, H_{rms}, según $E = 1/8\rho g H_{rms}^2$. En (3), $\vec{c}_g$ es el vector de velocidad de grupo promediada y D la proporción de disipación debido a la rotura de las olas y a la fricción del fondo. Segundo, el modulo k del vector de onda $\vec{k}$ (x_1, x_2,t) cumple la relación de dispersión (4) y el ángulo de incidencia de las olas θ cumple la ley de Snell (5).

$$\sigma^2 = gk\tanh kD\,, \qquad (4)$$

$$k.\sin\theta = cte\,. \qquad (5)$$

Consideramos $\sigma = 2\pi/T$ como constante, T es el periodo de olas y θ se define como el ángulo entre las rayas de olas y el eje x_1.

Morfodinámica

La evolución del nivel del fondo $z_b(x_1, x_2,t)$, relacionado con D y z_s por $D = z_s - z_b$, está dada por la ecuación de conservación del sedimento (6):

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-p}\frac{\partial q_j}{\partial x_j} = 0\,, \qquad (6)$$

donde $\vec{q}$ es el vector de flujo de sedimento horizontal y p la porosidad de la arena (p=0.4). La forma general del flujo de sedimento (7) sigue (Soulsby (1997)):

$$\vec{q} = \alpha(\vec{v} - \gamma u_o \nabla h)\,, \qquad (7)$$

donde h es la perturbación topográfica respecto a la topografía sin barras, u_0 es la velocidad orbital de las olas, $\gamma\,(=1.5)$ es el parámetro "bedslope" o de pendiente del

fondo y α es el factor de "stirring" o de mezcla (in m^3/m^2). Se consideran dos fórmulas distintas para el cálculo del factor de mezcla. Primero se usa un factor constante:

$$\alpha = \alpha_0 = 0.01 \text{ m}. \tag{8}$$

En el segundo caso, se calcula con la formula de Soulsby y Van Rijn (Soulsby (1997)) (9):

$$\alpha = A_s \left[\left(|\vec{v}|^2 + \frac{0.018}{c_d} u_o^2 \right)^{1/2} - u_{cri} \right]^{2.4}, \tag{9}$$

donde A_s y u_{cri} dependen esencialmente de las características del sedimento y de la profundidad, y c_d es el coeficiente de arrastre.

El motivo para el uso de estas dos fórmulas es que permiten considerar todos los casos posibles favorables al desarrollo de barras cerca de la costa (Ribas et al., 2003; Garnier et al. 2006). Físicamente, el uso de estas dos fórmulas de transporte tiene también un sentido. Aunque la formula de Soulsby y Van Rijn se usa en numerosos estudios de modelado y se ha verificado experimentalmente, el uso de un factor de mezcla constante es menos reconocido. No obstante, es una manera de considerar una concentración de sedimento alta en la zona de rompientes interna como lo sugiere el estudio de Ribas et al. (2003). Esta concentración alta puede ser debida a una proporción alta de ondas infragravitatorias o bien a la turbulencia generada por el rompiente y a los resaltos hidráulicos (Johnson y Smith, 2009).

MECANISMOS FÍSICOS

Para entender los mecanismos de formación de barras en la zona de rompientes, necesitamos introducir la ecuación de evolución del fondo simplificada. Combinando la ecuación de masa (1) y la ecuación de evolución del fondo (6), y considerando que (i) C<<1 y (ii) la variación temporal del nivel del mar es muy inferior a la variación del nivel del fondo, se puede escribir:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \vec{\nabla} \cdot (h \vec{\nabla} h) - D\vec{v} \cdot \vec{\nabla} C \,. \tag{10}$$

Además, se puede mostrar que el término que produce la formación de barras es el último término de la ecuación (10), y que la contribución de la velocidad longitudinal es despreciable. Garnier et al. (2009) muestran que:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx -Du \frac{\partial C}{\partial x}, \qquad (11)$$

donde u es la velocidad transversal, positiva para una corriente hacia el mar ("rip current") y negativa para una corriente hacia la costa. El sistema morfológico se volverá inestable, es decir, el sistema de barras crecerá, si la perturbación del fondo aumenta en las crestas y diminuye en los canales. Así, el signo del gradiente de concentración es fundamental para el desarrollo de barras, lo que justifica los dos tipos de transporte que se usan en este estudio.

Con un gradiente positivo (factor de mezcla de Soulsby y Van Rijn, si se considera su parte interna, donde aparecen las cúspides), las barras aparecerán en el caso de una corriente hacia el mar en los canales y hacia la costa en las crestas. Esta circulación de corriente es típica en la zona de rompientes (Figura 5, Izquierda). En ese caso, las barras aparecen con un mecanismo "Bed Surf" (Falques et al., 2000).

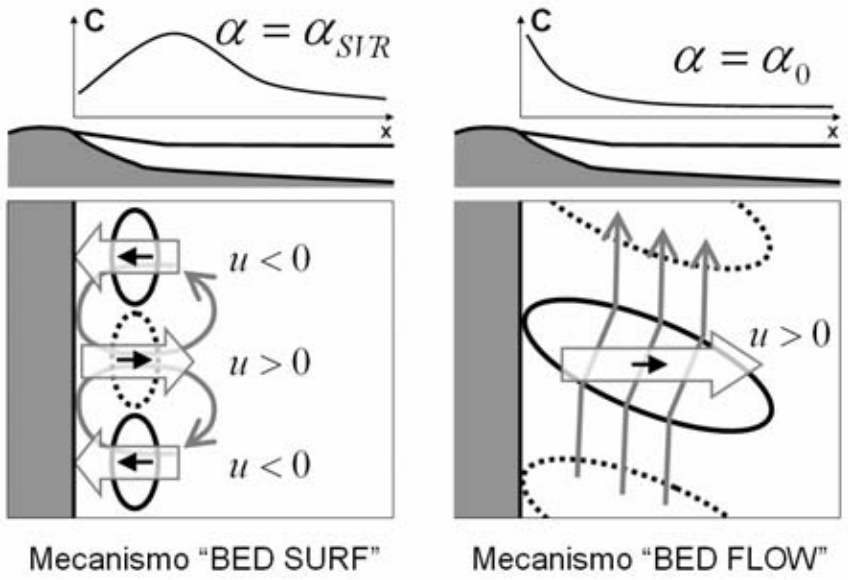


Figura 5. Mecanismos físicos de la formación de las barras. Izquierda: factor de mezcla calculado con la formula de Soulsby y Van Rijn. Derecha: factor de mezcla constante.

Por el contrario con un gradiente negativo (factor de mezcla constante), para que se formen las barras, la corriente transversal tendrá que dirigirse hacia el mar en las crestas, lo contrario de la circulación típica. No obstante, con oleaje oblicuo, si la corriente longitudinal es suficientemente fuerte, y si las barras tienen una orientación oblicua contra corriente, como se ilustra en la Figura 5 (Derecha), se puede obtener una circulación favorable al desarrollo de barras. Esta circulación es debida a la deflexión de la corriente (mecanismo "Bed Flow", Falques et al., 2000).

RESULTADOS

En este apartado se muestran los resultados para el estudio de la inestabilidad de la playa de Trafalgar. Se considera una playa rectilínea con características similares a las de Trafalgar. La playa tiene dos pendientes: en la orilla la pendiente es de 0,075 y en alta mar, de 0,02. Las condiciones del oleaje corresponden a las condiciones características encontradas durante la formación de las cúspides largas. En la frontera del dominio (profundidad de 4m), se consideran olas de 1m (H_{rms}=1m) con un periodo de 9s, y se estudian distintas oblicuidades (θ=0º significa oleaje perpendicular a la costa, θ>0º significa oleaje oblicuo).

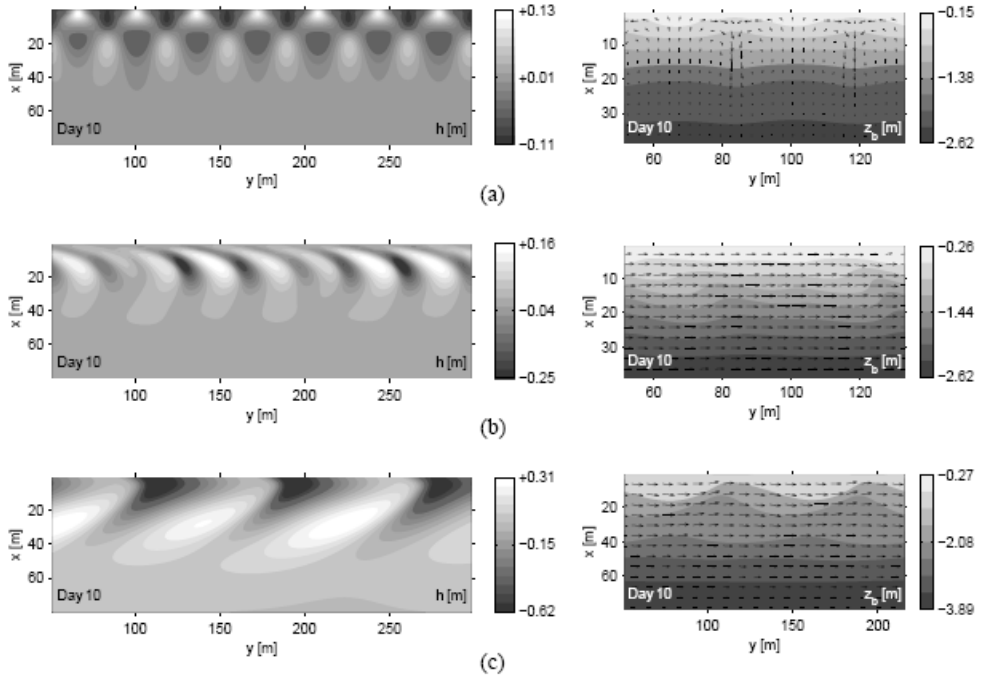


Figura 6. Estado final obtenido con el modelo. (a) Barras transversales, α=$α_{SVR}$, θ=0º. (b) Barras oblicuas a favor de la corriente, α=$α_{SVR}$, θ=10º. (c) Barras oblicuas contra corriente, α=$α_0$, θ=10º. Izquierda perturbación del fondo con respeto al estado inicial. Derecha: topografía total y vectores de la corriente.

Se obtienen tres tipos de barras, según el transporte de sedimento utilizado y la oblicuidad del oleaje. (1) Con el factor de mezcla de Soulsby y Van Rijn, y olas perpendiculares, se desarrollan barras transversales con una longitud de onda de λ≈30m y una distancia transversal de L=10m (Figura 5a). (2) Con un oleaje oblicuo (θ=10º), aparecen barras oblicuas a favor de la corriente con λ≈30m, L=40m y una oblicuidad de β=+50º (Figura 5b). (3) Como se predecía en la sección anterior, con un factor de mezcla constante, las barras no pueden aparecer con oleaje perpendicular a la costa, pero con un oleaje oblicuo (θ=10º), se obtienen unas barras contracorriente con λ≈50-100m (la longitud de onda aumenta durante la evolución), una distancia transversal hasta 65m y una oblicuidad de β=-50º (Figura 5c).

Los tres tipos de barras obtenidas con el modelo en la zona de rompientes tienen características similares a las cúspides de playa largas (LBC) observadas en Trafalgar. Este resultado sugiere que las LBC podrían formarse debido a procesos de la zona de rompientes, o por lo menos, que los procesos de la zona de rompientes actúan positivamente en el desarrollo y en la evolución de las LBC. Los estudios previos de modelado de las LBC indican que se forman exclusivamente con procesos de la zona de swash y que los procesos de la zona de rompientes las destruyen sistemáticamente durante la subida de la marea (Coco et al., 2004). El presente trabajo va en contra de estos estudios, mostrando que bajo algunas condiciones los procesos de la zona de rompientes podrían reforzar las cúspides. No obstante, se limita a la validez de las fórmulas de transporte que no se han validado en condiciones reales y menos en entornos donde se forman las LBC.

CONCLUSION

Se ha realizado el estudio de estabilidad de la zona de rompientes de la playa Trafalgar sobre una topografía simplificada y en condiciones de oleaje favorables a la formación de cúspides de playa largas. Se ha demostrado que unas barras de arena conectadas a la costa pueden formarse en Trafalgar debido a procesos de la zona de rompientes, con mecanismos de auto-organización.

Los distintos tipos de morfologías obtenidos tienen similitudes con las cúspides observadas en Trafalgar (longitud de onda, distancia transversal, oblicuidad), así que se ha demostrado que los procesos de la zona de rompientes pueden contribuir a la formación de las cúspides, y, contrariamente a lo que suponen los estudios preliminares, los procesos de la zona de rompientes no destruyen necesariamente las cúspides, pero pueden reforzarlas.

La sensibilidad de los resultados con el factor de mezcla, las barras podando formarse o destruirse solamente cambiando este factor, implica la necesidad de medidas de concentración de sedimento y plantea el problema recurrente de la falta de conocimiento del transporte de sedimento en la zona de rompientes interna.

AGRADECIMIENTOS

Esta contribución se financia por el Ministerio de Ciencia y Educación de España (Proyecto CTM2006-08875 y proyecto BORRASCAS CTM2005-06583) y por la Junta de Andalucía (Proyectos P05-RNM-968 y P06-RNM-1573).

REFERENCIAS

Almar, R., G. Coco, K. Bryan, D. Huntley, A. Short, and N. Senechal, 2008. Video observations of beach cusp morphodynamics, Mar. Geol., 254, 216-223.

Caballeria, M., Coco, G., Falqués, A., Huntley, D.A., 2002. Self-organization mechanisms for the formation of nearshore crescentic and transverse sand bars. J. Fluid Mech., 465:379 410.

Coco, G., T. K. Burnet, B. T. Werner, and S. Elgar, 2004. The role of tides in beach cusp development, J. Geophys. Res., 109 (C04011), doi:10.1029/2003JC002154.

Holland, K. T., 1998. Beach cusp formation and spacings at Duck, USA, Cont. Shelf Res., 18, 1081-1098.

Falqués, A., Coco, G. & Huntley, D. A., 2000. A mechanism for the generation of wave-driven rhythmic patterns in the surf zone. J. Geophys. Res., 105 (C10), 24071-24088.

Garnier, R., D. Calvete, A. Falqués, and M. Caballeria, 2006. Generation and nonlinear evolution of shore-oblique/transverse sand bars, J. Fluid Mech., 567, 327-360.

Garnier, R., N. Dodd, A. Falqués and D. Calvete, 2009. A mechanism inhibiting rip channel formation for oblique waves, in Coastal Dynamics 2009, in press.

Johnson, B., and J. Smith, 2008. A two-scale approach to nearshore sediment transport modeling, in Coastal Eng. 2008, World Scientic, in press.

Mei, C.C., 1989. The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves, Advanced Series on Ocean Engineering, vol.1. Singapore: World Scientic.

Ortega-Sánchez, M., S. Fachin, F. Sancho, and M. A. Losada, 2008. Relation between beachface morphology and wave climate at Trafalgar beach (Cadiz, Spain), Geomorphology, 99, 171-185.

Ribas, F., Falqués, A., Montoto, A., 2003. Nearshore oblique sand bars. J. Geophys.Res., 108 (C4):3119 doi:10.1029/2001JC000985.

Soulsby, R., 1997. Dynamics of marine sands. Thomas Telford Publications.

Wright, L. D., and A. D. Short, 1984. Morphodynamic variability of surf zones and beaches: A synthesis, Mar. Geol., 56, 93-118.

EL MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE Y SU APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO

A. M. Castañeda[1], R. Medina[2]

1. Demarcación de Costas en Cataluña, Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. C/ de la Marina, 16-18, planta 14 B. 08005 Barcelona. acastaneda@mma.es
2. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria", Universidad de Cantabria. Avda. Los Castros s/n. 39005 Santander, Cantabria. medinar@unican.es

INTRODUCCIÓN

El paisaje costero frecuentemente se encuentra salpicado por estructuras de apoyo de playas que permiten parcialmente el transporte de sedimentos a lo largo de la costa. Acerca del diseño funcional de esos *pequeños salientes costeros* existe mucha literatura científica que recoge la profusa investigación que se lleva a cabo en este campo de la ciencia. En relación al diseño formal de los *pequeños salientes costeros* no parece que la ingeniería marítima haya avanzado en la misma medida.

La gran transformación del paisaje costero que producen nuestras estructuras de apoyo de playas nos motiva a profundizar en la manera en que debemos diseñarlas para mejorar su diálogo con el entorno. Nuestro objetivo en encontrar un método (una manera) de comprender e interiorizar el paisaje sobre el que vamos a trabajar y emplear esa información en la formalización de una propuesta plástica que integre nuestros *pequeños salientes costeros* en el paisaje del que forman parte.

En nuestra tarea de proyectistas proponemos considerar el siguiente *PROCESO CREATIVO*:

1. ***Aprender de la Naturaleza***. Debemos conocer el medio físico con el que vamos a actuar, entender sus dinámicas y sus procesos. En la observación del paisaje costero hay mucha información que nos puede ayudar a educar la mirada.

Analizar el paisaje equivale a redescribirlo, a llegar a conocer su íntima sustancia a través de un trabajo paciente. Observar, imaginar y proyectar es el camino.

2. ***Modelar la Naturaleza***. En nuestra actividad creadora como ingenieros del mar incidimos en esa estrecha franja donde confluyen lo terrestre y el mar. Allí se enfrenta lo compacto del territorio con lo difuso, casi infinito, del mar. Unir estos dos mundos en un diálogo armónico es nuestro cometido. Se trata de establecer un nuevo límite de la frontera tierra-agua fruto de un análisis funcional, paisajístico y ambiental en la unidad fisiográfica.

3. ***Generar emoción***. Este punto es el que aborda el *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE*, que trata de conseguir un diálogo armónico de nuestra obra con el paisaje empleando al propio paisaje como herramienta de diseño de los pequeños salientes costeros.

MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE

El Método de Proyectación con el Paisaje concreta el proceso que debemos seguir para introducir el paisaje como una herramienta en el diseño de nuestros pequeños salientes costeros.

El objetivo de la aplicación de este Método de Proyectación con el Paisaje es abordar el diseño de los pequeños salientes costeros de manera integrada en el paisaje, en diálogo armónico con él.

Los pasos del Método de Proyectación con el Paisaje se enumeran a continuación:

1. Conocer el territorio a gran y media escala.
2. Reconocer los elementos característicos del paisaje.
3. Buscar los puntos de vista.
4. Recoger información desde los puntos de vista.
5. Buscar el “genius loci”, el espíritu del lugar.
6. Encontrar el mensaje a transmitir.
7. Dibujar nuestra propuesta plástica.
8. Definir los detalles finales.

1.-Conocer el territorio a gran y media escala

Para comenzar a observar el territorio debemos iniciar el reconocimiento del paisaje a gran escala y de una manera completa. La fotografía aérea nos permite tener esta visión a gran escala del paisaje costero y nos ayuda a reconocer ciertas identidades en una primera aproximación.

Debemos prestar atención a **las dimensiones del paisaje** observado, para así tener clara **la escala** de nuestra intervención sobre el escenario de fondo.

Debemos **identificar** las piezas que percibimos en el paisaje costero que analizamos, **definir los límites** actuales, **investigar** en la historia los límites pasados, **percibir** las tensiones, buscar, reconocer,…

Nos serán de gran ayuda las fotografías aéreas.

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**.

Nos serviremos de la construcción de un **mapa cognitivo**, que nos ayudará a ordenar y fijar nuestra percepción del lugar. La imagen visual, el **mapa cognitivo**, actúa como un resumen abstracto de los procesos perceptivos, y colabora en la construcción de la **identidad** de los lugares.

El dibujo (la imagen) actúa como vehículo de la creatividad: **la imagen es la huella de la percepción**.

3.-Buscar los puntos de vista

Con la ayuda de fotografías aéreas planificaremos los puntos de vista que nos parecen más representativos del paisaje en estudio. Los puntos de vista seleccionados deben ayudarnos en la **lectura del territorio** y al **análisis de la visibilidad**.

La **legibilidad del territorio** es un componente fundamental a la hora de valorar la calidad de un paisaje. Una escena legible es aquélla que resulta fácil de comprender y estructurar mentalmente, y que nos ayuda a orientarnos y funcionar en el espacio.

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**.

La información recogida de las lecturas del paisaje desde diferentes puntos de vista puede resultar insuficiente y puede ser preciso recabar información desde más puntos de vista.

Si los cuatro puntos anteriores nos han situado en el territorio, reconociéndolo, escudriñándolo y valorándolo, a partir de ahora los siguientes pasos nos van a exigir un esfuerzo creativo.

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**.

Encontrar el **"genius loci"**, el espíritu del lugar, es fundamental para entender el paisaje en el que vamos a intervenir. Es un paso muy importante en nuestro *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE*, ya que nos va a facilitar encontrar el mensaje a transmitir con nuestra intervención en el paisaje, que es el próximo paso del método. Es una experiencia subjetiva, pero es **"nuestra" experiencia** la que queremos plasmar en nuestra propuesta plástica.

6.-Encontrar el mensaje a transmitir

Encontrar el mensaje a transmitir tal vez sea **el punto del método que más cuesta**, ya que puede tardar muchos días en visualizarse el mensaje personal que, después de empaparnos hasta el aburrimiento del lugar, queremos transmitir en forma de propuesta proyectual. Necesitamos tener un **pensamiento creativo.**

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.**

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. Nos ayudaremos de los mapas cognitivos, perspectivas y puntos de vista para ajustar escalas, cotas,…

Prestaremos una cuidadosa atención al **sistema constructivo.**

8.-Definir los detalles finales

En este punto del método no debe resultarnos ya muy complicado definir los detalles que van a **acabar de perfilar nuestro pequeño saliente costero**. Aquí entramos en los detalles de las secciones, materiales,…

Los cuatro primeros pasos del *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE* nos ponen en contacto con el paisaje costero y nos preparan para sentirlo.

Los cuatro restantes pasos del *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE* nos dirigen hacia una interiorización del lugar para establecer un diálogo con él, decidir nuestro mensaje a transmitir a través de nuestro pequeño saliente costero y plasmarlo en formas, materiales, texturas,... completando una propuesta plástica que genere emoción.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE

Se ha escogido el caso de un pequeño saliente costero existente en **Montgat**, un municipio situado hacia el norte de Barcelona. No se plantea su funcionalidad en cuanto al papel que juega en el modelado de las playas colindantes, sino que se trata

de mejorar su diálogo con el entorno resolviéndolo formalmente mediante una nueva imagen plástica.

Se trata de un paisaje rehecho a partir de una antigua cantera que ha dejado una profunda cicatriz en el paisaje. Nuestro pequeño saliente costero parece emerger de entre los restos de este montículo mutilado para intentar cohesionar y dar unidad a un paisaje desestructurado y descompuesto.

Aplicaremos el *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE* paso a paso al caso de estudio.

1.-Conocer el territorio a gran y media escala

Se trata de un paisaje descompuesto, constituido por los restos de la pequeña colina del Turó de Montgat, que se empleó como cantera para proteger las vías del ferrocarril que pasa por sus entrañas y circula pegado a la costa.

Figura 1. Situación inicial del espigón de Montgat

La funcionalidad de este pequeño espigón, de 80 m de longitud, que arranca del turó como si de una prolongación del mismo se tratase, está sobradamente constatada como apoyo a una gran playa a levante.

2.-Reconocer los elementos característicos del paisaje

Observamos la colina recortada, de formas artificiales y colores marcadamente rojizos; la línea de ferrocarril penetrando las entrañas del turó y marcando una potente dirección paralela a la playa. El acondicionamiento de la zona, recientemente concluido, ha transformado el paisaje introduciendo nuevas formas y materiales que ya

forman parte del nuevo telón de fondo para nuestra actuación**.** Lo plasmamos en un mapa cognitivo:

Figura 2. Mapa cognitivo del caso Montgat

Se trata de un paisaje que ofrece cierta variedad de itinerarios. Uno de ellos conduce a la cima del turó y lo convierte en un mirador excepcional.

Figura 3. Itinerarios en el caso Montgat

3.-Buscar los puntos de vista

A partir de estos posibles itinerarios que hemos detectado, buscamos ahora los puntos de vista, a la manera como los pintores buscan el encuadre de la escena para la correcta composición.

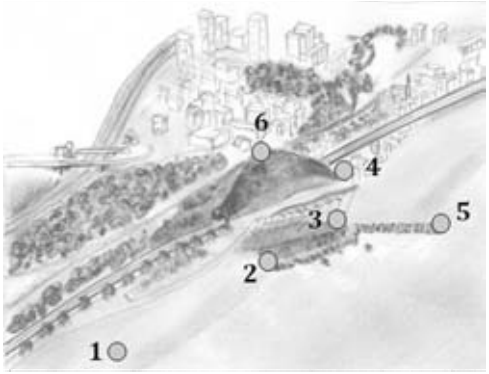


Figura 4. Puntos de vista en el caso Montgat

4.-Recoger información desde los puntos de vista

Puesto que la perspectiva es el elemento esencial para representar el espacio, nos paseamos por el lugar y recogemos las escenas que habíamos seleccionado.

Figura 5. Puntos de vista nº 1 del caso Montgat

Figura 6. Puntos de vista nº 2 del caso Montgat

Figura 7. Puntos de vista nº 3 del caso Montgat

Figura 8. Puntos de vista nº 4 del caso Montgat

Figura 9. Puntos de vista nº 5 del caso Montgat

Figura 10. Puntos de vista nº 6 del caso Montgat

5.-Buscar el “genius loci”, el espíritu del lugar

- Notamos el gran vacío que ha dejado la antigua cantera, una notoria sensación de ausencia de volumen, de formas inacabadas.
- Afloran diferentes niveles o capas horizontales marcadas por muretes que acompañan ciertos itinerarios.
- Destaca, por sus dimensiones, el muro que separa los dos niveles del nuevo Paseo. Es rojizo, como el turó, del que parece una peana.
- La nueva duna es un contrapeso al descompuesto volumen del turó, y un contrapunto de color y textura.
- La fuerte pendiente de la duna, cayendo bruscamente sobre las rocas junto al agua, transmite cierta tensión.
- El color rojizo de la piedra natural se ha empleado en varios elementos del Paseo.

6.-Encontrar el mensaje a transmitir

- Nos planteamos recuperar formalmente el itinerario que discurre al pie de la duna y conectarlo con nuestro pequeño saliente costero.
- A este itinerario le daremos la forma de una nueva peana de apoyo visual del turó. El murete bajo eliminará la tensión creada por el fuerte talud de la duna en su lado mar.
- Tendrá este murete una forma sinuosa, evocando las suaves curvas que pudo tener el turó.
- Los colores rojizos se aplicarán a este murete-peana.
- En recuerdo a la historia del turó y a sus volúmenes perdidos, emplearemos elementos de fuerte componente geométrica: volúmenes cúbicos puros de gran tamaño.
- Los cubos, grandes y de hormigón, acompañarán al murete y servirán de contrapunto humano a las rocas naturales que se dispersan por la playa y el Paseo.

Una vez tenemos claro el mensaje a transmitir, nos planteamos cómo va a ser el funcionamiento del pequeño saliente costero:

- Una parte sumergida será la encargada de cumplir con la función de resistir el oleaje.

- Otra parte emergida será la encargada de mostrar los valores plásticos de la propuesta.

Figura 11. Esquema funcional de la solución del caso Montgat

7.-Dibujar nuestra propuesta plástica

La fracción "formal" se estructura mediante un eje sinuoso constituido por un muro de hormigón armado con forma de L. El muro aparecerá como una nueva peana para el turó y se integrará mejor forrando su parte vista con acero corten.

El complemento resistente y formal del muro en L lo constituyen los dados cúbicos de hormigón en masa dispuestos sobre la losa horizontal del muro.

Figura 12. Solución del caso Montgat desde el punto de vista nº5

Definimos la sección tipo, los detalles finales del morro y comprobamos las fases constructivas para asegurar la viabilidad de la propuesta.

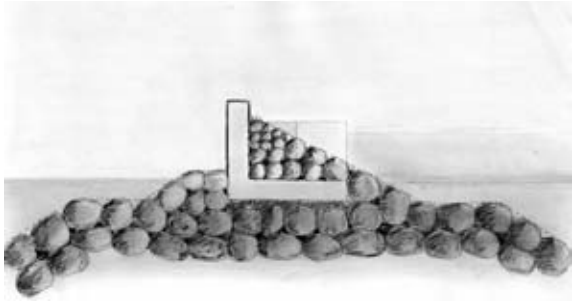


Figura 13. Sección tipo de la solución para el espigón de Montgat

Concluimos este punto con el nuevo mapa cognitivo, en el que situamos nuestra propuesta formal como nuevo elemento del paisaje.

Figura 14. Mapa cognitivo de la propuesta para el caso Montgat

8.-Definir los detalles finales

En nuestro caso hemos ido avanzando algunos detalles, necesarios para validar la propuesta. El deseo de definir una línea sinuosa con colores de óxido y un poco de altura para que actúe a modo de nueva peana del turó ha requerido tener bastante claro cómo construirla casi antes de dibujarla. Por ello, el proceso constructivo, que ha estado presente en todo momento, nos ha llevado a decidir muchos detalles con anticipación.

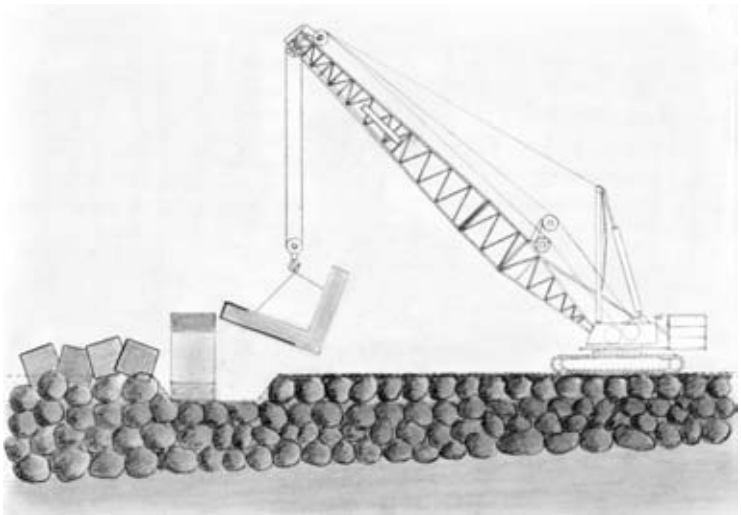


Figura 15. Colocación de los módulos del muro en L del caso Montgat.
Vista longitudinal desde levante.

CONCLUSIONES

- El *MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE* es una herramienta útil, pero no debemos sentirla como un corsé.
- La manera de utilizar el *MÉTODO* es interiorizar sus partes, aplicándolas según vaya conviniendo, en continuo "feed-back".
- No debemos olvidar que la componente plástica de nuestros proyectos debe nacer de la propia esencia de la propuesta (no es un maquillaje). Y va unida íntimamente a la componente técnica, ya que juntas definen el mensaje de nuestra obra.
- El paisaje se lee a través de capas superpuestas de información 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.

REFERENCIAS

Castañeda, A. M. 2009. El paisaje y los pequeños salientes costeros. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria. Santander.

ESTUDIOS PREVIOS Y REDACCIÓN DEL PROYECTO DE RECUPERACIÓN DE LA PLAYA DE PONIENTE; T.M. DE LA LÍNEA DE LA CONCEPCIÓN (CÁDIZ)

G.Gómez Pina[1], J.J. Muñoz-Pérez[1],
O. Prado Fernández[2], F. Javier Escartín García[2],

1. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico, C/ Marianista Cubillo 7, 11071 Cádiz, ggomez@mma.es; jjmunoz@mma.es.

2. PROINTEC S.A., Avda. Burgos 12, 28036 Madrid, oprado@prointec.es; jescartin@prointec.es.

INTRODUCCIÓN

Entre 1992 y 1993, durante la construcción del Puerto de la Atunara por parte de la Consejería de Obras Publicas de la Junta de Andalucía, se aprovechó parte del dragado efectuado para crear una nueva playa en la parte de poniente (dentro de la Bahía de Algeciras) frente al casco urbano de la ciudad y satisfacer así una gran demanda existente.

En aquella época, esa parte de costa caía dentro de la zona de competencia de la Autoridad Portuaria. Gracias a la colaboración prestada entre los distintos organismos (Puerto de Algeciras, Ayuntamiento de La Línea de la Concepción y Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico) pudo abordarse la ejecución de las obras, consistentes en la construcción de un espigón y el transporte y extendido de 132.000 m^3 de arena.
Una vez transcurridos 14 años desde entonces, se ha acometido este trabajo, en el que se ha estudiado por un lado el comportamiento de la playa durante este lapso de tiempo, y que por otro, ha permitido la redacción de un proyecto que posibilita el aprovechamiento de las obras ya contempladas por la Autoridad Portuaria para mejorar o ampliar la zona de servicio de la playa.

Figura 1. Ubicación de la Playa de Poniente de La Línea de la Concepción

DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO

Para la correcta y completa redacción del Proyecto de Recuperación de la Playa de Poniente, se han acometido los siguientes trabajos:

- Caracterización morfológica de la zona, a partir de la realización de un detallado levantamiento topo-batimétrico, una campaña de caracterización sedimentaria.

Figura 2. Caracterización morfológica de la playa

- Caracterización dinámica de la zona, a partir del tratamiento de los diferentes registros de oleaje obtenidos, así como de la utilización de modelización numérica.

- Caracterización bionómica de la zona, a partir de una campaña de caracterización del medio físico, químico y biológico.

Figura 3. Caracterización bionómica

- Documento de diagnóstico, en el que se han podido extraer una serie de conclusiones sobre el comportamiento morfodinámico de la playa y se han podido definir una serie de líneas de actuación.

- Estudio de alternativas, en el que a partir del diagnóstico realizado, se han definido una serie de propuestas alternativas de actuación. Dichas propuestas fueron analizadas, configurando una comparativa multicriterio que ha atendido a criterios técnicos, medioambientales y económicos.

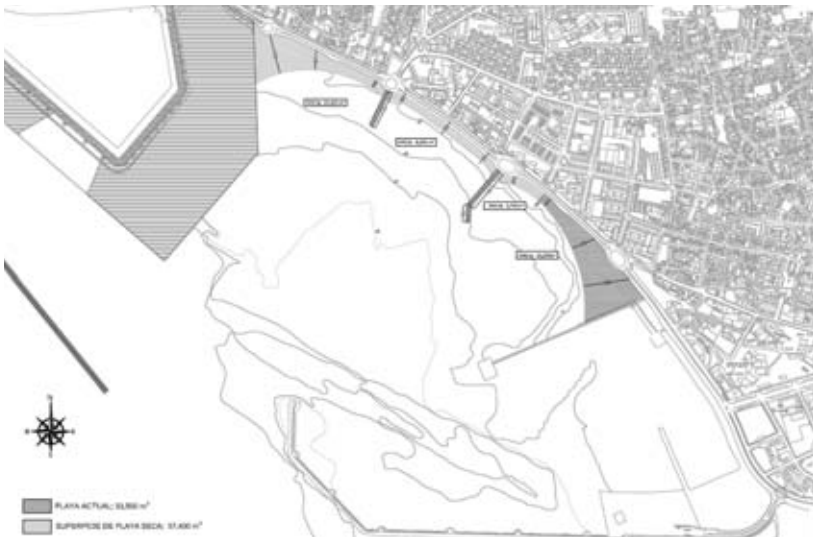


Figura 4. Alternativa 1

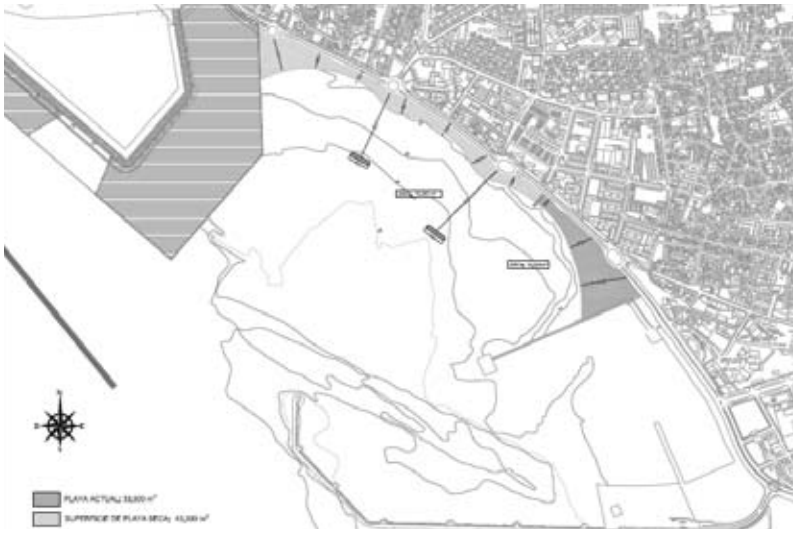


Figura 5. Alternativa 2

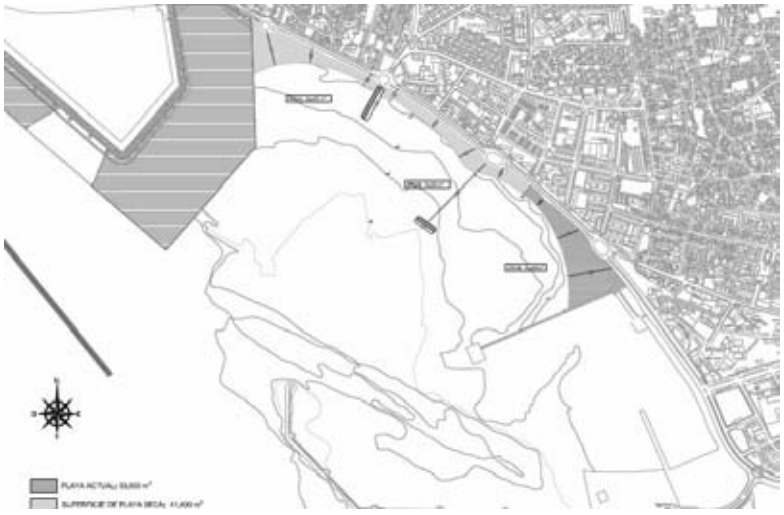


Figura 6. Alternativa 3

- Elaboración del Proyecto Constructivo de la alternativa finalmente seleccionada.

Figura 7. Calibración y diseño de la forma en planta de la playa

- Elaboración del documento ambiental correspondiente.

DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Las obras a realizar consisten en la regeneración de la playa de Poniente mediante el aporte de un volumen total de 471.650 m^3 de arena de aportación externa.

La arena de aportación necesaria procederá de los excedentes de las labores de mantenimiento de la zona de sotavento de la duna de Valdevaqueros, situada a unos 50 kms de La Línea de La Concepción, y del yacimiento submarino del Placer de Meca, para el que el estudio de impacto ambiental elaborado en el año 2000 reconocía una capacidad de extracción de 5.000.000 m^3 en un periodo de diez años.
El tamaño medio de grano de la arena de origen terrestre (duna de Valdevaqueros) es de D_{50}=0,29 mm, presentando la del yacimiento submarino un D_{50}=0,30 mm. En ambos casos presenta características apropiadas para los fines del presente proyecto. Se debe señalar que la arena utilizada no pertenece al propio sistema.

La alimentación artificial de la playa de Poniente, requiere de la construcción de dos diques perpendiculares a la línea de orilla, que alcanzan la cota –3 actual. Dichas estructuras estarán coronadas a la +3 en la parte más cercana a la costa y a la cota +2 a lo largo de la parte situada en agua. En ambos los casos se trata de espigones de talud 3/2.

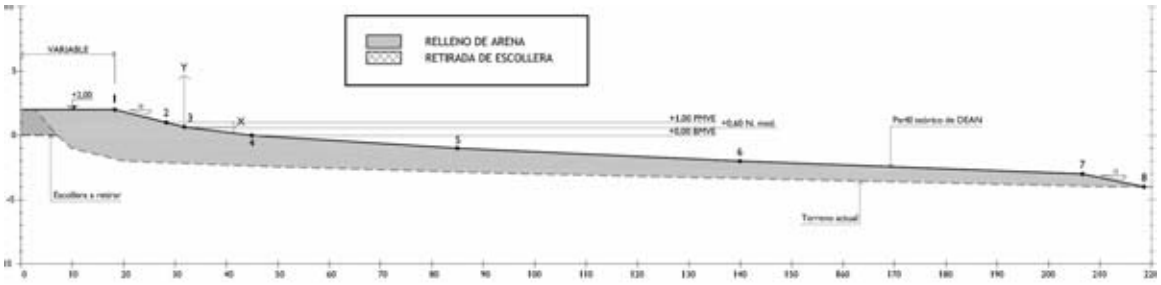


Figura 8. Perfil de regeneración

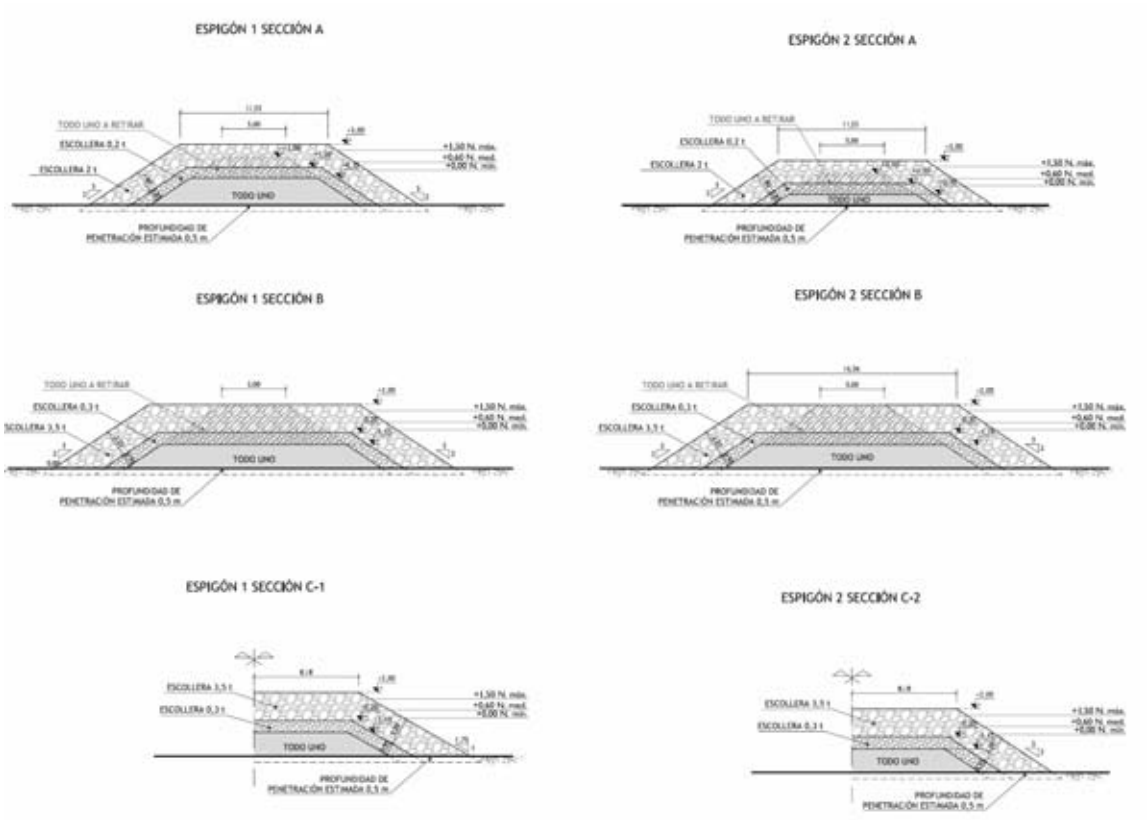


Figura 9. Secciones tipo de los espigones

Los ejes básicos de las actuaciones objeto del proyecto se centran en que permiten incrementar de superficie de playa en esta parte del municipio linense, solventando las necesidades y las demandas de uso existentes:

- Triplicando la superficie de playa seca actual, creando cerca de 60.000 m^3 de nueva zona de playa.

- Incrementando la longitud de playa total de 380 m a cerca de 1.300 m (medido sobre la línea de cota 0).

- Obteniendo unas anchuras de playa mínimas de unos 25-30 m a lo largo de toda su longitud de orilla.

- Acondicionando, adecuando y saneando el entorno, mejorando la calidad paisajística de la zona.

- Mejorando y ampliando la zona de servicios de la playa, arreglando e incrementando el número de accesos a la misma.

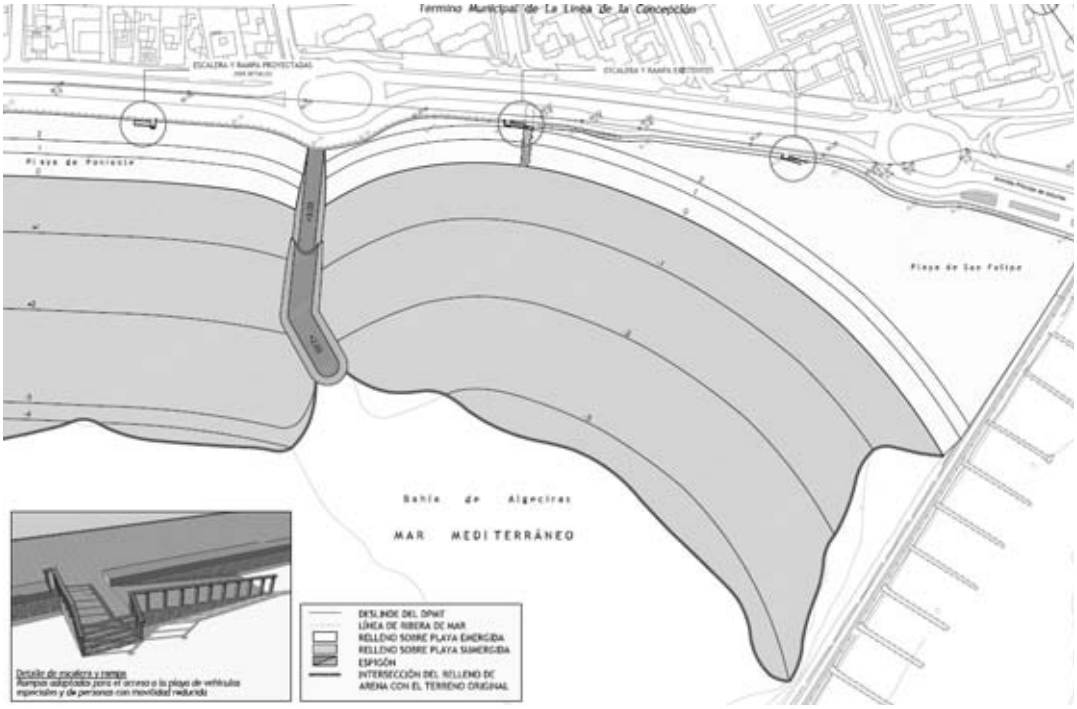


Figura 10. Adecuación de la zona

REDACCIÓN DEL PROYECTO DE ACTUACIÓN EN EL FRENTE LITORAL DE SANTA CRUZ DE LA PALMA (ISLA DE LA PALMA)

J. Areizaga[4], J. Flores[4], C. González[5]

1. KV Consultores, C/ Claudio Coello nº 52, 1ª Planta, 28001 Madrid. E-mail: jareizaga@kvconsultores.es , jflores@kvconsultores.es
2. Demarcación de Costas de Tenerife, Avda. de Anaga nº 35. 11ª Planta Santa Cruz de Tenerife. E-mail: cgonzalez@mma.es

INTRODUCCIÓN

Santa Cruz de La Palma, capital de la Isla de la Palma, no dispone de playas o zonas naturales de esparcimiento en el frente costero, lo cual lastra su potencial turístico. Junto a este hecho, la exposición de la primera línea de fachadas a los embates del mar pone en peligro la integridad de sus edificaciones, de alto valor arquitectónico. Para dar solución a esta situación, en octubre de 2006 la Dirección General de Costas encargó a KV Consultores la redacción del Proyecto de Actuación en el frente costero de Santa Cruz de La Palma. La solución propuesta supone una rehabilitación completa del frente costero de la ciudad, consistente en la creación de una gran playa encajada de arena flanqueada por sendas playas de cantos rodados que al tiempo que ofrecen un nuevo espacio de disfrute público protegen la fachada marítima de la ciudad frente a los temporales marinos.

PROBLEMÁTICA EXISTENTE

En la isla de La Palma, y en concreto en su capital, Santa Cruz, escasean las playas amplias y de arena, debido a la fuerte pendiente del talud costero y a la escasez de aportes de material fino desde tierra. Aunque antiguamente la capital poseía una playa de gravas en su lado sur, esta ensenada fue ocupada por el puerto en sus sucesivas ampliaciones.

La presencia del puerto y de la carretera que bordea la costa provocan que el núcleo urbano se encuentre separado en la práctica de la zona de Dominio Público Marítimo Terrestre (DPMT en adelante), impidiendo el disfrute de dicho espacio público por parte de la población.

Figura 1. Zona de trabajo

Analizando en detalle el frente costero del núcleo histórico de la capital, al norte del puerto, se observa que está dividido en 2 tramos. La zona más próxima al puerto está configurado por una explanada situada en un terreno que fue ganado al mar en los años 70, y que es empleada como aparcamiento en superficie, mientras que en el tramo norte existe un muro de contención por cuya coronación discurre el paseo marítimo.

La presencia de un aparcamiento en el DPMT degrada el valor del mismo, además de representar un uso no permitido en dicha zona. Por otra parte, la configuración actual del muro del paseo no supone una defensa suficiente frente a los temporales marinos, poniendo en riesgo los edificios del núcleo histórico.

Figura 2. Aparcamiento en DPMT

Figura 3. Daños provocados temporales

CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA Y SOLUCIÓN CONCEPTUAL

Una vez identificados y definidos los problemas existentes, se ha realizado un estudio detallado de los distintos factores clave en la definición de la solución constructiva. Se han estudiado la topografía, batimetría, el medio natural (comunidades y calidad del agua), clima marítimo, dinámica litoral, fuentes de sedimentos etc.

Como resultado de la caracterización realizada se concluye que los principales factores a tener en cuenta de cara a la propuesta de soluciones son los siguientes:

- se trata de una costa abierta, expuesta a los oleajes de los dos primeros cuadrantes, con una orientación sensiblemente paralela al Flujo Medio de Energía, lo que provoca un claro transporte potencial neto en sentido sur
- los únicos aportes de material ocurren en épocas de avenida, principalmente del Barranco de Las Nieves
- la pendiente del fondo es muy pronunciada en el frente de la ciudad, existiendo un cañón cerca del dique del puerto donde la pendiente está próxima al 10%.
- la existencia de un aparcamiento en el DPMT reduce la calidad ambiental del frente costero

Estos condicionantes determinan que la solución a proponer debe incluir los siguientes elementos:

- desmantelamiento del aparcamiento existente junto al puerto
- creación de un punto de difracción en la zona norte que permita la creación de una playa estable al abrigo
- aportación de arenas de yacimiento marino
- construcción de un dique sumergido que contenga el pie de playa
- construcción de un dique de contención en el extremo sur

DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La solución propuesta consiste en la creación de una playa encajada entre dos espigones unidos por un espigón sumergido que contiene la arena. Al norte y al sur de la misma se crean sendas playas de bolos. En la figura 4 se muestra la planta de la obra, y a continuación se describen las principales unidades de la misma.

Figura 4. Planta de las obras

Espigón norte

El espigón norte alcanza los 16 m de profundidad. La sección tipo del arranque del espigón corona a la cota +5, y tiene un espaldón para evitar la pérdida de arena por filtración a través del manto de bloques en coronación. La segunda alineación corona a la cota +4 y no tiene espaldón. Ambas alineaciones son rebasables en pleamar. En la figura 5 se muestra la sección tipo del morro del espigón norte.

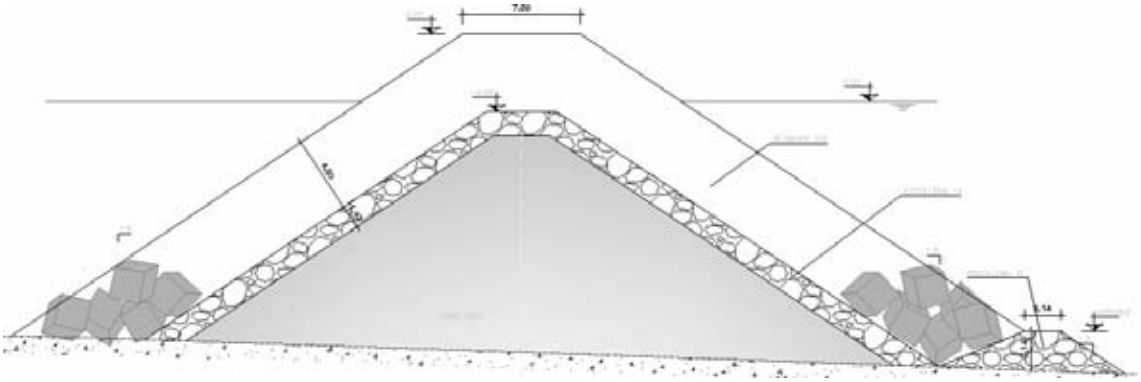


Figura 5. Sección tipo morro espigón norte

Espigón sur

La construcción del espigón se realizará una vez ejecutado el espigón norte, al objeto de que su lado interior no sufra averías por la acción de los temporales del primer cuadrante. Este espigón alcanza igualmente la batimétrica -15 y discurre sobre ella a lo largo de 125 m. En cuanto a la sección tipo, el arranque del espigón corona a la cota +5 y tiene un espaldón de hormigón en masa para evitar que se pierda la arena de la playa, mientras que la segunda alineación se inicia coronando a la cota +4 y desciende su cota de coronación de forma gradual hasta alcanzar la cota -2 donde se une con el dique sumergido. Al igual que el espigón norte es rebasable en pleamar.

Dique sumergido

El dique sumergido se construye por medios terrestres y corona a la cota -2 al objeto de retirar la menor cantidad de material posible en retirada. Se construirá en avance rellenándose mediante bloques y escollera hasta la cota +3.5, se retirará en retroceso colocándose los bloques en el revestimiento y la escollera de 1t en la cara interna del arranque de los espigones norte y sur.

Playa principal de arena

La playa principal de arena está formada por arenas de préstamo marino con un Dn50 de al menos 0.42 mm. La playa seca corona a la cota +4, y tiene una longitud en el frente de playa de 550 m, una anchura mínima de 30 m en pleamar, y una anchura máxima de 110 m en bajamar. El volumen de arena necesario para la creación de esta playa es de aproximadamente 720.195 m^3.

Playa de bolos norte

La playa de bolos norte está conformada por bolos de al menos 5 cm de Dn50 en el frente de playa, y de granulometría cualquiera en el resto, coronando a la cota +4. La longitud del frente de playa es de unos 45 m y su anchura está entre 45 y 100 m. El volumen de bolos necesario para la creación de esta playa es de 28.618 m^3.

Tramo sur

En el tramo sur confinado entre el espigón sur de la playa principal y el dique del puerto se distinguen tres zonas. Junto al espigón sur de la playa principal se ha creado una playa de bolos encajada entre el arranque del dique y el tramo de revestimiento, apoyada sobre una berma de pie de escollera, dispuesta previo dragado a la cota -4.5.

A partir de la desembocadura del barranco del Galeón se ha creado una segunda playa de bolos sobre lo que actualmente es el aparcamiento, por delante de la cual se conserva la playa de arena existente junto al dique del puerto.

En la zona situada entre las dos playas de bolos del tramo sur se ha dispuesto un revestimiento al objeto de evitar la erosión provocada por la oblicuidad de incidencia del FME. Este revestimiento arranca a 70 m al sur del arranque del espigón sur y tiene una longitud de 145 m. Está compuesto por manto de 7 t dispuesto en 2 capas sobre un filtro de escollera de 0,5 t, que apoya sobre una berma de pie de escollera de 1 t, dispuesta previo dragado a la cota -4.5.

Dragados y demoliciones

A lo largo de la ejecución de la obra se irá demoliendo y dragando la coronación de la explanada sobre el que se encuentra el aparcamiento al objeto de recubrirla con bolos o arena, según las zonas, que constituyen la playa seca. Además, se desmantelarán todas las estructuras y edificaciones existentes en la zona del aparcamiento, se retirarán los cableados e instalaciones existentes y se demolerán las distintas obras de fábrica.

CALCULOS REALIZADOS

El diseño de las obras marítimas y de las playas se ha realizado a partir de la reconstrucción de los regímenes medios y extremales al pie de las mismas. Para ello se han realizado propagaciones mediante OLUCA-SP de oleajes de diversas direcciones (N, NNE, NE, ENE, E, ESE, SE y SSE) y periodos (7, 9, 11 y 13 s) para olas de 1 y 4 m. A partir de estos resultados se ha creado una matriz de inteporlación que ha permitido reconstruir la serie de datos SIMAR al pie de las obras. Para los

temporales del sur se han empleado los datos del punto SIMAR 1009013 mientras que para los del norte se han empleado los del punto 1010015.

Para el diseño de la playa se ha considerado una vida útil de 25 años y un riesgo admisible de 0,3, lo que determina un periodo de retorno de 71 años. El diseño de las estructuras de protección se ha realizado empleando las formulaciones de Hudson y Van der Meer modificadas por Vidal, teniendo en cuenta la corrección de altura de oleaje para el caso de oleaje incidente de forma oblicua propuesta por Galland[2]. Con estos criterios se ha determinado que la altura de ola de diseño para espigón norte es de 4.35 m, de 4.13 en el dique sur y de 2.89 en el revestimiento.

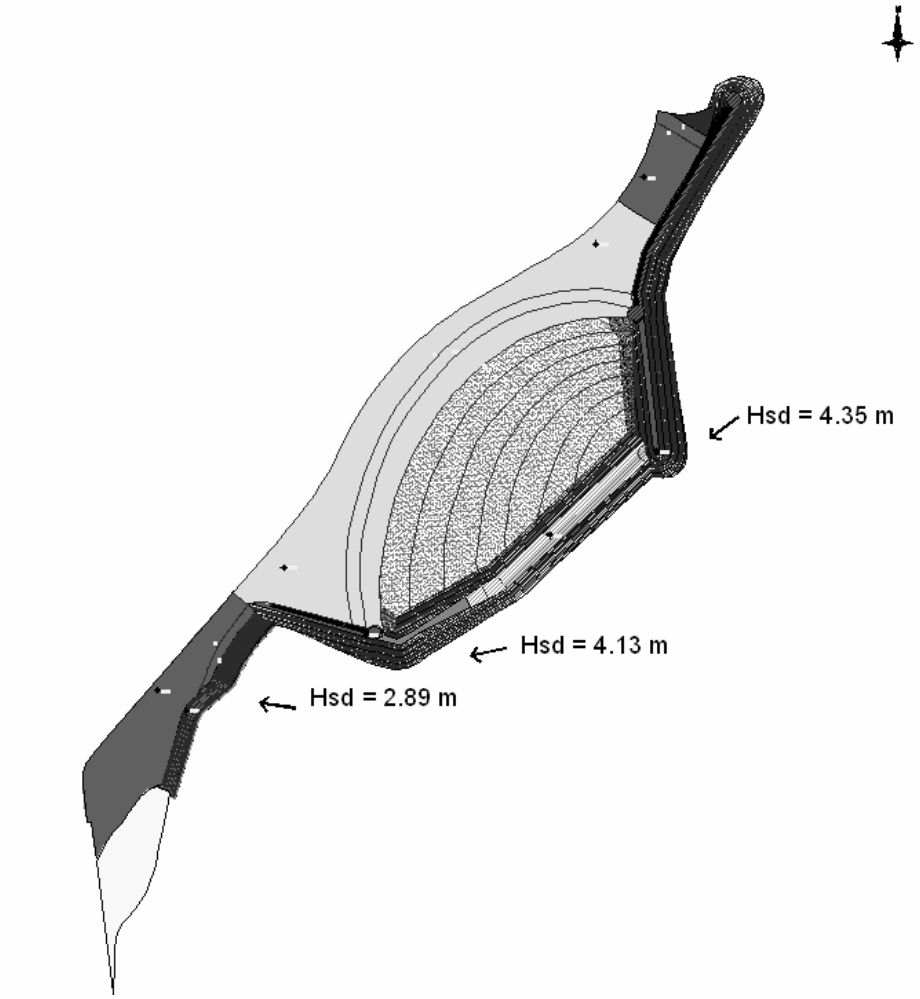


Figura 6. Alturas de ola de diseño al pie

El diseño de la forma en planta se ha realizado mediante el ajuste de la parábola de Hsu y Evans, mientras que el ajuste del perfil se ha realizado empleando Dean. Se ha analizado el comportamiento de la playa en temporal, tanto en planta (estudiando el patrón de corrientes) como en perfil (mediante PETRA), comprobándose su estabilidad

frente al oleaje del temporal de diseño. Para la definición de las playas de gravas se ha empleado el perfil de gravas de Powell[1].

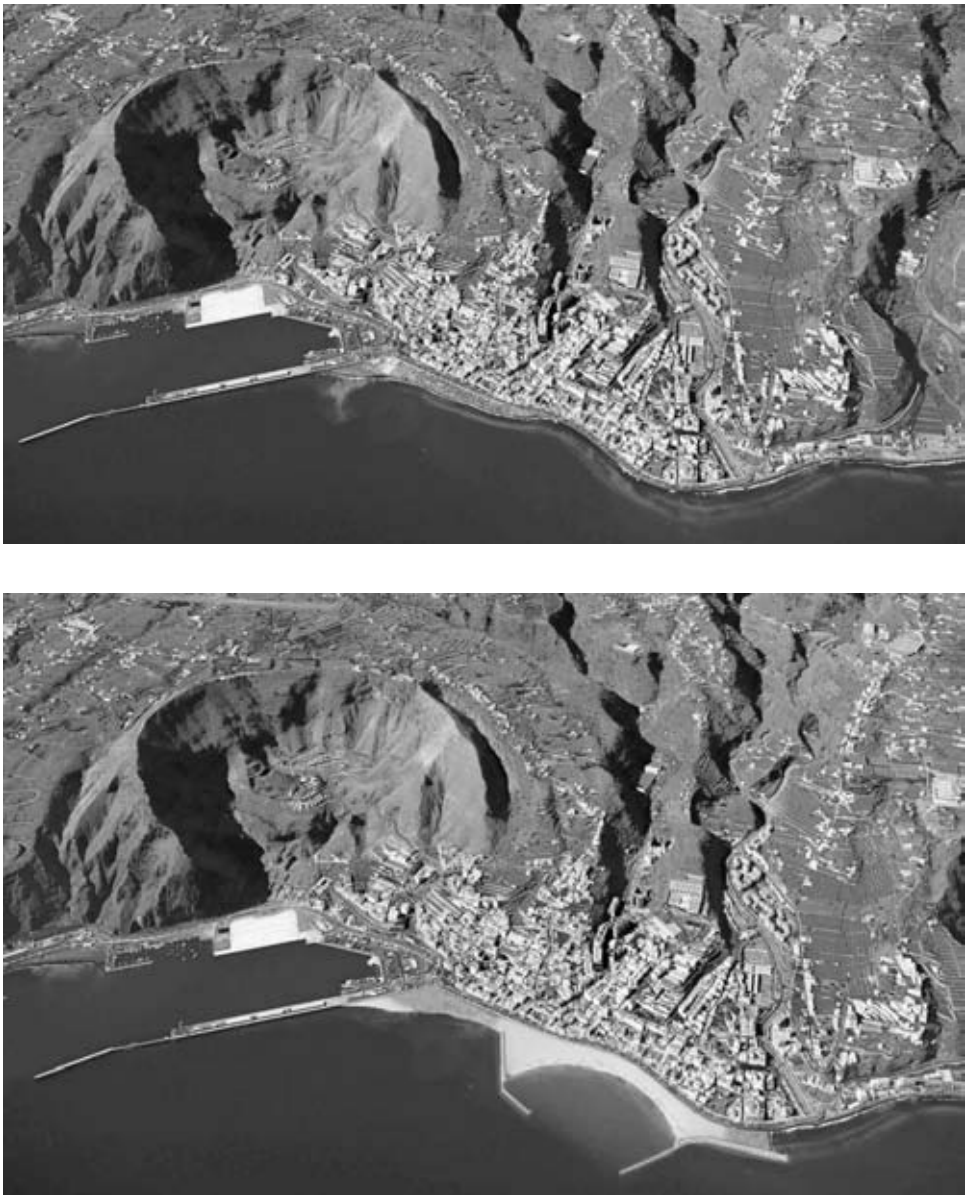


Figura 7. Situación actual y futura

REFERENCIAS

Powell . 1990 Predicting short-term profile response for shingle beaches, Hydraulics Research ReportSR219.

Galland, 1994. Rubble Mound Breakwater Stability Under Oblique Waves: an experimental study. Coastal Engineering.

1992 (Vidal) A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters.pdf

REGENERACIÓN Y ADECUACIÓN AMBIENTAL DE LA BAHÍA DE PORTMÁN (MURCIA)

N. Nacle López[1], G. Díez Rubio[2], J.M. González Herrero[1], J.M. González Ortega[3], J. Arocena López[1], M.S. Codes Ortega[3]

1. IBERINSA, Centro de Negocios Albatros, Módulo D. C/ Anabel Segura 11, 28108. Alcobendas, Madrid. *nnaclel@acciona.es*; *j*gherrer@acciona.es; jarocena@acciona.es
2. Dirección General de Costas, Pza. San Juan de la Cruz s/n, 28071. Madrid. gdrubio@mma.es
4. TRAGSATEC, C/ Julián Camarillo 6B, 28037. Madrid. jmgo@tragsatec.es; mco@tragsatec.es

INTRODUCCIÓN

La Bahía de Portmán se encuentra situada en el sureste de la costa mediterránea española, dentro de la Regíón de Murcia.

Por su parte norte se extiende la Sierra de La Unión, no muy elevada pero si abrupta, y ha sido la explotación de sus recursos mineros el factor que más ha condicionado a la bahía, hasta llevarla a la situación de colmatación en la que se encuentra.

La bahía tiene forma elíptica, con 1.200 m de ancho y unos 800 m de fondo con un ancho de boca de unos 750 m, ocupando una superficie de 75 Ha, y una profundidad en la boca de la bahía de aproximadamente 12 m.

Figura 1. Bahía de Portmán

ANTECEDENTES

La explotación de la plata comenzó en época cartaginesa, y siguió durante los siglos subsiguientes, junto con la de plomo, azufre y zinc, pero fue a partir de la creación de la Sociedad Minera y Metalúrgica Peñarroya S.A., cuando se iniciaron las grandes explotaciones a cielo abierto, complementadas con dos lavaderos y sobre todo el lavadero de flotación denominado “Roberto”, en el que por un proceso de flotación, se podían llegar a tratar 10.000 tn/día de mineral, utilizándose en el proceso de lavado, aditivos como el cianuro sódico (1 tn/día), ácido sulfúrico (10 tn/día), así como xantanos, sulfato de cobre, etc., vertiéndose al mar entre 8.000 y 10.000 tn de estériles contaminantes al día.

Figura 2. Vertido de los estériles

Estos residuos contenían metales pesados procedentes tanto de los propios compuestos constitutivos del mineral como de los utilizados en el tratamiento.

Mediante el proceso de sedimentación selectiva realizado por el mar, la fracción arenosa se depositó en las inmediaciones de la costa, llegando a colmatar la bahía mientras que la fracción fina se depositó mar adentro.

Entre los años 1957 y 1990, año en que cesa la actividad minera, se vertieron en la bahía alrededor de 60 millones de toneladas de residuos que, tanto por su magnitud como por su composición, generaron uno de los mayores problemas ambientales de la costa mediterránea.

Se muestra a continuación la evolución del frente marítimo de la bahía.

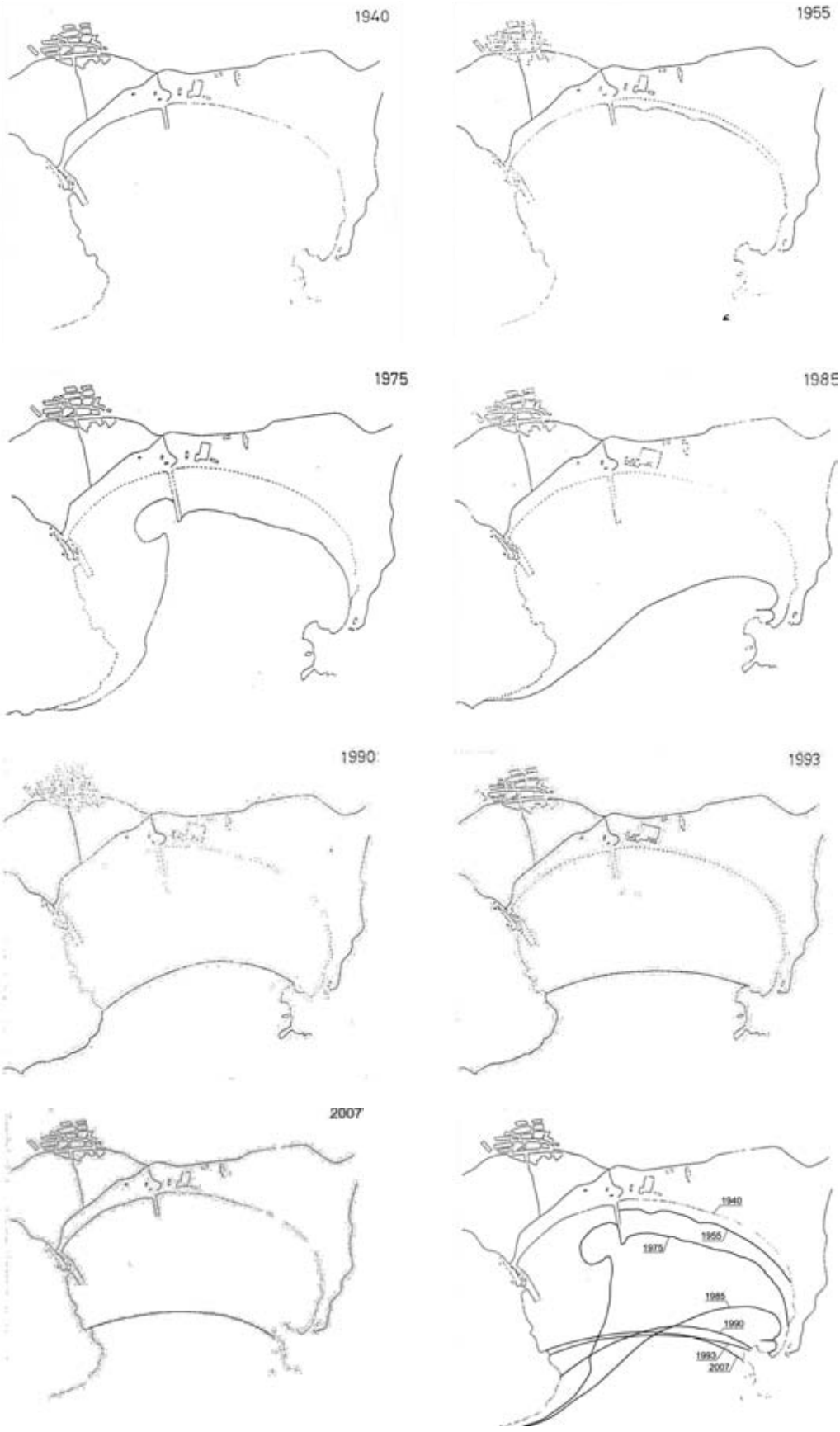


Figura 3. Evolución del frente marítimo de Portmán

Durante los años de vertido de estériles, la acción del oleaje redistribuyó el material.

Gran parte de este material entraba en la bahía y sedimentaba produciendo su colmatación.

El material, era transportado desde el punto de vertido hacia el este, adentrándose en la bahía. Debido a este transporte, el material se iba seleccionando y por esa razón el sedimento actual de la bahía está lavado (porcentaje de finos inferiores al 10%). El ritmo de vertido era tan elevado que las condiciones morfológicas e hidrodinámicas variaban en todo momento y era imposible alcanzar ningún estado de equilibrio.

Desde que cesaron los vertidos, la playa ha tendido hacia una nueva situación de equilibrio que aún parece no haber alcanzado.

La playa en la actualidad se encuentra orientada hacia una posición cercana a la teórica de equilibrio en su parte central, o lo que es lo mismo, próxima a la de la dirección morfológica. No ocurre lo mismo en los extremos, donde la playa bascula. La nueva forma en planta de equilibrio que se producirá con este basculamiento se asemeja más a la planta originaria antes de los vertidos.

OBJETO DEL TRABAJO

El objetivo de esta asistencia técnica es regenerar la bahía de Portmán creando una playa estable y atractiva, acondicionando el paisaje en el entorno de la misma y mejorando la situación ambiental del medio marino alterado por los vertidos.

Los objetivos más concretos son:

- Retranqueo de la línea de costa en 250 m. para fijar una posición estable de la misma y recrear la forma de la antigua bahía

- Tratamiento integral de inertización y estabilización de la totalidad de la plataforma

- Recuperación para el uso público de la plataforma

SOLUCIÓN ADOPTADA

Las obras proyectadas consisten en el dragado de estériles para la formación de una nueva playa estable retranqueada 250 m respecto a la línea de playa actual.

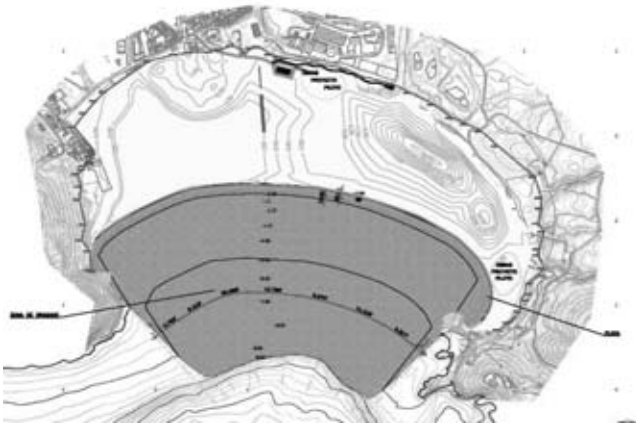


Figura 4. Planta del diseño de la nueva playa

El material a dragar en la bahía presenta las características siguientes:

- se trata de arenas de D_{50} = 0.20 mm con un contenido de finos alrededor del 10-12%

- los elementos contaminantes presentes son arsénico, cadmio, mercurio, plomo y zinc. Los valores obtenidos, y siguiendo el procedimiento de clasificación determinado en las RGMD del CEDEX, se clasifican como Categoría IIIa

- las concentraciones de metales pesados en el agua son muy bajas, debido a la continua agitación de la zona, que unido a la corriente permite un reciclado constante del agua marina

El dragado, desde la ±0.00 actual hasta la cota -9.50, se realiza con una draga de cortador (cutter), consiguiéndose con este equipo un rendimiento de hasta 100.000 m^3/semana.

La nueva playa se diseña en equilibrio con las dinámicas actuantes, tanto en planta como en perfil, mediante la mezcla de arena procedente de la playa actual con arena "limpia" de procedencia terrestre de D_{50}= 0.50 mm con un porcentaje máximo de finos

de alrededor del 10-15 %, aunque será el Grupo de Investigación de contaminación de suelos de la Facultad de Química de la Universidad de Murcia quien fije la línea de actuación a seguir en cuanto a la arena a utilizar para el relleno de la nueva playa, según los resultados que arrojen los ensayos que se están realizando dentro del proyecto piloto.

En caso de que la arena de la playa actual (D_{50}= 0.20 mm) pueda ser utilizada en el relleno de la futura playa, esta arena se mezcla con una arena de origen terrestre de D_{50}= 1.00 mm, de forma que se cumpla el objetivo de que la playa final tenga un D_{50}= 0.50 mm.

El proyecto piloto se desarrolla en colaboración con la Universidad para determinar la viabilidad ambiental de las técnicas de tratamiento “in situ” de los materiales contaminados y su posible utilización en la bahía.

El material dragado se vierte en tres recintos construidos en la playa actual con el fin de reducir su humedad y fijar los metales pesados disueltos en el agua. Están constituidos por caballones de todo uno de cantera de 5 m de alto y tienen un ancho en coronación de 5 m con taludes 3H:2V, que impiden que el agua sobrante devuelva a la bahía partículas contaminantes, en suspensión o bien, adheridas a finos o arenas. Están impermeabilizados en el contacto con el material de dragado, por la concentración de metales pesados que presenta el material.

Los caballones deben verificar las condiciones siguientes:

- ser impermeables para evitar filtraciones

- ser estables frente a su propio peso y la acción del agua retenida

- permitir la circulación de maquinaria para mantenimiento y extracción de materiales (vehículos tipo pala y/o retroexcavadora)

En la operación de dragado, la proporción de agua en relación al material es del orden de 3/1, es decir, por cada m^3 de arena se tiene tres de agua, lo cual implica dimensionar los recintos temporales para el material de dragado teniendo en cuenta el volumen de agua que aspira el “cutter” en la operación de extracción.

Cada recinto está dividido en tres partes (R, R’ y R”), realizándose el desagüe desde el interior de los recintos a través de muros de gaviones (entre R y R’), con muros de

gaviones recubiertos de geotextiles (R' y R") y mediante tuberías, de un metro de diámetro de poliéster reforzado con fibras de vidrio, provistas de un geotextil en boca (entre el recinto R" y la bahía).

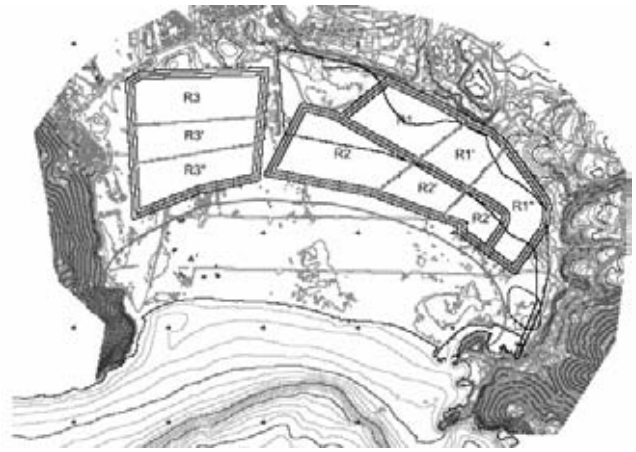


Figura 5. Recintos temporales de vertido

El sistema de filtración con muros de gaviones permite retener las partículas sólidas en suspensión y la adhesión de los metales pesados al relleno de gavión, pues se trata de piedra caliza. Con el dimensionamiento de estos recintos se permite la sedimentación de sólidos en el fondo, formando lechos que periódicamente pueden retirarse.

Una parte de este material será utilizado en la formación de la nueva playa y en la adecuación del trasdós de la misma y la otra, una vez escurrida suficientemente en los recintos de secado, se trasladará mediante cinta transportadora a una corta minera a 2 km de distancia, denominada corta San José, que será previamente acondicionada e impermeabilizada, y posteriormente sellada y restaurada ambientalmente.

Figura 6. Situación de las cortas respecto a Portmán

RESUMEN DE LOS TRABAJOS

Las actuaciones a realizar son las siguientes:

En la futura línea de playa:

- Dragado mediante draga de cortador de ~2.7M m^3 de material contaminado comprendido entre la actual línea de playa y la futura línea de playa, situada a 250 m de la anterior

- Acondicionamiento de la playa con arena de aportación (cantera autorizada)

En el trasdós de la playa:

- Estabilización mecánica y tratamiento de los sedimentos (según las conclusiones extraídas del Proyecto Piloto y de las recomendaciones del Grupo de Investigación de Contaminación de Suelos de la Universidad de Murcia)

- Presecado de sedimentos en la propia bahía y traslado a corta minera

- Acondicionamiento de una parte de los sedimentos en la propia bahía

- Construcción de un sistema de drenaje superficial para encauzar las aguas de escorrentía provenientes de la Sierra minera

- Clausura y creación de Zona Verde de uso público

En el camino de acceso a la corta:

- Instalación de cinta transportadora cubierta

En la corta minera San José:

- Acondicionamiento de corta (estabilización de taludes, impermeabilización, accesos, saneos, etc.)

- Vertido de los sedimentos por tongadas – Acondicionamiento de los sedimentos dentro de la corta

- Clausura del vertedero

- Restauración ambiental: revegetación

CONCLUSIONES

Los volúmenes implicados en las actuaciones son:

- Volumen de dragado: 2.000.000 m^3

- Traslado de 2 millones de m^3 de productos contaminantes a una antigua corta minera, la corta San José

- Aportación del orden de 800.000 m^3 de arena al frente de la playa para establecer una nueva playa

- Aportación de 450.000 m^3 de filler calizo para la inertización de los estériles hasta un metro de profundidad

- Aportación de 180.000 T de caliza para los trabajos de estabilización de la plataforma

- Impermeabilización de la corta minera y sellado de vertedero con 550.000 m^3 de material arcilloso

ACTUACIONES DE BORDE LITORAL: PASEO MARÍTIMO PLAYA DE PONIENTE. BENIDORM (ALICANTE)

V. Ibarra[1], S. Diosdado[2], C. Ferrater[3], X. Martí[4].

1,2 Dirección General de Puertos, Aeropuertos y Costas, Generalitat Valenciana, Avda. Blasco Ibáñez 50, 46010 Valencia. Ibarra_vic@gva.es; diosdado_ser@gva.es; 3,4. Carlos Ferrater Arquitectos Asociados, c/ Balmes 145, 08008. Barcelona. ferrater@coac.net,

INTRODUCCIÓN

Benidorm es quizá la ciudad turística por excelencia en España. En torno a Benidorm se ha teorizado y escrito sobre el fenómeno del turismo de masas, y sobre los modelos urbanos capaces de acogerlo. Aquellas críticas iniciales a las elevadas torres de apartamentos que tanto impactaban en el paisaje costero han dado paso a un juicio más equilibrado al ponderar también las ventajas que nos reportan. La ocupación intensiva del terreno con altas densidades de edificación permite que sean muchas las personas que van a la playa simplemente paseando, sin necesitar medio alguno de transporte; y la concentración de servicios facilita una vida cotidiana sin coche, al encontrar en el entorno inmediato las tiendas y comercios e incluso bares y lugares de ocio que satisfacen las necesidades diarias del turista.

Figura 1. Benidorm: playa de Poniente en los años 70

El salto desde los 2.700 habitantes de los años cincuenta hasta los más de 700.000 actuales en las puntas estivales, de los que sólo hay censados 70.000, ha obligado a un crecimiento urbano de muy difícil control; dificultad que estriba en su imprevisibilidad. Ni el más atrevido planificador hubiera dibujado nunca la curva de crecimiento real producida ni probablemente hubiera acertado con las aspiraciones de sus visitantes.

Esta es una cuestión clave, conocer y satisfacer las aspiraciones del turista benidormí sin pretender imponer otros modelos que sólo están al alcance de los menos, es lo que debe impulsar las actuaciones de las administraciones públicas en aquellos campos que le son propios por afectar a los bienes públicos, reservándose siempre el papel de punta de lanza en la mejora de estos servicios.

Y es indudable que el principal activo de Benidorm es precisamente su playa, cuyo cuidado y protección tiene encomendada la administración por su carácter de Dominio Público, siendo éste uno de los objetivos preferenciales de la Ley de Costas.

Figura 2. La N-332, antiguo Paseo de Poniente.

El PASEO MARÍTIMO

Un paseo marítimo es una obra que debe desempeñar dos funciones opuestas, que son separar y unir.

Efectivamente el paseo marítimo debe separar, al menos funcionalmente, la playa, de lo que de modo genérico podemos denominar el interior. Esta función es más clara en suelo urbano, donde el interior es una trama de manzanas y el sistema viario. El paseo

marítimo marca aquí el límite al tráfico rodado y acota el espacio ocupable por las construcciones del hombre. El paseo debe ser para todos el elemento indicador de hasta dónde llega lo artificial y dónde empieza lo natural.

Pero un paseo marítimo debe unir también ambos espacios, y lejos de constituir una barrera, debe hacer próxima la playa a los que se quieren acercar a ella, permitiendo además de un acceso fácil, una integración de ambos entornos y un lugar desde el que poderla disfrutar.

La playa de Poniente de Benidorm es una franja de arena que el antiguo camino de Villajoyosa, de trazado obligado en su época por los condicionantes orográficos de la zona, había separado del resto del territorio. La conversión del camino en carretera nacional, su ensanchamiento de plataforma y mejora de firme dentro del Plan REDIA, en beneficio del tráfico rodado, y otras actuaciones posteriores con el mismo fin, consumaron el aislamiento de la playa, que pese a sus excepcionales cualidades presentaba unos índices bajos de ocupación.

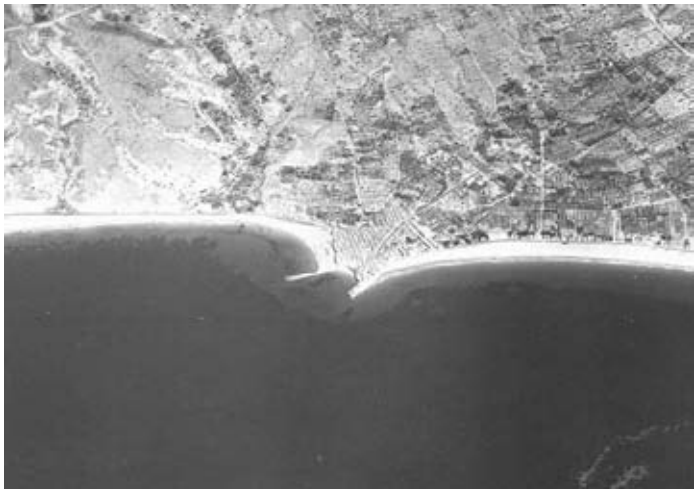


Figura 3, Benidorm en los años 50

Las sucesivas construcciones de nuevas vías como la Autopista del Mediterráneo, variantes de Benidorm y Villajoyosa, y la más reciente de la Vía Parque, han acabado desplazando el tráfico desde la costa hasta el interior, quedando el viario para servicio a la propiedad

Figura 4. Desarrollo viario de Benidorm

Liberado ese espacio de los vehículos pasantes y restringida la circulación al tráfico local, resulta posible su recuperación para lo que podemos denominar una actuación de urbanismo marítimo terrestre, y en concreto para dotar a Benidorm de un paseo marítimo que proteja la playa separándola del suelo urbano, facilitando al tiempo su acceso a los usuarios.

Se trataba por tanto de proyectar un paseo precisamente en ese entorno geográfico, y que desempeñara las funciones señaladas, reduciendo el espacio del automóvil, que pasa de tener seis carriles a dos (en la actualidad se trabaja para dejarlo en uno más un carril bici), entregando la superficie ganada a la playa, y aprovechando el desnivel natural existente entre el suelo urbano y la playa para que sirviera de mirador.

La traza en planta, unos 1.300 m en una alineación prácticamente recta, exigía un esfuerzo para no caer en la monotonía visual. Cualquier sección tipo mantenida en esa longitud habría configurado un paisaje uniforme cuyos aspectos negativos parece innecesario reseñar.

EL PROYECTO

Se planteó pues el objetivo de diseñar un paseo que por estar encajonado entre el vial delimitador de las manzanas urbanas, y la playa, realizara precisamente esta transición visual entre la línea recta y las formas onduladas de la playa o de las olas del mar. La ondulación del paseo no afectaría solamente a su planta, también el

alzado había de romper con cualquier monotonía, lo que se tradujo en una rasante variable que cambiaba la altura desde la que ver el mar.

Figura 5, primeras maquetas

Por último, a las ondulaciones en planta (eje Y) y alzado (eje Z), se aplicó una torsión (eje X), al muro de unos 4.5 m. de altura, que había de constituir la frontal del paseo y en todo caso es su vista principal desde la playa. El resultado es un paseo en el que gracias a las distintas combinaciones entre paseo superior y lámina frontal no hay dos secciones iguales.

Aprovechando la geometría del paseo se han ubicado las escaleras y rampas en número suficiente para asegurar una fácil comunicación entre playa y ciudad.

Se completa el paseo con la distribución de parterres, jardinería, iluminación, y otros elementos que si son importantes en todo paseo, cobran aquí una especial relevancia, al ir encaminados a resaltar todas las formas que han de impactar en nuestros sentidos.

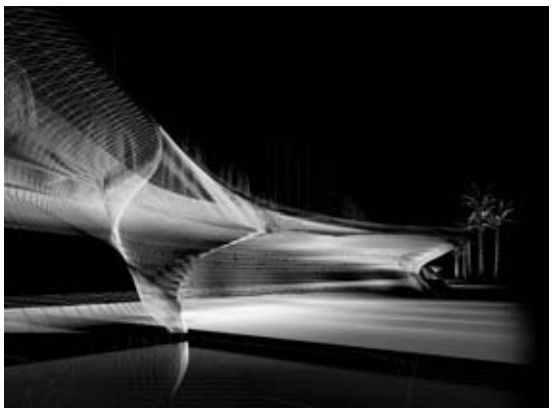


Figura 6. Renderizado de la lámina.

LA OBRA

Pasamos por alto la parte de obra referente a desvíos y reposiciones de servicios, no por ser menos importante, sino por ser ajena al objeto de este foro, bastando esta mención en honor al intenso trabajo sin el que no hubiera sido posible el paseo visible.

La lámina es sin duda el elemento definitorio del paseo, y su construcción el primer y principal foco de nuestra atención. El hormigón proyectado, blanco, parecía la solución idónea, y se pretendió en un primer momento recurrir a la fibra galvanizada como armadura. Tras unos primeros ensayos satisfactorios, hubo que desecharla al observar un comportamiento irregular al ser proyectado sobre encofrados en desplome. La necesidad de procurar un paramento exterior liso, sin coqueras ni desprendimientos en el desencofrado, resultó incompatible con el difícil equilibrio de consistencia del hormigón durante la proyección, que debía fluir para endurecer con gran rapidez sin que hubiera tiempo para caer, todo ello con temperaturas cambiantes durante el periodo de hormigonado, sin que llegáramos a sufrir las variaciones estacionales.

La fabricación de los encofrados tridimensionalmente curvos (no se trata de una superficie reglada) fue un trabajo artesanal, fragmentado en tramos de 5 m, y útiles para las cuatro puestas de diseño. Su montaje y apuntalamiento sobre el lecho de arena encontrado bajo el anterior relleno fue otra dificultad a salvar.

Finalmente se optó por emplear paneles de armadura galvanizada anclados y separados del encofrado, con cuantía generosa de acero para asegurar la absorción de las tracciones que en las distintas etapas de la obra habían de afectar al hormigón.

Figura 7, Proyectando hormigón sobre el encofrado.

La lámina quedó anclada a unos contrafuertes de hormigón, que en muchos tramos eran contrapeso indispensable para evitar el vuelco de la propia lámina, necesitando en algunos la contribución de las zapatas y las tierras de relleno sobre ellas. La parte trasera se construyó mediante placas de hormigón ancladas a los contrafuertes, que soportaban el relleno de tierras en su trasdós. La parte superior del paseo apoya sobre ese relleno y sobre losas de hormigón dispuestas sobre los contrafuertes.

Figura 8. Tramo de encofrado y contrafuerte

LOS ACABADOS

La sencillez estructural y estética de la obra frontal viene rematada por un pavimento que se ha procurado alegre y duradero. El material elegido fue la baldosa de gres cerámico, de forma circular, en concordancia con las omnipresentes curvas del paseo, y con una secuencia de 32 colores que resaltaran la luz del Mediterráneo.

La iluminación ha servido para crear otro paseo, el nocturno, favorecido por los juegos de luces y sombras a que dan lugar las superficies tridimensionales tanto de la lámina como de la solera del paseo.

Figura 9. Vista nocturna.

El contacto con la playa se ha resuelto con una tarima de pino cuperizado, que además de constituir un marco para la lámina de hormigón blanco, es también un paseo inferior.

Figura 10. Tarima inferior

La jardinería, bancos y demás elementos de mobiliario urbano son el complemento que proporciona funcionalidad al paseo y comodidad a los transeúntes, alternando las zonas de tránsito y miradores con los lugares de descanso, permitiendo recorridos y largos y estancias prolongadas en este lugar, última barrera urbana, y primer espacio de la playa.

CONCLUSIONES

El Paseo de Poniente de Benidorm es una obra singular, posible por sucesivas decisiones de ordenación del territorio y nuevos trazados de carreteras, que han sido aprovechadas por las administraciones gestoras de la costa, y que ha pretendido desarrollar los elementos definitorios de un paseo marítimo innovando en su diseño, y empleando materiales declaradamente urbanos y por ello considerados heterodoxos para este fin.

Con todo, la imagen de un Benidorm representante del turismo de sol y playa, queda aquí reforzada, y elevada a una categoría superior, al hacerse compatible con una obra marítima de estética innovadora y alta calidad, que, aventuramos, puede convertirse en el nuevo icono de esta ciudad.

RESUMEN TÉCNICO

Denominación.	Paseo de Poniente de Benidorm

Iniciativa del proyecto	Ayuntamiento de Benidorm
Redacción	OAB. Carlos Ferrater, Xabi Martí
Ejecución.	Generalidad Valenciana
Dirección	UTE Ferrater ARIN
Contratista	UTE Dragados – ECISA
Plazo.	36 meses
Importe	15.450.000 €

Figura 11. Vista aérea del paseo

ACOPLAMIENTO ENTRE PARAMETROS ATMOSFÉRICOS E HIDRODINÁMICOS EN UNA PLAYA MIXTA NATURAL: CARCHUNA (GRANADA)

S. Bramato, M.O. Sánchez, C. Mans, M.Á. Losada
Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Centro Andaluz de Medio Ambiente – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006 (Granada).
sbramato@ugr.es, *miguelos@ugr.es*, *cmans@ugr.es*, *mlosada@ugr.es*.

INTRODUCCIÓN

Con frecuencia las costas se encuentran jalonadas por cabos o acantilados de diferentes morfologías, y que en numerosas ocasiones flanquean tramos de playa natural (p.ej. costa mediterránea española). Estas playas pueden presentar morfologías más o menos rítmicas, cuya longitud puede variar desde los metros hasta los centenares de metros y tener un tamaño de grano heterogéneo (grava y arena).

Actualmente hay muy pocos estudios sobre el comportamiento y la recuperación natural de playas mixtas, como la playa de Carchuna, debido a que en los últimos veinte años la mayor parte de las investigaciones se han centrado en playas de arena. Además, no se ha analizado la posibilidad de que los mecanismos hidrodinámicos hayan sido inducidos por la variabilidad atmosférica (viento y presión) debido a la presencia de los cabos o acantilados.

El objetivo de este trabajo es presentar los resultados de una campaña de campo realizada en marzo de 2008 que muestra la existencia de acoplamiento atmósfera-hidrodinámica y evidencia con videos imágenes la regeneración natural de la playa de Carchuna (Granada) después de una tormenta.

ZONA DE ESTUDIO

Carchuna es una playa semi-reflejante (Wright y Short, 1984) de 4km de longitud, que se encuentra ubicada en la costa mediterránea, al sur de Granada (Figura 1). La granulometría de la zona muestra la existencia de sedimentos de composición heterogénea, variando desde arena fina (D_{50} aprox. 0.1mm) hasta arena gruesa con bolos (Ortega-Sánchez et al., 2003). Su línea de costa se encuentra orientada en dirección E-W y está caracterizada por una serie de formas cuspidales de gran escala, espaciadas entre sí del orden de centenas de metros y limitadas por puntas de diferentes dimensiones que penetran en el mar (Figura 1, H1-H6). Según los estudios teóricos previos, las dimensiones transversales de las puntas pueden variar según los agentes forzadores (viento y oleaje), aunque su posición longitudinal no varía. Ortega-Sanchez et al. (2003) analizaron como la batimetría muy particular de la zona concentraba la energía del oleaje en determinadas posiciones de la playa. Esta variación longitudinal de la altura de ola induce un sistema circulatorio en las ensenadas que, bajo condiciones energéticas moderadas del W, transporta sedimentos hacia las puntas y refuerza la morfología del sistema.

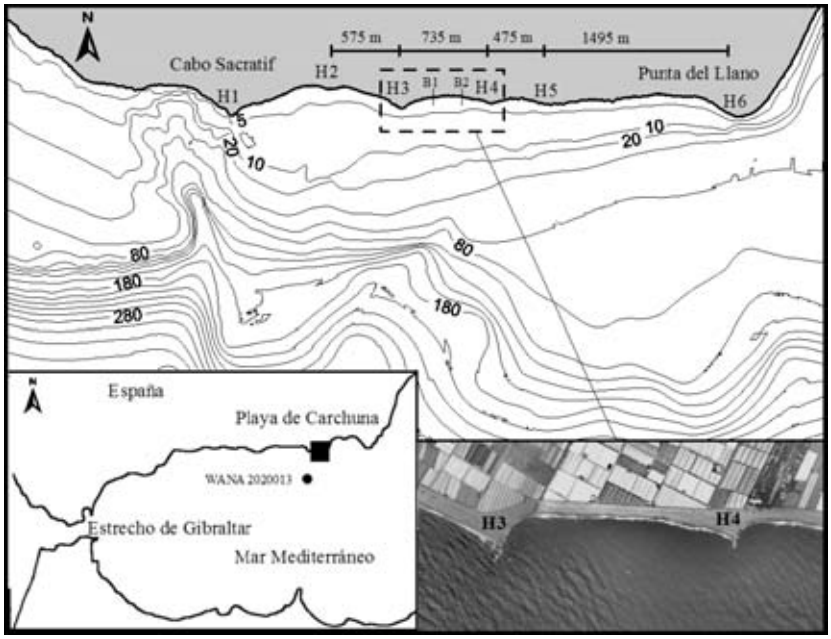


Figura 1. Ubicación y batimetría general de la playa de Carchuna. En la esquina inferior derecha se representa una foto de la ensenada seleccionada para el estudio.

La playa presenta unas condiciones adecuadas para estudiar la interacción entre el viento y el oleaje ya que cuenta con la presencia del cabo Sacratif en su extremo oeste (Figura 1, H1), un obstáculo geográfico de dimensión del orden de (O~100m) tanto en la vertical (H_c) como en horizontal (D_c) con respecto a la orientación media de

la línea de costa, que protege la playa de los vientos del oeste. En el trabajo de Quevedo (2008) se analiza la influencia del cabo Sacratif en la variabilidad de los parámetros atmosféricos. El aire al pasar alrededor del cabo puede generar en la superficie de agua pulsos de presión atmosférica, inducidos por la emisión de vórtices de Von Karman y al pasar por encima del cabo puede generar en la superficie de agua un campo atmosférico de presión con puntos de máxima succión. Los pulsos de presión pueden generar ondas largas que, reflejadas entre puntas, pueden propagarse como ondas de borde estacionarias o parcialmente estacionarias, y reforzar la morfología existente como en el caso anterior.

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El estudio de campo se efectuó entre los días 7 y 14 de marzo de 2008; debido a la longitud total de la playa (4Km), el estudio se centró en unos de los sistemas de punta-bahía-punta de la playa. En concreto, se seleccionó una ensenada natural de 735m de longitud, situada entre las puntas H3 y H4, que penetran en el mar unos 100m con respecto a la alineación media de la línea de costa (Figura 2). La batimetría de la ensenada presenta una pendiente relativamente constante en la parte central que aumenta hacia las puntas (H3-H4). La ubicación de la instrumentación de campo, que se compuso de cuatro anemómetros y barógrafos (Figura 2, E1-E4), cuatro perfiladores de corrientes y dos velocímetros (Figura 2, AW1-AW2, AD1-AD2, V1-V2), es el resultado de un proceso de planificación experimental previa. Dicha planificación tuvo como objetivos medir: (1) la influencia del Cabo Sacratif en las características del campo del viento y de presión barométrica en la playa, (2) las propiedades atmosféricas cerca de la zona donde se efectúan las medidas hidrodinámicas, (3) las posibles variaciones transversales y longitudinales de los parámetros climáticos (viento y presión) y (4) la propagación del oleaje, la circulación cerca de la costa y los posibles efectos de acoplamiento viento-oleaje.

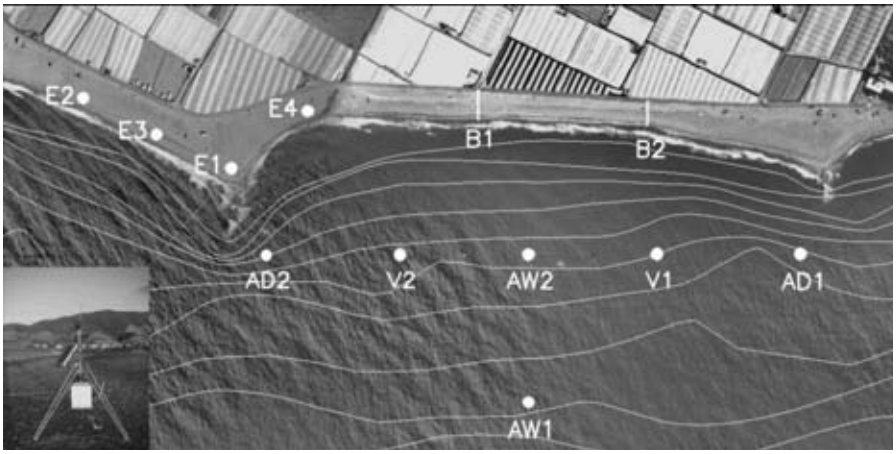


Figura 2. Vista en planta y batimetría de la ensenada de estudio con ubicación de la instrumentación (se incluye una fotografía de una estación de medida de parámetros atmosféricos).

ANÁLISIS ESPECTRAL DE PARAMETROS ATMOSFÉRICOS E HIDRODINÁMICOS

La Figura 3 presenta una observación del fenómeno de acoplamiento entre parámetros atmosféricos e hidrodinámicos con un viento que sopla desde W con una velocidad media de 7 m/s. A causa del fenómeno de *vortex shedding* se generan pulsos de presión atmosférica en la superficie libre a sotavento del cabo. La frecuencia de los vórtices se obtiene a partir del numero de Strouhal, según la expresión $D_c * f_v / U_{10} = 21$, donde D_c es la dimensión característica del Cabo y U_{10} es la velocidad de viento. La relación proporciona una frecuencia de 0.014 Hz. Precisamente los espectros tanto de la velocidad de viento y presión barométrica como de la presión dinámica del agua muestran picos muy claro en esta frecuencia. Esta coincidencia permite explicar que la masa de agua responde a los pulsos de presión generando una oscilación de largo periodo que se manifiesta como una onda de borde tal y como estudiaron Quevedo et al. (2008). Más evidencias experimental de dicho fenómeno de acoplamiento puede encontrarse en Ortega et al. (2008).

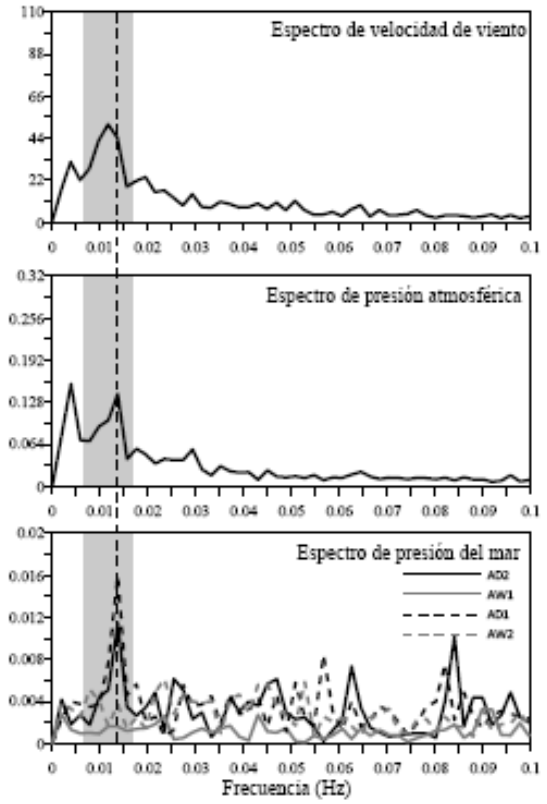


Figura 3. Distribución de densidad espectral de la velocidad del viento (gráfica superior) y de la presión barométrica (gráfica central) registrada en el sensor E2, junto con la correspondiente distribución de densidad espectral medida por los sensores de presión dinámica en AW1, AW2, AD1 y AD2 (gráfica inferior).

De las ondas de borde de 71 sec solo son compatibles con la batimetría de la playa de Carchuna aquellas que satisfacen la ecuación de dispersión. En este caso los modos compatibles tienen longitudes de onda de 800m y 1800m. La interacción entre estas ondas tal y como se explica en el trabajo de Holman y Bowan (1982) y Gusa e Inman (1975) podría generar puntas espaciadas entre sí de 1460m, que se corresponden bien con el espaciamiento entre H5-H6. Las puntas H3 y H4 son la que muestran mayor contenido energético, sugiriendo que las ondas se reflejan entre puntas y en ellas se localizan los cuasi-antinodes (Schäffer y Jonsson, 1992; Baquerizo et al., 2002). La existencia de un acoplamiento atmósfera-océano cuya base teórica fue analizada en el trabajo de Quevedo et al. (2008) si bien no tiene el contenido energético suficiente para formar las puntas de Carchuna, si puede reforzar la morfología.

RECUPERACIÓN NATURAL DE LA PLAYA

A final de marzo de 2008 se ha verificado en la playa de Carchuna una secuencia de eventos constituido por una tormenta y dos condiciones energéticas moderadas. Cada evento se caracteriza por: (1) altura significante espectral (H_0), (2) período de pico espectral (T_0) y (3) dirección media del oleaje (□) en forma de estados de mar de 3 horas de duración (Figura 4). Los datos proporcionados por Puerto del Estado han sido obtenidos a partir del nodo WANA (Figura 1).

Usando la clasificación introducida por Ortega-Sánchez et al. (2003), durante el período de estudio la playa ha experimentado un evento de tormenta (H_0>3m, T_0≈ 9-7s), indicado como S_W en la Figura 4 y dos eventos de contenido energético moderado (H_0>1m, T_0≈9-6s), indicados como M_E y M_W en la Figura 4. Para evaluar la recuperación natural de la playa las imágenes analizadas han sido capturadas por una estación ARGUS ubicada en el faro del cabo Sacratif.

La Figura 5 muestra los cambios morfológicos en el tramo de costa alrededor de H2 a partir de las imágenes rectificadas (en planta).

Los cambios morfológicos más importantes se producen después de la tormenta y consisten en un retroceso de la línea de costa del orden de 5 m/día, acompañado de un cambio en el perfil de la playa que se vuelve más tendido. Se genera también una barra longitudinal. Este proceso erosivo, se observa aunque de forma menos acusada, también en la punta (H2). Durante este proceso erosivo los sedimentos más finos se mueven hacia mar abierto dejando los sedimentos más gruesos en la línea de costa que actúan protegiendo la playa de una posible erosión posterior.

Así pues, después de la tormenta y siempre que se den condiciones energéticas moderadas, la playa se regenera rápidamente con un desplazamiento medio de la línea de costa del orden de 2m/día a lo largo de toda la ensenada que es incluso mayor en la punta H2.

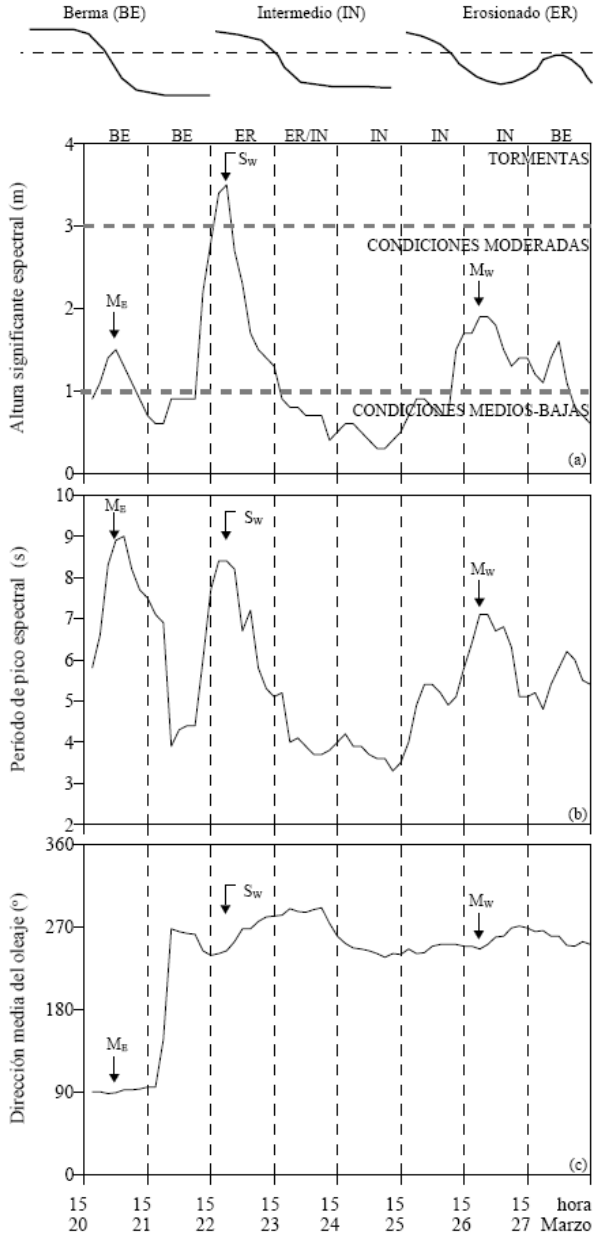


Figura 4. Evolución en el tiempo de: (a) altura de ola significante, (b) período de pico espectral, (c) dirección media del oleaje. La evolución en el tiempo del perfil de la playa se representa en la parte superior de la figura.

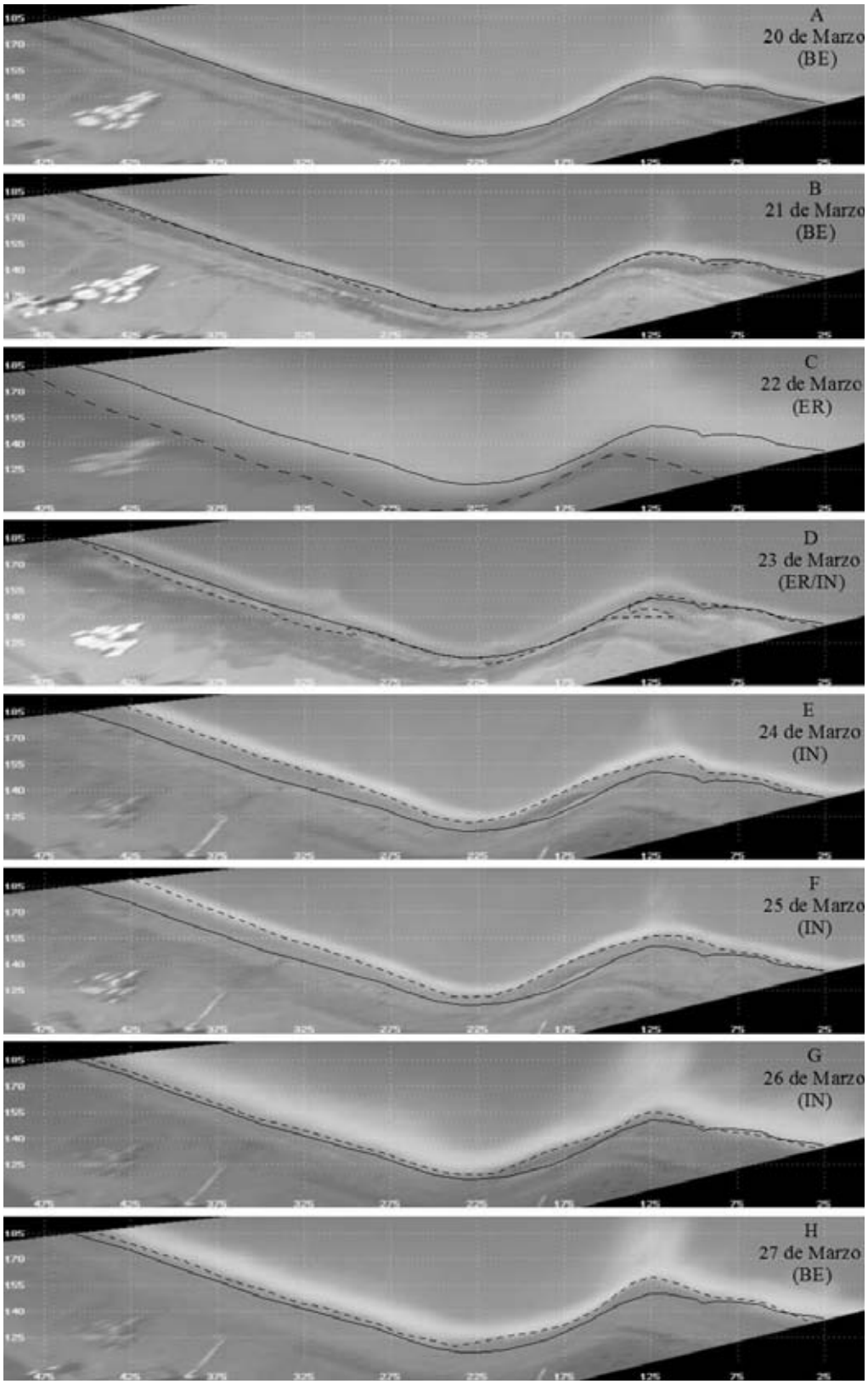


Figura 5. Evolución en el tiempo de la línea de costa en una vista en planta en metros, desde el 20 hasta el 27 de marzo de 2008 (A-H), donde la línea continua y discontinua representa la línea de costa original y modificada. La línea discontinua en C representa el máximo nivel de agua durante la tormenta SW.

CONCLUSIONES

Los resultados que se han presentado muestran la existencia de un acoplamiento atmósfera-océano que, si bien no tiene el contenido energético suficiente para formar las puntas de Carchuna, si puede reforzar la morfología existente, confirmando el estudio teórico previo de Quevedo et al. (2008). Asimismo se visualiza la recuperación natural de la playa tras eventos de tormentas, con tasas de desplazamiento de la línea de costa del orden de 5m/día. Se comprueba que el sistema se auto protege y tras la tormenta, el oleaje retorna el sedimento a su posición original. El avance y erosión de las puntas confirma estudios previos realizados por Ortega-Sánchez et al (2003) y se puede explicar teniendo en cuenta el carácter heterogéneo de los sedimentos y la estratificación de sedimentos en el perfil y el mayor coeficiente de reflexión asociado a este tipo de playa.

Estos resultados permiten formular un modelo conceptual del comportamiento de este tipo de playa después de una sucesión de eventos de diferentes contenidos energéticos y compensar la falta de conocimiento de la movilidad de sistemas granulares de dos fases; en acumulación, la fase fina (en suspensión) siempre queda en la superficie por encima de la fase gruesa (arrastre por fondo); en erosión, la fase fina desaparece rápidamente y la gruesa va siendo arrastrada hasta que se produce el "armado" del talud.

Este trabajo abre un nuevo enfoque en el estudio de la morfodinámica costera incluyendo el efecto de la topografía local y en definitiva da una explicación del comportamiento general de una playa mixta.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado en el marco del Proyecto CICYT BORRASCAS CTM2005-06583 (Ministerio de Ciencia y Tecnología) y los Proyectos P05-RNM968 y P06-RNM-1573 de la Junta de Andalucía.

REFERENCIAS

Baquerizo, A., Losada M.A and I.J Losada (2002), Edge wave scattering by a coastal structure, Fluid Dynamic Res. 31 (4), 275-287.

Guza, R.T. and Inman, D.L. (1975), Edge waves and beach cusps, J. Geophysical Res. 80 (21), 2997–3012.

Holman, R.A. and Bowen, A.J. (1982), Bars, bumps and holes: models for the generation of complex beach topography, J. Geophysical Res. 87, 457-469.

Ortega-Sánchez, M., Losada, M.A. and A. Baquerizo (2003), On the development of large-scale features on a semi-reflective beach: Carchuna beach, southern Spain, Marine Geology 198, 209-223.

Ortega-Sánchez M, Bramato S, Quevedo E, Mans C and Losada MA. Atmospheric-hydrodynamic coupling in the nearshore. Geophysical Research Letters, 35, L23601, doi: 10.1029/2008GL036043.

Quevedo E, Baquerizo A, Losada MA and Ortega-Sànchez M. 2008. Large-scale coastal features generated by atmospheric pulses and associated edge waves. Marine Geology 247, 226-236.

Schäffer, HA and Jonsson, I.G (1992), Edge waves revisited, Coastal Eng. 16 (4), 349-368.

Wright, L.D. and Short, A.D. (1984), Morphodynamic variability of surf zones and beaches: a synthesis, Marine Geology 56, 93-118.

IMPORTANCIA DE LA VARIABILIDAD HIPERANUAL DEL OLEAJE EN LA EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS

V. Cánovas, M. González, R. Medina

Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. E.T.S.I. Caminos, C. y P. Avda. de los Castros, s/n. 39005 Santander, Cantabria. E-mail: canovasv@unican.es

INTRODUCCIÓN

La variabilidad o evolución de las playas está íntimamente relacionada con la interacción de sus contornos geológicos, el volumen y características del sedimento, y la variabilidad de la dinámica marina, siendo el oleaje y sus corrientes inducidas las más relevantes. Cualquier alteración natural (variaciones en la dirección y/o energía del oleaje local, agotamiento de la fuente de sedimento) o antrópica (reducción de aportes de sedimento, construcción de obras que modifiquen la energía del oleaje) inducida en uno de estos elementos, conlleva a un proceso de variabilidad de la playa a lo largo del tiempo, en unos casos con una tendencia a una nueva o similar condición de equilibrio, y en otras a procesos continuos de desequilibrio.

Tradicionalmente la estabilidad o evolución de una playa se analiza estudiando la variabilidad de su forma en planta y perfil.

Normalmente se asume que las modificaciones del perfil se producen en escalas de tiempo de corto a medio plazo, que pueden ser consideradas como instantáneas en la escala de los años.

En el caso de la forma en planta gobernada principalmente por la dirección del flujo de energía medio anual del oleaje a lo largo de la misma, su variabilidad responde en la escala del largo plazo. Por este motivo, este trabajo se centra en la forma en planta de equilibrio.

Hoy en día se dispone de series de clima marítimo más largas y completas, lo cual permite analizar con mayor precisión la variabilidad y evolución de una playa debido al clima marítimo.

Tradicionalmente para determinar la forma en planta de equilibrio media anual se ha determinado el flujo medio de energía anual asociado a toda la serie de datos (44 años en el caso de la base de datos SIMAR44 de Puertos del Estado), es decir, en condiciones medias de equilibrio (forma en planta representada con una línea continua en la Figura 1).

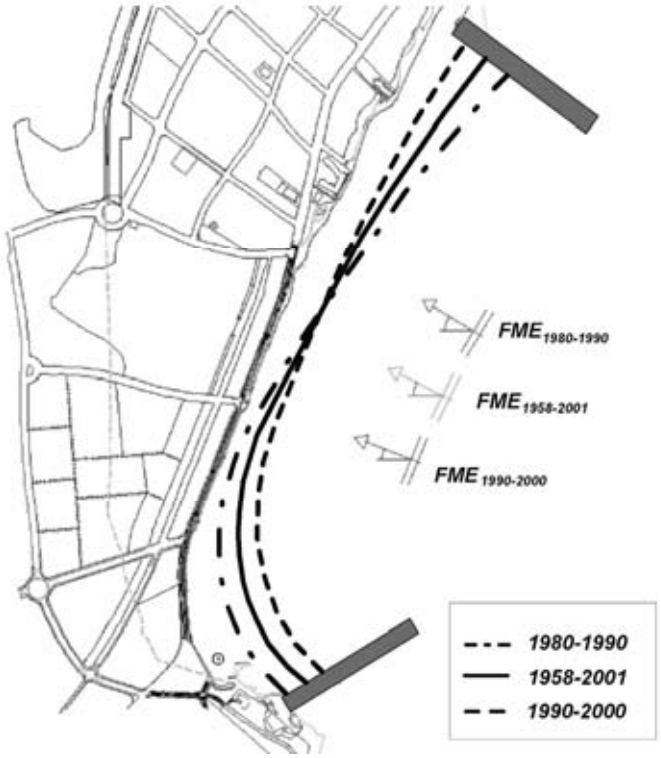


Figura 1. Variabilidad hiperanual del flujo medio de energía anual

Sin embargo, al estudiar la evolución temporal de las playas, se ha observado que al analizar intervalos de tiempo suficientemente extensos (3 años - 10 años), el flujo medio de energía anual presenta una variabilidad respecto a la condición media de equilibrio obtenida con la serie de datos completa de 44 años (véase Figura 1).

Esta variabilidad hiperanual del oleaje y, por tanto, del flujo medio de energía anual, es relevante a la hora de proponer actuaciones para la estabilización de una playa, como por ejemplo determinar la longitud que debe tener el espigón para contener no sólo la

condición media anual de equilibrio sino también la variabilidad de dichas condiciones medias.

El que la forma en planta y la profundidad de cierre del perfil dependan de características medias anuales del oleaje, implica que variaciones hiperanuales del oleaje generan variabilidad en las playas, variabilidad que normalmente no se tiene en cuenta en estudios de evolución o regeneración de playas.

El objetivo del presente trabajo es resaltar la importancia de la variabilidad de las condiciones medias de equilibrio de una playa, inducidas por la variabilidad hiperanual del oleaje local, dado que este aspecto es relevante dentro de un estudio de evolución y estabilidad de la playa.

DATOS Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO

Para analizar la importancia de la variabilidad hiperanual del oleaje en una playa, se ha estudiado como caso de ejemplo las playas de El Milagro y de La Pineda (Tarragona).

En el marco de los seguimientos que realiza la Autoridad Portuaria de Tarragona tras la ampliación del dique exterior del puerto se han recolectado de forma sistemática más de siete topo-batimetrías de la playa y campañas sedimentológicas, las cuales se han empleado para identificar los cambios en la forma en planta debidos a la variación variabilidad hiperanual del oleaje teniendo en cuenta la evolución de la batimetría durante el periodo 2003-2007. En este estudio también se han empleado campañas topo-batimétricas aisladas de la playa, anteriores a este período y una evolución de la forma en planta de la playa a partir de restitución de vuelos aéreos.

Se analizó la evolución morfodinámica de la playa teniendo en cuenta: (1) la evolución de la playa durante 44 años antes del seguimiento (años 1958 a 2001); (2) el período de 4 años durante el seguimiento después de las obras; y (3) la evolución de estados de mar del oleaje en la playa entre 1958 y 2008 (50 años).

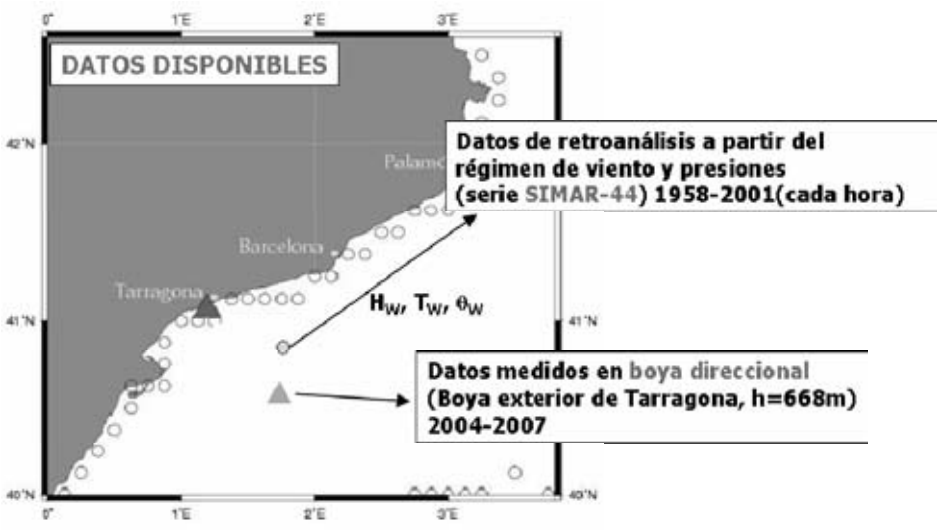


Figura 2. Bases de datos de oleaje empleadas

Los datos de oleaje empleados para el análisis del clima marítimo en indefinidas proceden de dos fuentes (Véase Figura 2):

- Para caracterizar el oleaje entre 1958 y 2001 se ha empleado la base de datos de retroanálisis de Puertos del Estado SIMAR-44, la cual se han calibrado con datos de satélite Topex-Poseidon (1997-2003).

- Para caracterizar el oleaje en el periodo de seguimiento (2004-2007) se ha empleado el clima marítimo procedente de la boya direccional exterior de Tarragona de Puertos del Estado que se encuentra a una profundidad de unos 668 m.

La transferencia de la serie de datos desde profundidades indefinidas hasta la zona de rompiente y otros puntos en la zona de playa, se ha llevado acabo mediante metodologías desarrolladas por el IH Cantabria para la selección de casos de propagación en indefinidas, la propagación con el modelo espectral de propagación de oleaje Oluca-Sp (Sistema de Modelado Costero, SMC) y la recomposición de series de oleaje, flujos de energía, etc en la costa.

RESULTADOS

Al analizar el oleaje se ha observado que el los últimos años ha habido un comportamiento atípico respecto al observado durante el periodo 1958 a 2001. En la Figura 3, se muestran las rosas direccionales de oleaje para el período 1958 a 2001 y

los años del seguimiento 2004-2007, donde se aprecia como en los últimos años ha habido una disminución de los temporales del sector Sur-Suroeste, siendo dominantes los oleajes del sector Este.

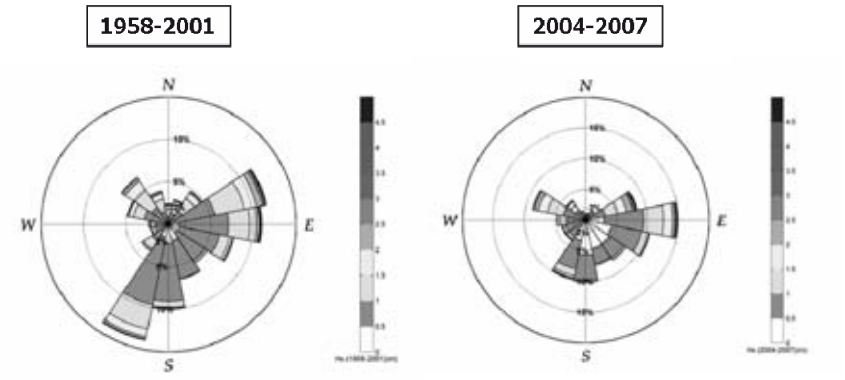


Figura 3. Rosas de oleaje en los periodos de estudio

En este estudio se analizó la evolución de la dirección del flujo medio de energía anual entre 1958 y 2007 en un punto fuera de la influencia del dique exterior de Tarragona (véase Figura 4). En el eje de abcisas se han representado los años de estudio y en el de ordenadas el ángulo de la dirección del flujo medido desde el norte geográfico y expresado en grados.

En la Figura 4 se aprecian años con direcciones con ángulos máximos del flujo medio de energía (1958, 1960, 1966, 1978, 2001) indicando que en estos años hubo gran aporte de energía por parte de los oleajes del Sur y/o reducción de energía de los oleajes del sector Este. Por otro lado, se aprecian algunos años con valores mínimos en los ángulos de la dirección del flujo medio de energía (1962, 1982, 1990, 2004, 2005, 2006, 2007) indicando años con reducido aporte de energía del sector Sur, siendo los oleajes del Este los dominantes.

En esta figura también se aprecia que valores mínimos de ángulos entre 110º y 120º como los obtenidos durante 2004, 2005 y 2007, sólo se ha conseguido unos 42 años atrás en 1962, pero nunca con tantos años consecutivos como lo observado en los últimos años.

La dirección media del flujo medio de energía de 1958 a 2001 en el punto P16 (Véase Figura 4) es de 135.5º, mientras que la media entre 2004 y 2007 fue de 119º, lo cual implica una variación del flujo medio anual hacia el Este de casi 17º.

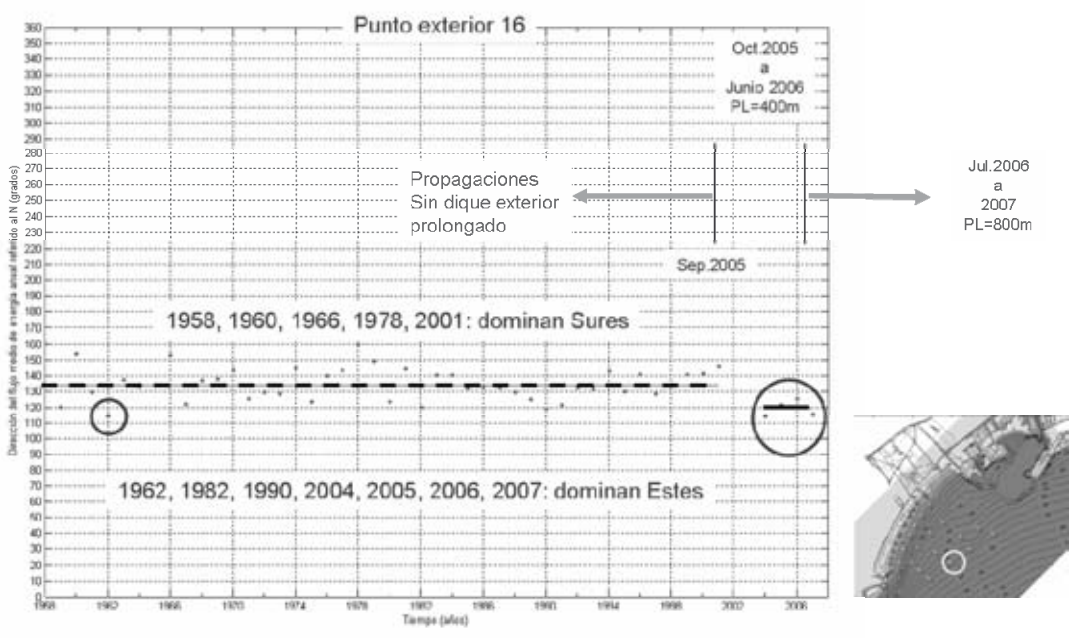


Figura 4. Evolución de la dirección del flujo medio de energía anual

En el análisis de la variación de la dirección del flujo medio debido a la variación del oleaje se han considerado dos escenarios: la situación antes de las obras y después de la ampliación del dique (Véanse Figuras 5 y 6).

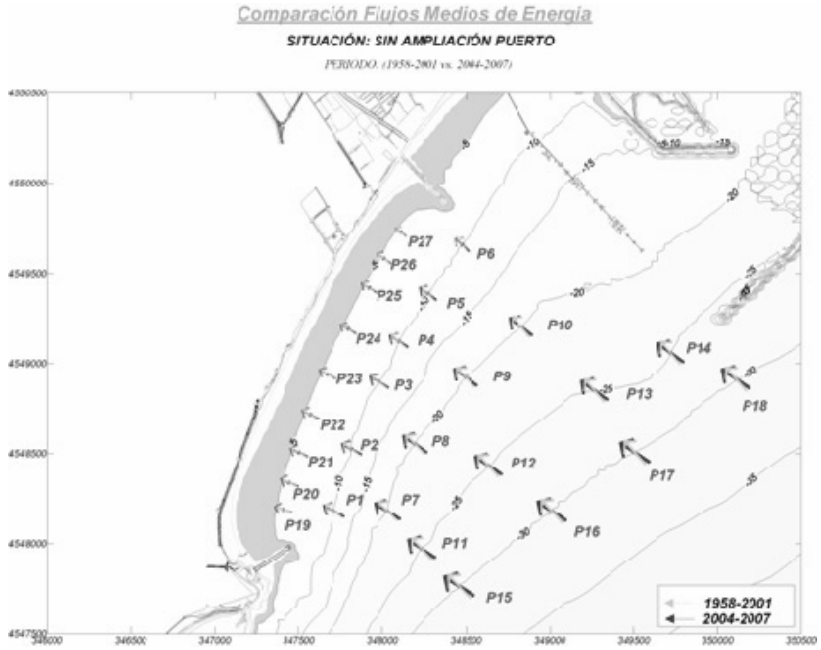


Figura 5. Comparación flujos medios de energía. Situación: sin ampliación puerto. Período 1958-2001 vs. 2004-2007

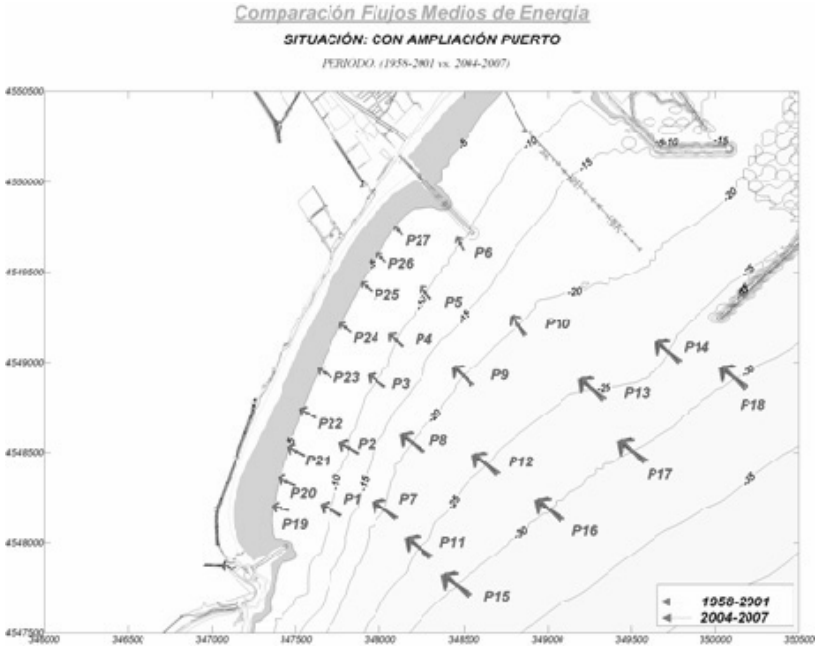


Figura 6. Comparación flujos medios de energía. Situación: con ampliación puerto. Período 1958-2001 vs. 2004-2007

En la Figura 5 se muestran los vectores de flujo medio de energía para el período 1958-2001 sin ampliación del dique y asumiendo que durante los años 2004 – 2007 no se hubiera ampliado el dique exterior. En este gráfico se aprecia en todos los puntos que durante los últimos 4 años el flujo medio de energía presenta un giro contrario a las agujas del reloj, debido a la falta de los temporales del SW. Igualmente, en Figura 6, donde se ha asumido que la ampliación del dique exterior existe desde 1958, se aprecia el mismo comportamiento.

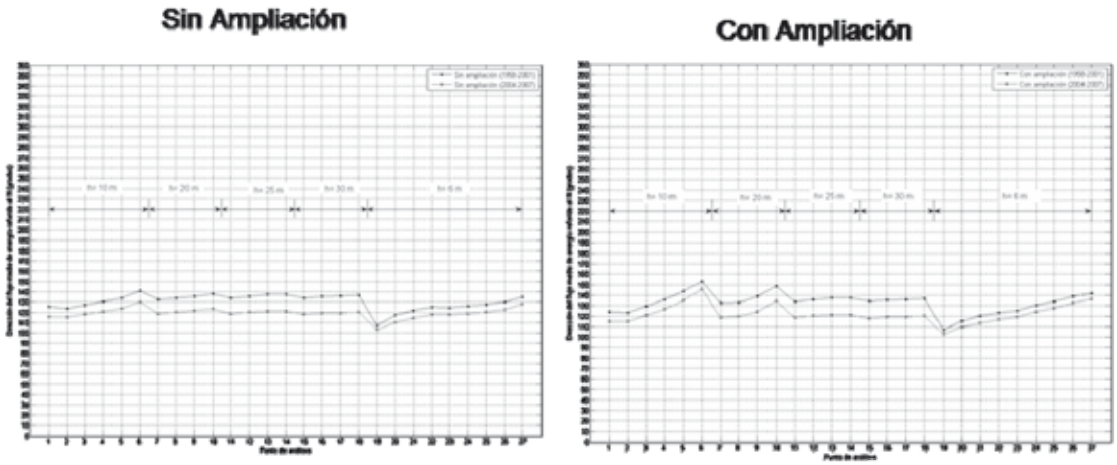


Figura 7. Comparación flujos medios de energía. Período 1958-2001 vs. 2004-2007

Otra forma de ver esa variación de una forma más clara es representando las direcciones medias del flujo medio de energía en el primer y segundo periodo

considerando la geometría sin ampliación del puerto y con la ampliación (Véase Figura 7). En los gráficos de la Figura 6 se aprecia cómo el oleaje entre 2004 y 2007 presenta entre 5º y 15º de rotación en el sentido antihorario (hacia el Este) respecto al periodo 1958-2001.

Esta variación del flujo medio de energía se ve reflejada en la evolución de la forma en planta de equilibrio para ambos periodos de tiempo. En la Figura 8 se observa que los oleajes atípicos generan giros en el flujo medio de energía, lo cual hace que la forma en planta de equilibrio a la que tiende la playa en los últimos años produzca un menor avance en la zona del Prats y un aumento en la zona del Racó.

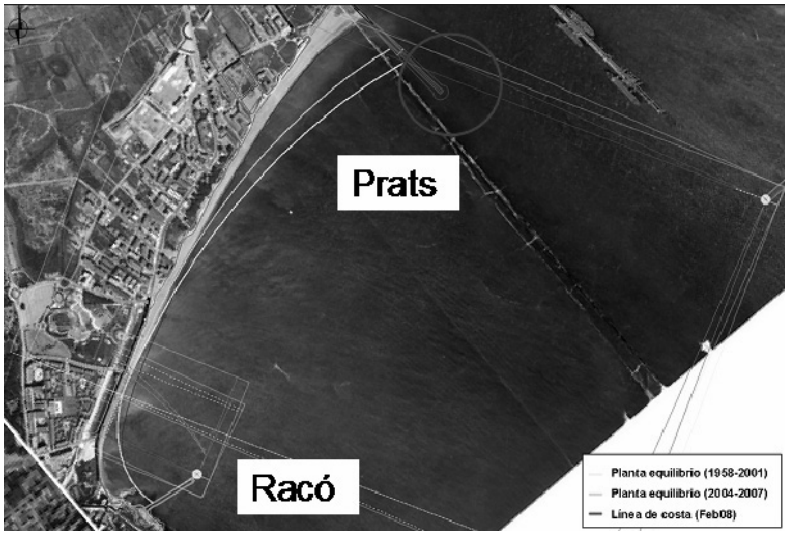


Figura 8. Evolución de la forma en planta de equilibrio

Si se hubiese empleado el flujo medio de energía obtenido en estos últimos 4 años para diseñar las propuestas de actuación de estabilización la playa, al producirse un menor avance en la zona del Prats, se hubiese concluido que no era necesario ampliar el espigón del Prats (Véase Figura 8). Sin embargo se ha visto que si no se hubiese ampliado la playa no sería estable para las condiciones medias de equilibrio obtenidas de la serie SIMAR y perdería arena por rebase del espigón del Prats.

Esta influencia de la variabilidad hiperanual del flujo de energía anual en la forma en planta de la playa se aprecia mejor en la playa del Milagro, localizada al Norte del Puerto de Tarragona y que, al ser de menor longitud, responde más rápido a cualquier variabilidad del oleaje. Como se aprecia en las Figuras 9 y 10, la dirección del flujo medio de energía en distintos puntos de la playa, durante los últimos años, también muestra un giro hacia el Este. En el año 2001 se aprecia cómo la playa del Milagro se encuentra totalmente basculada en la zona Norte (véase Figura 9), debido a

importantes aportes de energía del sector S con respecto al sector Este. En cambio, en el 2007 se observa el basculamiento de la playa hacia el Puerto deportivo, debido a la falta de aportes de energía del Sur y el aumento de los del E.

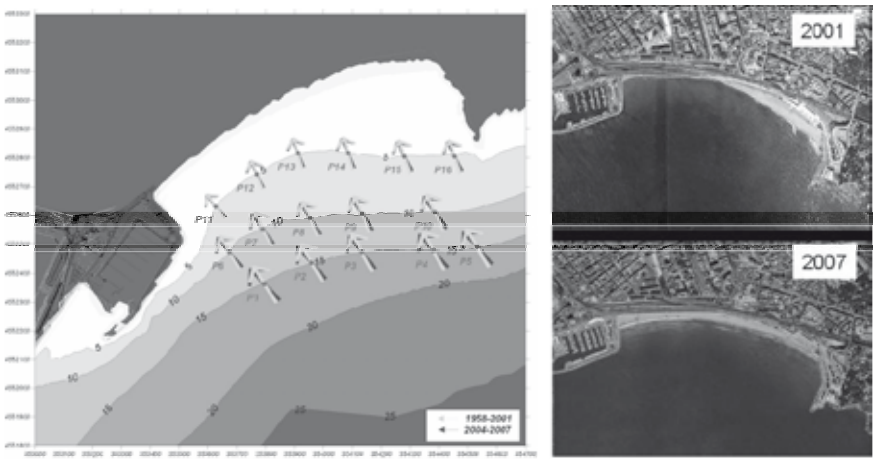


Figura 9. Playa de El Milagro. Flujos medios de energía en periodos (1958-2001) y (2000-2008)

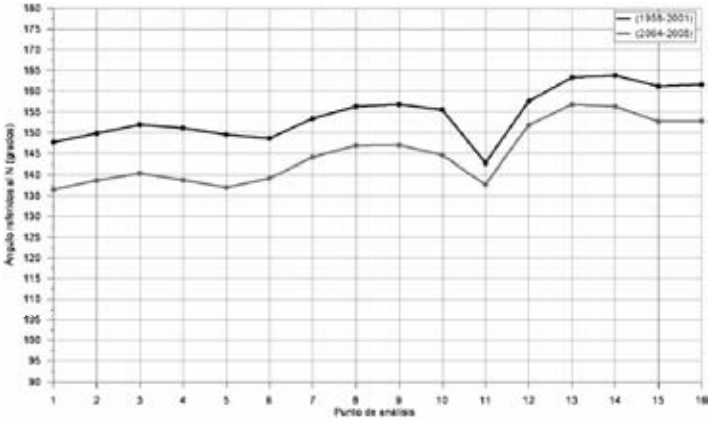


Figura 10. Playa de El Milagro. Ángulos de flujo medio de energía en puntos de la playa para los períodos (1958-2001) y (2004-2008)

Para determinar la influencia de la ampliación del dique se ha empleado el mismo procedimiento (véase figura 11) y se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- El comportamiento con y sin ampliación del dique exterior en los dos períodos de tiempo es similar.

- Existe una gran variación de la dirección del flujo a medida que nos movemos hacia la zona más protegida de la playa (en dirección hacia el Prats), con mayores giros en sentido horario hasta 15º, a medida que nos movemos hacia la zona más protegida de la playa (en dirección hacia el Prats). En la zona exterior (P11 a P18) no se aprecia influencia del dique exterior.

Es importante resaltar que paradójicamente el giro del FME debido a la variabilidad hiperanual del oleaje es del mismo orden que el debido a la ampliación del dique y, por tanto, esta variabilidad hiperanual no es despreciable en el análisis de la estabilidad de la playa.

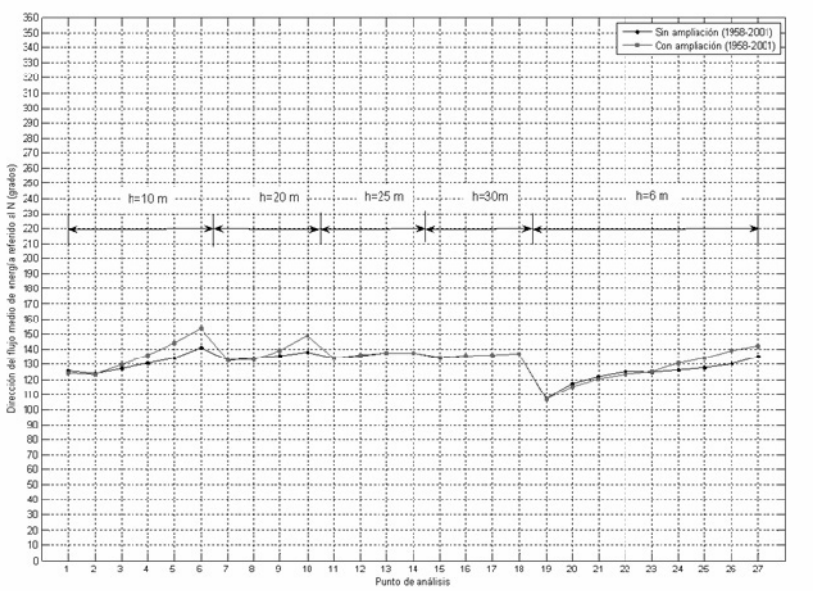


Figura 11. Efecto de la ampliación del dique exterior del puerto de Tarragona

CONCLUSIONES

Tradicionalmente el estudio de estabilidad de una playa se ha estado determinando a partir de las condiciones medias anuales de equillibrio. Pero hoy en día que se dispone de series de oleaje más largas, completas y fiables, se ha observado que existe una variabilidad hiperanual del oleaje que induce una variabilidad en las condiciones medias de equilibrio.

Por lo tanto, para analizar adecuadamente la variabilidad de la playa y, por tanto, proponer actuaciones que garanticen la estabilidad de la playa, se puede y debe estimar esa variabilidad hiperanual de las condiciones medias de equilibrio.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer la contribución y el apoyo prestados por la Autoridad Portuaria de Tarragona al aportar toda la documentación necesaria (batimetrías, fotos aéreas, etc) para la realización de este estudio.

Tema 4

INFLUENCIA DE LOS ESTADOS LÍMITE DE UNA PLAYA EN LA ORDENACIÓN DEL TERRITORIO: CASO DE LA PLAYA DE S'ABANELL

J.M. de la Peña[1], G. Diez[2], F.J. Sanchez[1], J. Iglesias[2]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid
2. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar-Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino

INTRODUCCIÓN

Una playa en su estado natural puede estar en erosión, aumento, oscilante, quieta, etc; pero si no hay nada que impida su evolución no existe problema. Éste aparece cuando en su evolución, normalmente por oscilación o por erosión de la playa, ésta choca con algún bien, normalmente debido al desarrollo territorial.

El borde costero de la playa de S'Abanell no ha sido ajeno a ese problema. Desde mitad del pasado siglo los núcleos turísticos costeros como Blanes han ido creciendo de forma importante, constriñendo y condicionando las playas de su entorno.

De un núcleo urbano turístico situado en el tómbolo de La Palomera, como extensión de la propia Blanes hacia el sur se ha ido extendiendo a lo largo de los años ocupando el desarrollo urbanístico todo el frente de la playa de S'Abanell, con exigencias y necesidades de paseos y viales que se situaron en el propio frente costero coartando el libre movimiento natural de la playa. Entrando en colisión este frente rígido originado por el desarrollo urbanístico con la playa, como así lo ha hecho constar los problemas aparecidos en la playa que muestra Jiménez et al. (2002).

El objetivo final de esta ponencia es que se tome concienciación, especialmente las personas dedicadas a la ordenación del territorio, que los límites naturales de una playa no deben ser nunca rebasados por la presión urbana. Poniendo el ejemplo que sucede en la playa de S'Abanell en Blanes

CARACTERÍSTICAS DEL DESARROLLO TERRITORIAL FRENTE A LA PLAYA DE S'ABANELL

Desde mitad del pasado siglo los núcleos turísticos costeros como Blanes han ido creciendo de forma importante, constriñendo y condicionando las playas de su entorno. Si se toman, por ejemplo, los planos topográficos de la zona, del IGN, se aprecia que de un núcleo urbano turístico situado en el tómbolo de La Palomera, como extensión de la propia Blanes hacia el sur, se ha ido extendiendo a lo largo de los años ocupando el desarrollo urbanístico todo el frente de la playa de S'Abanell, con exigencias y necesidades de paseos y viales que se situaron en el propio frente costero coartando el libre movimiento natural de la playa; lo que ha producido a lo largo de estas ultimas dos décadas´, problemas continuados de estabilidad de la playa y su trasdós en temporales de mediana intensidad, como se apreciara posteriormente

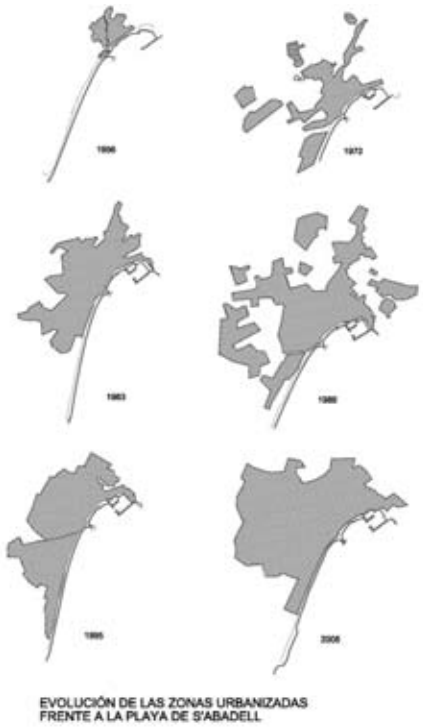


Figura 1: Evolución urbanística de Blanes observada en diferentes fotografías aéreas verticales

EVOLUCIÓN DE LA PLAYA DE SÁBANELL

La playa de S'Abanell está sometida a un clima marítimo de tipo bimodal; donde predominan dos direcciones de oleaje, las provenientes del SSO y las del NE, aunque tenga una dirección media casi coincidente con la normal a la costa. Esta característica hace que, dependiendo de la predominaría de una u otra dirección, puedan formarse ciclos o fases evolutivas. Para analizar éstas de manera genérica o general se van a tomar los datos de la playa en forma global. Desde este punto de vista, si se parte de la primera de las líneas de restitución de los planos de evolución, 1947, se detecta con carácter general, que:

Entre 1947 y 1965 (18 años) la playa tiene un comportamiento general erosivo
Entre 1965 y 1983 (18 años) la playa tiene un comportamiento general acumulativo
Entre 1983 y 2003 (20 años) la playa tiene un comportamiento general erosivo

Si bien si se analiza concretamente los aumentos o pérdidas de superficie de playa entre cada una de la líneas de costa que contiene los planos de evolución se obtendrían los datos que se muestran el la tabla siguiente:

EVOLUCIÓN GENERAL DE LA PLAYA DE S'ABANELL					
Periodo	Años	Variación de anchura (m)		Variación de superficie (m^2)	
		Periodo	Anual	Periodo	anual
1947-1957	10	-9,93	-0,99	-25.422	-2.542
1957-1965	8	1,55	0'19	3.974	497
1965-1973	8	15,22	1,90	38.985	4.873
1973-1977	4	-1,28	-0,32	-3.282	-821
1977-1983	6	-1,34	-0,17	-3.433	-572
1983-1995	12	-21,56	-1,8	-55.214	-4.601
1995-1997	2	-4,11	-2,06	-10.515	-5.258
1997-2001	4	3,12	0,78	7.984	1.996
2001-2003	2	-2,92	-1,46	-7.481	-3.741
TOTAL	56	-21,24	-0,38	-54.404	-972

Aunque bien es cierto que en ese periodo se sometió al delta del Tordera a extracciones masivas de sedimento para la alimentación de las playas de Malgrat, y en

2007 y 2008 para la propia playa de S'Abanell, en concreto, las extracciones de cierta relevancia fueron (Sánchez y Peña, 2002):

En 1987, 1.072.000 m^3 para la playa de Malgrat
En 1991, 90.000 m^3 para la playa de Malgrat
En 1993, 145.000 m^3 para la playa de Malgrat
En 1994, 944.810 m^3 para la playa de Malgrat
En 2007, 180.000 m^3 para la playa sur de S'Abanell
En 2008, 144.000 m^3 para la playa norte de S'Ábanell

Como se puede apreciar, ha habido determinados periodos con aumentos importantes y otros, más, con perdidas más importantes aún. La alternancia en pérdidas y ganancias pudiera ser debido al carácter bimodal del clima marítimo, al que habría que unir las avenidas propias del río Tordera. Solamente existe un periodo prolongado de tiempo, entre 1983 y 1997 donde las pérdidas anuales son las mayores de la serie, que coinciden con el periodo de grandes dragados del delta sumergido para la alimentación de las playas indicadas anteriormente. En total en ese periodo se extrajeron 2.251.810 m^3 que equivaldría en superficie, si se considera un perfil con berma de 2 m, y profundidades de cierre activa y máxima de 10 y 15 m, a:

$$V = S\left(2+\frac{10+15}{2}\right) = 14{,}5\ S$$

A una superficie de playa equivalente de 155.297 m^2.

Y si el delta sumergido una vez dragado tendió a volverse a conformar en su estado de equilibrio anterior, solamente tenía dos vías de alimentación: el río y las playas de su delta emergido. Si se acepta una aportación media del río máxima de 95.000 m^3/año (Jiménez et al, 2002), en el periodo de 14 años (1983 a 1997) se podían haber aportado un máximo de 1.333.000 m^3, el resto lo debieron aportar las playas del delta emergido. Además debe tenerse en cuenta que se provenía de un periodo, años 70 del pasado siglo donde se produjeron extracciones masivas de sedimento del cauce que algunos autores han valorado en el entorno de 3.000.000 m^3, lo que agravó la situación.

Figura 2: Evolución de la playa de SÁbanell

Figura 3: Variación media de la playa de Sábanell según los datos del CEDEX

PRINCIPALES TEMPORALES EN LA COSTA DE BARCELONA

Se han utilizado los datos de la boya de Tordera, de la red de boyas de la Generalitat de Cataluña. Se han analizado los informes de boyas anuales recogidos en su web y se han considerado los máximos temporales mensuales registrados en dichos datos, dividiéndolos en varios escalones: de 1'5 a 2 m, de 2 a 2'5 m, de 2'5 a 3 m, mayores de 3 m y mayores de 4 m. La altura considerada en el estudio de los temporales corresponde la máxima altura significante mensual, $H_{1/3}$ max.

En la tabla siguiente se presentan la altura máxima anual y el número de temporales registrados entre los años 1984 y 2007. Hay que tener en cuenta, que el número máximo anual de temporales sería de 12, si hubiera habido temporal en todos

los meses de ese año. No hay datos de oleaje en la boya de Tordera en los 1998 y 1999 y en otros años, no hay datos todos los meses, como se indica en la tabla. Sin embargo, los registros de la boya del Torderá corresponden a 22 años, por lo que son significativos estadísticamente, si bien, como se indicó antes los registros son escalares, pues la boya direccional se instaló en julio de 2007.

Se han registrado cinco máximos temporales mensuales superiores a los 4 m de H1/3 max, e incluso uno de ellos superó los 5 m, en octubre de 2003 y alcanzó 5'09 m; máximo temporal en todo el período de funcionamiento de la boya de Tordera. En diciembre y febrero de ese mismo año, 2003, se alcanzaron 4'65 y 4'05 m respectivamente; el tercer y quinto temporal máximo mensual. En marzo de 1986 se registró el segundo máximo temporal mensual, 4'92 m. Por último en noviembre de 2001 se obtuvo el cuarto máximo temporal mensual, reflejado anteriormente y objeto de interés del trabajo del LIM (Jiménez et al, 2002).

Se han registrado 19 temporales mayores de 3 m y menores de 4 m, correspondiendo el mayor de ellos a abril de 2004 que alcanzó 3'98 m. El año en que se han presentado mayor número de temporales es el 2003, con 10 meses con temporales, librándose solo los meses de julio y agosto. Además en ese año se presentaron los máximos comentados anteriormente. El año con menor número de temporales corresponde a 1989, con ninguno.

TEMPORALES REGISTRADOS EN LA BOYA DE TORDERA																						
Hs max	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	00	01	02	03	04	05	06	2007
>4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	3	0	0	0	0
>3	0	0	1	1	1	0	0	0	3	1	0	0	3	0	0	1	4	0	2	1	0	1
2'5- 3	1	2	1	1	1	0	0	2	2	4	1	1	1	1	0	2	1	2	1	1	3	2
2-2'5	1	1	3	1	0	0	2	4	0	2	4	2	3	1	1	1	1	3	1	1	2	2
1'5-2	2	3	1	3	1	0	0	3	2	2	2	4	1	2	1	4	3	2	3	3	3	2
Total	4	6	7	6	3	0	2	9	7	9	7	7	8	4	2	9	9	10	7	6	8	7
Max Anual	2'7	2'6	4'9	3'8	3'7	1	2'1	2'9	3'6	3'1	2'6	2'6	3'3	2'8	2'1	4'5	3'7	5'1	4	3'7	2'9	3'6
Meses con registro	8	12	11	10	9	11	11	10	12	12	12	12	12	6	7	12	12	12	11	12	12	12

Finalmente, el último gran temporal se ha producido muy recientemente, mientras se elaboraba este informe técnico, cuyos datos nos lo han facilitado directamente la Generalitat de Catalunya y corresponden a los registrados por la boya del Tordera. El temporal se produjo entre los días 26 y 28 de diciembre de 2008. Los datos más destacados de éste se muestran en la tabla adjunta

TEMPORAL DE DICIEMBRE DE 2008 EN S'ABANELL			
Evento	Fecha	Hora	H1/3 (m)
Inicio H> 3m	26-12-2008	14	3'23
Punta	27-12-2008	2	4'59
Final H> 3m	28-12-2008	11	3'03

Como puede apreciarse este temporal es de una altura de ola similar a la registrada en 2001 y menor que el de 2003, no alcanzando la altura de ola con un periodo de retorno de cinco años que es de 4'89 m.

PROBLEMAS EN LA PLAYA DE S'ABANELL

La playa de S'Abanell es la zona norte del delta del río Tordera, por lo que esta formación es reciente y de baja cota, estando a expensas de las fluctuaciones que se producen en estas acumulaciones de material que sirven como reguladores de alimentaciones de sedimento a toda la unidad fisiográfica en la que se encuentra. Esta circunstancia hace, que aparte del resguardo propio de cualquier playa y de los estados límites de ella, hay que añadir la parte de superficie que de forma natural regula los aportes de sedimento del río con las necesidades de sedimento del transporte longitudinal sedimentario a lo largo de la costa. Ninguna de estas circunstancias se han tenido en cuenta a la hora del desarrollo territorial frente a la playa, considerando ésta en el estado más favorable y no en un estado límite, como cualquiera otra estructura; esto es, en estado de acción continuada y de temporales con periodos de retorno similares a la vida útil de una obra costera.

Las diferentes presiones y alteraciones que se han ido produciendo en la playa a lo largo del tiempo, han provocado básicamente dos problemas interrelacionados:

1. Pérdida de playa seca
2. Acción cada vez más, con más frecuencia de los embates del mar sobre las infraestructuras, especialmente paseo marítimo

Figura 4: Ejemplos daños de temporales en la playa de Sábanell (fotos: Jiménez y DGSCyM)

ESTADOS LÍMITE DE LA PLAYA DE S'ABANELL

Independientemente de los diferentes elementos que artificialmente se han dispuesto en la playa y que actúan sobre la evolución de la playa, en esta ponencia se estudia sus estados límite en que puede moverse en su ciclo natural, y entre los cuales no debiera interponerse elemento artificial alguno, al menos de forma permanente. Los estados límite de la playa lo conforman dos líneas imaginarias entre las cuales la playa se mueve continuamente, no queriendo decir con ello que tras de ellas las acciones que se hagan no le van a afectar, ya que existen elementos de resguarde de ella, tanto en la zona superior como en la inferior que deben protegerse igualmente a las que podría denominársele resguardo de playa seca y de plataforma interna, cada una de las cuales se definen al delimitar los límites a los que corresponde.

Límite inferior de la playa de S'Abanell

Vendría dado por las profundidades de cierre activa y máxima el cada uno de los puntos de la playa Si se toman los valores de periodos de retorno del temporal de 2001 (Jiménez et al, 2002), se obtendrían las siguientes profundidades de cierre activas.

PROFUNDIDAD DE CIERRE EN LA PLAYA DE S'ABANELL SEGÚN EL PERIODO DE RETORNO				
Años	5	10	50	100
Hs (m)	4,89	5,35	6,52	7,07
Hmax (m)	8	8,77	10,73	11,68
Tp (s)	13,15	13,39	13,91	14,12
dl (m)	10,18	11,08	13,33	14,36
di (m)	15,27	16,62	20'00	21,55

Estos valores se corroboran, si se comparan con los datos extraídos de las campañas de seguimiento realizadas a lo largo de la costa del Maresme entre 1987 y 1994 (8 años) y que arrojaron un valor de las profundidades de cierre (Sánchez y Peña, 2002) para un periodo de retorno entre 7 y 8 años de:

$$d_l = 10 \text{ m}$$

$$d_i = 15 \text{ m}$$

Límite superior de la playa de S'Abanell

El límite superior de la playa, donde alcanza el oleaje en temporal, define el otro de los límites o fronteras donde alcanza el ciclo natural de la playa. Para definirlo se necesitan conocer al menos dos variables:

La variación de la pendiente de la playa

La sobreelevación hasta donde el agua del mar alcanza

ALCANCE SOBRE LA PLAYA (temporal 72 horas con marea meteorológica y astronómica))						
Perfil	Bmax	Amax	mseca	Alcance	playa seca	Periodo retor
P-2	2	18	0,036	28,73	-10,73	5
P-6	3	24	0,041	27,07	-3,07	5
P-10	4	26	0,033	20,00	6,00	5
P-15	4	33	0,028	23,80	9,20	5
P-19	3	22	0,032	22,28	-0,28	5
P-23	3	27	0,024	24,58	2,42	5
P-2	2	18	0,036	30,29	-12,29	10
P-6	3	24	0,041	28,56	-4,56	10
P-10	4	26	0,033	21,08	4,92	10
P-15	4	33	0,028	25,08	7,92	10
P-19	3	22	0,032	23,49	-1,49	10
P-23	3	27	0,024	25,90	1,10	10
P-2	2	18	0,036	34,26	-16,26	50
P-6	3	24	0,041	32,31	-8,31	50
P-10	4	26	0,033	23,84	2,16	50
P-15	4	33	0,028	28,35	4,65	50
P-19	3	22	0,032	26,56	-4,56	50
P-23	3	27	0,024	29,26	-2,26	50
P-2	2	18	0,036	36,05	-18,05	100
P-6	3	24	0,041	34,00	-10,00	100
P-10	4	26	0,033	25,09	0,91	100
P-15	4	33	0,028	29,83	3,17	100
P-19	3	22	0,032	27,95	-5,95	100
P-23	3	27	0,024	30,79	-3,79	100

Figura 5: Simulación de alcance del oleaje en la playa de S'Abanel para un temporal de 72 horas , con una altura de ola 4'89 m para un periodo de retorno de 5 años

La primera depende claramente de la segunda, de la granulometría de la playa y del estado inicial del perfil. Y la segunda a su vez también depende de la primera y del clima del oleaje en ese momento. El análisis y determinación de este límite superior de

la playa de S'Abanell se ha determinado mediante la simulación numérica del run-up producido por temporales con diversos periodos de retorno con duración de 24, 48 y 72 horas, el resultado de esta última, suponiendo marea meteorológica y astronómica se muestra en la Figura 5, observándose la facilidad y alcance que el mar tiene con un periodo de retorno relativamente pequeño para inundar toda o la gran mayoría de la playa

CONCLUSIONES

1. Las playas con el desarrollo turístico y la presión urbana han ido constriñendo las playas y reduciendo su anchura, no teniendo en cuenta su ciclo natural
2. Se ha considerado la anchura de playa como la necesaria para uso lúdico en periodos de bonaza
3. La reducción como defensa de costa de playa hace que en periodos de temporales la playa no es capaz de disipar la energía que incide en ella, pudiendo provocar daños a personas o propiedades
4. No se cumple la Ley 22/1988 de 28 de julio de Costas (art. 3 y 6) en lo referente a ribera del mar, dominio público y defensa de las propiedades
5. Se debe tener en cuenta a la hora de la ordenación los estados límite de la playa; tanto superior, alcance máximo, como inferior con un periodo de retorno determinado
6. El periodo de retorno ha de ser al menos igual a la vida útil de la obra a defender

REFERENCIAS

Jiménez, J. A,, H.. Valdemoro, y A. Sánchez Arcilla (2002). *Estudio sobre la estabilidad de la margen izquierda del Tordera (T.M. Blanes, Girona)y la creación de accesos a la zona*; Laboratori d'Eginyeria Maritima, U. P. de Cataluña (Inf. Téc. para la Generalitat de Catalunya, Server de Costes, Departament de Politica Territorial i Obres Públiques)

Sánchez., F. J. y J. M. de la Peña. (2002). *Estudio del comportamiento de las playas del Maresme*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (CLAVE: 22-401-5-103). Para la Dirección General de Costas.

PLAN DE VIGILANCIA DE LA EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS AL NORTE Y SUR DEL PUERTO DE VALENCIA EN EL PERIODO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DEL MISMO

J. Serra[1], M. Guerra[2], M. Sánchez-Barcaeztegui[2]

1. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, c/Camino de Vera 14, 46022 Valencia, jserra@tra.upv.es

2. Autoridad Portuaria de Valencia, Avd. Muelle del Turia, s/n, 46024 – VALENCIA, mguerra@valenciaport.com, msanchez@valenciaport.com

INTRODUCCIÓN

La Resolución de 30 de julio de 2007 de la Secretaría General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático, en la que se formula la "Declaración de Impacto Ambiental favorable a la realización del Proyecto Ampliación del Puerto de Valencia (Valencia)", concluye que se autorice la alternativa y las condiciones dado que queda adecuadamente protegido el medio ambiente y los recursos naturales.

El Plan de Vigilancia Ambiental del proyecto "Ampliación del Puerto de Valencia" contempla la vigilancia de la evolución de las playas al norte y sur del Puerto según modelo desarrollado por el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia, denominado Método BP, y que da lugar a la firma de un *Convenio Específico de Desarrollo del Acuerdo de Colaboración Entre la Universidad Politécnica de Valencia y la Autoridad Portuaria de Valencia para el Proyecto de: "Plan de Vigilancia de la Evolución de las Playas al Norte y Sur del Puerto de Valencia en el Periodo de Ejecución de las Obras del Mismo".*

En la ponencia realizamos una descripción de la metodología, plan de trabajo, definición y levantamiento de las Cabezas de Perfil y el resultado de la primera campaña.

IDENTIFICACIÓN DEL FRENTE LITORAL OBJETO DEL PLAN DE VIGILANCIA

El frente litoral objeto del programa de vigilancia queda perfectamente definido, al norte y al sur del puerto de Valencia.

Al norte del puerto de Valencia, figura 1, el frente litoral que potencialmente puede verse afectado por las obras previstas en el proyecto sería el limitado por la desembocadura del Barranco del Carraixet, al norte, y el puerto de Valencia, al sur, pero por extensión consideraremos como límite norte las obras de abrigo del puerto deportivo de Port-Saplaya, lo que representa un frente de poco más de cinco kilómetros (5.284 m), y que comprende las playas, desde el sur, de Cabanyal y Malvarrosa, en el término municipal de Valencia, y de Patacona, Alboraia y Port-Saplaya, en término municipal de Alboraia.

Al sur del puerto de Valencia, figura 2, no se prevén efectos sobre la costa debido a las obras previstas en el proyecto de ampliación, dado que no implican un aumento del efecto barrera, ni tampoco modifican la difracción del oleaje a sotamar, no modificando la zona de sombra; pero dada la alta sensibilidad que existe por las playas del sur, de Saler y Devesa, y el conjunto de la Devesa del Saler y la Albufera, se considera oportuno incluir el frente litoral entre el espigón margen derecha del nuevo cauce del Turia y la gola del Perellonet, un frente de poco más de trece kilómetros (13.205 m), y que comprende las playas, de norte a sur, de Pinedo, el Saler y la Devesa, todas ellas en término municipal de Valencia.

Figura 1

DEFINICIÓN DE PERFILES AL NORTE DEL PUERTO DE VALENCIA

La primera fase del trabajo consistio en la definición de las Cabezas de Perfil, definición y materialización física de las mismas sobre el terreno. Cada cabeza de Perfil se define por una nomenclatura, que en su momento se definirá, y que siempre se busca que permita una localización rápida sobre el terreno tomando para ello algún nombre propio del entorno donde se ubique la cabeza física.

En este caso partimos ya de una serie de perfiles que se emplearon en el seguimiento realizado por el LPC entre los años 1992 y 1997, y que en buena lógica vamos a seguir considerando para el actual seguimiento de vigilancia al contar con una información de base importante para analizar la evolución de los últimos años del frente litoral tanto al norte como al sur del Puerto de Valencia.

En la siguiente imagen, figura 3, podemos ver la localización de las Cabezas de Perfil empeladas entre los años 1992 y 1997, y que seguirán empleándose en la actualidad, son un total de cuatro y se localizan en las playas de Cabanyal, Malvarrosa y Alboraia, únicamente la playa de la Patacona quedo fuera del seguimiento. Los perfiles así definidos permitieron un seguimiento completo de la playa al norte del puerto de Valencia, representando de forma correcta el comportamiento del frente litoral.

La propuesta que se realiza en esta ocasión es de cuatro (4) perfiles, figura 4, completando el frente de la Patacona. En principio puede parecer que el numero de perfiles es bajo, pero

Figura 4

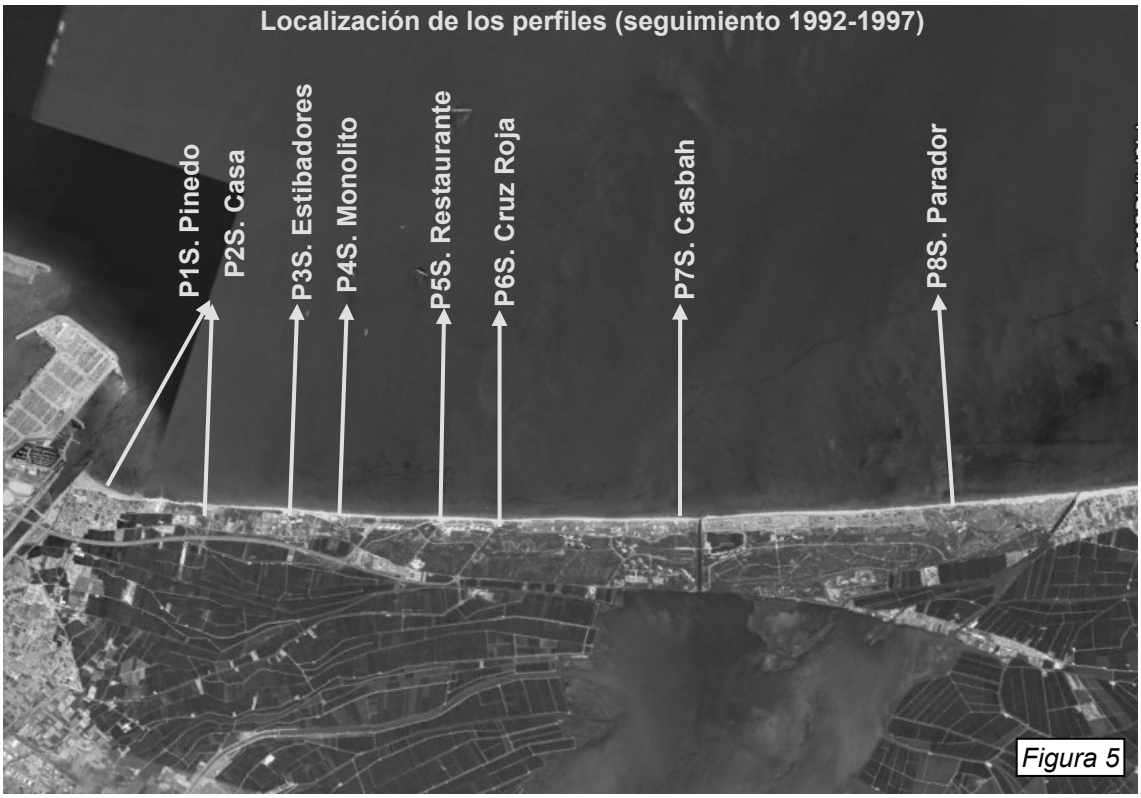
representan las formaciones existentes entre los puerto de Valencia y Port-Saplaya, y en cualquier caso hay que señalar que son las variaciones de la línea de costa las que más información pueden darnos sobre la evolución de las playas al norte del Puerto de Valencia, y el perfil representa la respuesta al oleaje y donde podemos ver la evolución de barras, estrán y playa sumergida, pero estas variaciones sin saber el comportamiento de la línea de costa es insuficiente y puede inducir a errores de interpretación. Los basculamientos y las formaciones en beach-cusps, entre otras, son procesos que únicamente pueden denotarse con la definición del frente litoral.

En la figura 4 se recoge la propuesta de perfiles a levantar al norte del Puerto de Valencia. Como vemos se ha incorporado un perfil intermedio, denominado Patacona y que representa al frente no seguido entre 1992 y 1997. Consideramos que los perfiles definidos son necesarios para un seguimiento de las formas sumergidas de la playa al norte del Puerto de Valencia.

Como se desprende de la figura, tres de los perfiles están ya definidos de seguimientos anteriores, y el cuarto a definir en estos momentos se ha localizado en un entorno de la playa; todos los perfiles se han renombrado. En cualquier caso, y aun coincidiendo tres perfiles con los ya establecidos con anterioridad, se hace necesario comprobar sobre el terreno si existe todavía la referencia.

DEFINICIÓN DE PERFILES AL SUR DEL PUERTO DE VALENCIA

En relación a las playas al sur del Puerto de Valencia, en un primer momento se extendía el plan de vigilancia a prácticamente la playa de Pinedo, pero dada la sensibilización existente en la sociedad por la evolución de las playas de el Saler y la Devesa, ante la sensación de que las obras van a implicar un fuerte retroceso de dichas formaciones, hemos optado por



abarcar precisamente el conjunto de las tres playas, Pinedo, Saler y Devesa, y extender el frente objeto de vigilancia hasta la gola del Perellonet.

En el seguimiento realizado entre 1992 y 1997, figura 5, el frente objeto era precisamente el mismo, en aquella ocasión se definieron un total de ocho perfiles; y en el seguimiento realizado entre 2005 y 2007 fueron cuatro los perfiles objeto de levantamiento, figura 6.

La propuesta que se realiza para el Plan de Vigilancia de la evolución de las playas al sur del Puerto de Valencia es de cinco (5) perfiles, que consideramos como necesarios para el objetivo del seguimiento, y que se localizarían en los puntos señalados en la imagen siguiente, figura 7.

De los cinco perfiles previstos cuatro son coincidentes con los ya empleados en el seguimiento entre 1992 y 1997, y que como en el caso de las playas al norte, nos permitirán analizar la evolución de la playa y la afección generada por las obras de regeneración realizadas en las playas de Pinedo y L'Abre del Gos, y comprobar la posible afección sobre estas playas por las obras de ampliación del Puerto de Valencia.

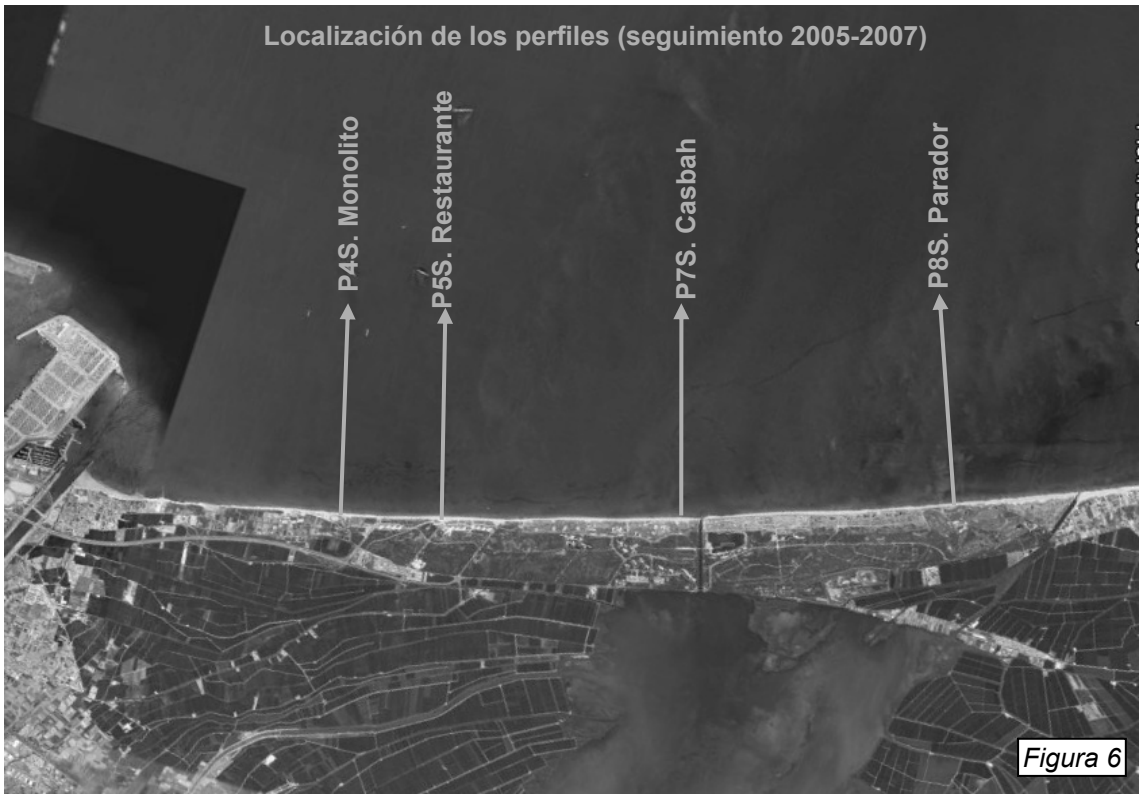


Figura 6

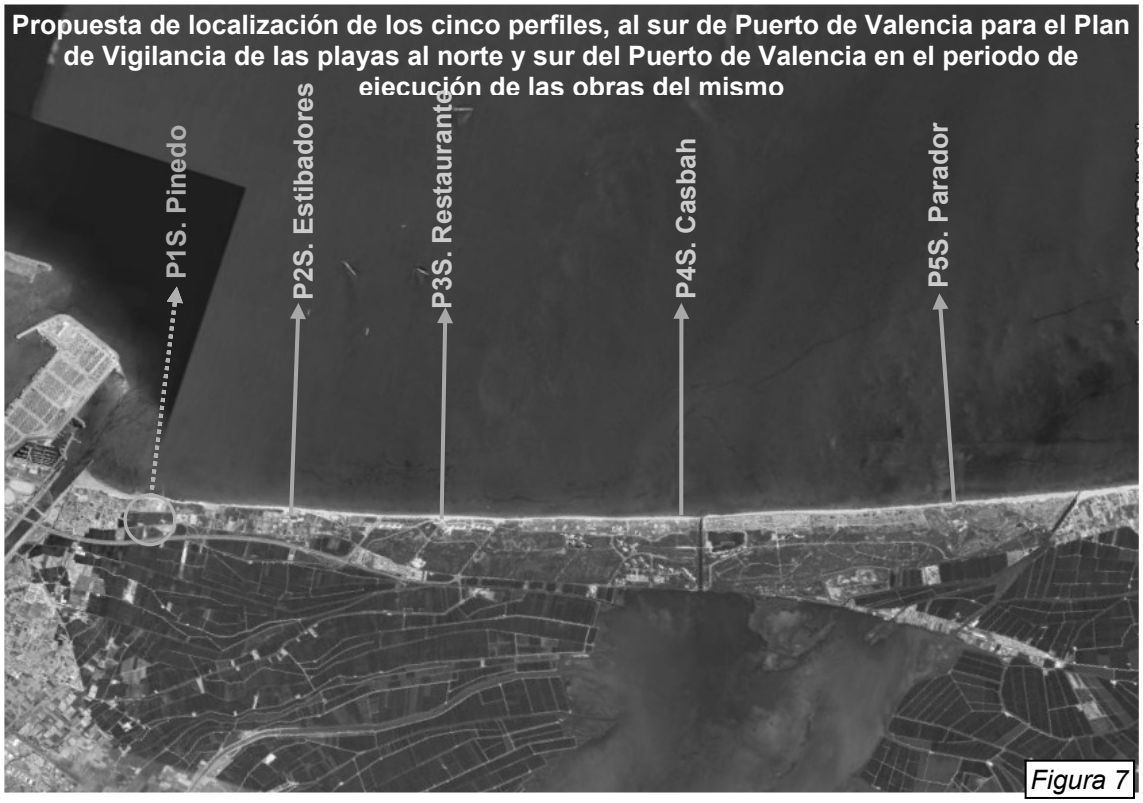


Figura 7

CAMPAÑAS SEGUIMIENTO

Como campañas de seguimiento entendemos los trabajos de vigilancia tras el primer año de inicio de. Cada año se ejecutaran cuatro levantamientos de la Línea Cero y dos levantamientos de perfiles, en todos los casos al norte y sur del Puerto de Valencia.

En la siguiente tabla recogemos las fases de las campañas de seguimiento, exponiendo la campaña tipo anual.

	Ene	F	M	Abr	M	J	Jul	A	S	Oct	N	D
Levantamiento Línea Cero al norte y sur												
Campaña de perfiles (9 perfiles)												
Levantamiento Línea Cero al norte y sur												
Levantamiento Línea Cero al norte y sur												
Campaña de perfiles (9 perfiles)												
Levantamiento Línea Cero al norte y sur												

MÉTODO BP

Para la realización del Seguimiento de Vigilancia de la evolución de las playas al norte y sur del puerto de Valencia se propone la metodología utilizada en el Seguimiento y Control de las playas Norte y El Saler (Valencia), dado que ha demostrado satisfactoriamente su funcionamiento y la precisión del sistema.

Para el seguimiento con el Método BP se precisa el siguiente equipo:

Una embarcación con poco calado, que permita acercarse a la línea de costa, y que no necesita desarrollar una gran velocidad. En la embarcación el personal técnico puede reducirse a dos, uno encargado de gobernar la embarcación y un segundo encargado de fondear el BP.

Para el levantamiento de los perfiles sumergidos se emplea la Barra Perfiladora (BP).

Estación topográfica en tierra, y jalón para levantamiento de perfil en playa seca y determinación de la Línea Cero. En este caso el personal puede ser

únicamente del topógrafo, ya que parte del equipo de la embarcación puede apoyar en la topografía en tierra.

Sistema de intercomunicación entre los equipos situados en playa seca y en el mar.

Como principio general las características de la playa seca se establecen con métodos clásicos de topografía terrestre, y para la determinación de la Línea Cero, (Línea de orilla), se empleara el método de Runup/Rundown (en adelante RR), que permite determinar con un alto NIVEL de fiabilidad la línea de la orilla del mar, o línea de cota cero. El método comprende cuatro fases:

1ª.- Definición de los perfiles
2ª.- Establecimiento de las Cabezas de Perfil
3ª.- Levantamiento de perfiles (Campañas batimétricas)
4ª.- Levantamiento de la Línea Cero

En la campaña inicial el trabajo consistió en la localización y definición de las cabezas y Perfiles.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

La ponencia presentada los trabajos previos al inicio del Plan de Vigilancia de la Evolución de las Playas al Norte y Sur del Puerto de Valencia en el Periodo de Ejecución de las obras del mismo, y la definición del litoral previo al inicio de las obras. Actualmente no pueden avanzarse resultados del seguimiento dado el avance de las obras, y el poco tiempo transcurrido entre el inicio y el momento actual.

REMODELACIÓN DEL FRENTE LITORAL EN EL BALUARTE DE SAN ROQUE (CÁDIZ)

M. Figueres[1], D. Ponce de León[1], J.M. Garrido[1]
G. Gómez-Pina[2], J.J. Muñoz[2], A. De la Casa[2]

1. Iberport Consulting S.A., C\Cardenal Benlloch, 75, 1º-1ª, 46021, Valencia. secretaria@iberport.com. Tel. 963 161 595.
2. Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Tel. 956 200 090.

INTRODUCCIÓN

La playa de Santa María del Mar, situada en el frente urbano litoral de la ciudad de Cádiz, puede considerarse como una playa de nueva creación formada por dos espigones de cierre y aportación de arena.

Aprovechando el apoyo del espigón norte de cierre de Santa María del Mar, es posible la creación de una playa frente al Baluarte de San Roque, cuya misión será proporcionar una nueva zona de esparcimiento y baño a los ciudadanos y visitantes de Cádiz, y proteger el talud existente de la acción conjunta del oleaje y las mareas.

En la actualidad, el pie de dicho talud consiste en una obra de defensa de la línea costa de 225m de longitud, que va desde el espigón norte de cierre de Santa María del Mar hasta el Baluarte de San Roque, cuyo manto está formado por bloques cúbicos de 8Tn (Figura 1).

La sustitución de la defensa de costa actual por una playa protege de forma natural mediante una obra blanda la zona del entorno del Baluarte de San Roque. Como consecuencia, surge la necesidad de reubicar los cubos de hormigón, problema al que se da solución con la actuación propuesta en el proyecto.

Figura 1.- (De derecha a izquierda) Playa de Santa María del Mar, espigón de cierre, defensa de costa y Baluarte de San Roque.

De las diferentes alternativas planteadas para la creación de la playa de Baluarte de San Roque, se toma como solución aquella que consiste en reconstruir el espigón actual situado al norte de la playa de Santa María del Mar, a la vez que prolongar 190m la alineación perpendicular a la costa del mismo hasta la batimétrica de nivel -5m.

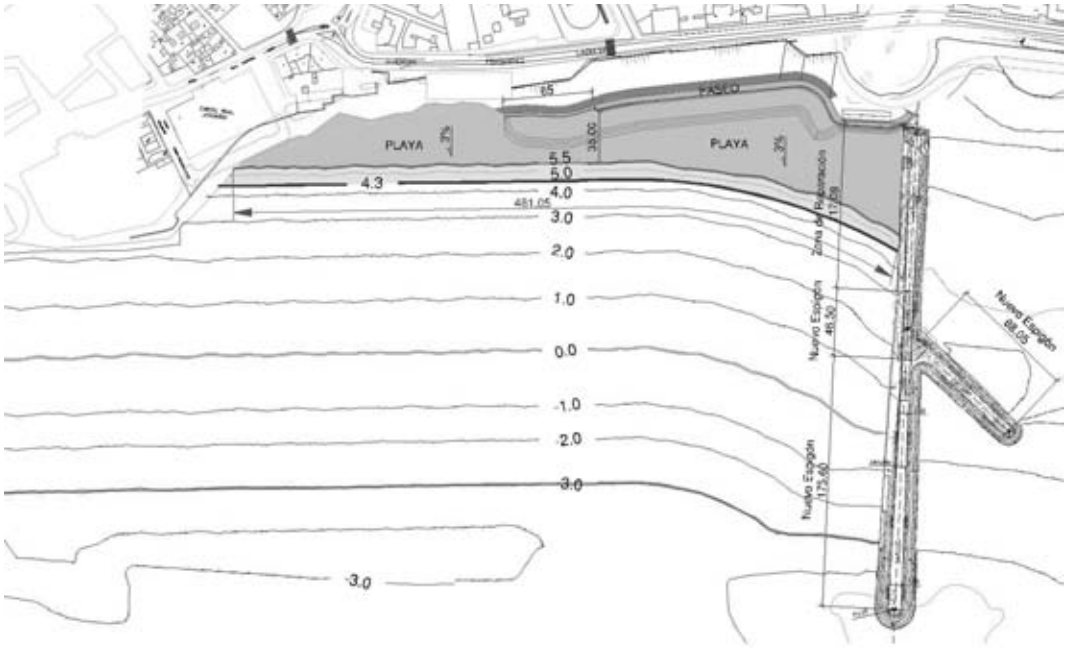


Figura 2.- Alternativa seleccionada

Otras alternativas estudiadas consisten en la creación de un espigón norte en la playa del Baluarte o la eliminación del espigón de cierre de la playa de Santa María del Mar para la creación de una única playa junto la construcción de dicho espigón norte, alternativas que requerían un mayor volumen de obra.

ACTUACIÓN PROPUESTA

Reparación y prolongación del espigón

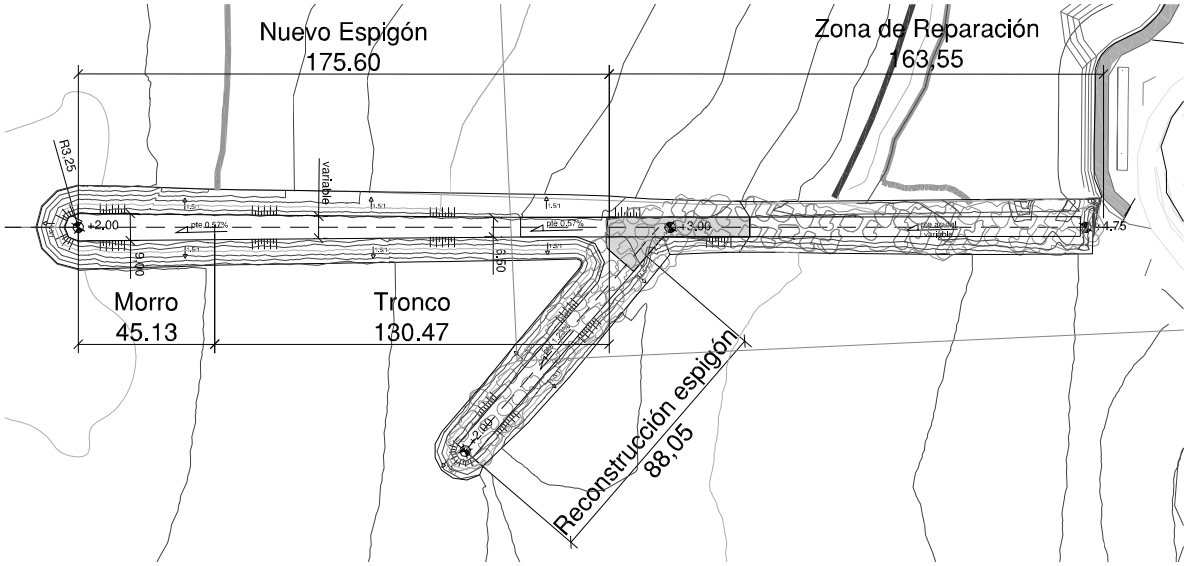


Figura 3.- Planta del espigón de protección

El espigón de protección, de cota de coronación variable, que va desde la cota +4.5m en el arranque hasta la cota +2m en el morro, consta de tres tramos. El arranque del espigón, con una longitud de 163m, requiere una recolocación de la escollera existente y reparación con escollera de 2Tn. El segundo tramo, correspondiente al cambio de alineación del espigón existente, de 88m de longitud, será reconstruído con escollera de 2Tn.

Finalmente, para conseguir la forma en planta adecuada de la playa, es necesaria la prolongación del espigón en 175m, con cota de coronación variable, hasta la cota en el pie de -5.00m, y con una altura de ola de cálculo de 5.5m en situación de marea alta. Se definen dos secciones tipo, para el tronco y morro de la prolongación, en las que se reutilizan parte de los bloques cúbicos de hormigón de 8Tn procedentes de la defensa de costa. La sección tipo del tronco, con una longitud de 130m, está formada por bloques cúbicos de 8Tn en el núcleo y escollera de 2Tn. El núcleo de hormigón es la parte de la sección resistente frente a la acción de las corrientes y el oleaje. El recubrimiento con escollera de 2Tn cumple una doble función de regularización y de reducción de la permeabilidad frente al posible trasvase de la arena desde la playa de Baluarte a la de Santa María del Mar, provocado por la diferente cota del pie de playa a uno y otro lado del espigón. El tramo final del espigón o morro, está definido por una sección homogénea de bloques cúbicos de hormigón de 8Tn.

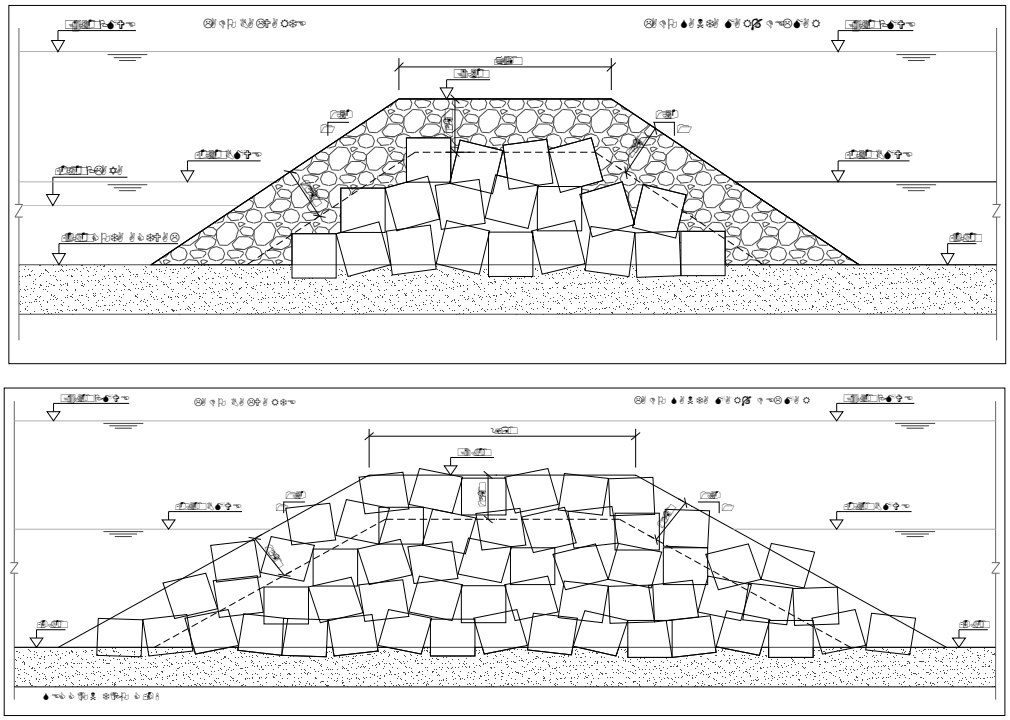


Figura 4.- Secciones tipo del tronco y morro de la prolongación del espigón de cierre

Defensa de costa

Actualmente, la defensa de costa consiste en un dique en talud que hace a su vez la función de pie del talud del borde litoral, como puede observarse en la Figura 5.

Figura 5.- Defensa de costa y talud del borde litoral

La sección actual, está constituída por un dique en talud con manto y núcleo. El manto consiste en 4569 bloques cúbicos de hormigón de 8Tn que se reutilizan en la prolongación del espigón de protección de la playa.

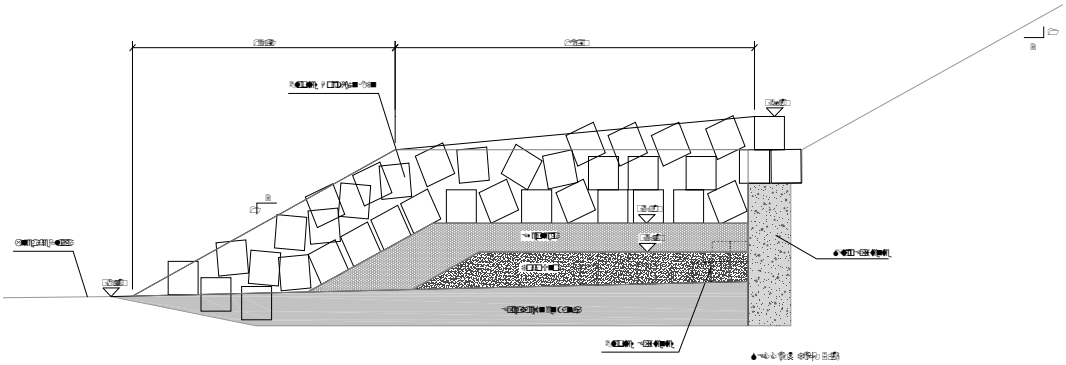


Figura 6.- Sección tipo de la defensa de costa actual

Dicha sección se sustituirá por un muro de contención y revestimiento del talud que garantiza la estabilidad del conjunto una vez retirados los cubos de hormigón, y genera una superficie que permite el acceso a la playa de Baluarte. El muro de contención, una vez realizado el aporte de arena de la playa, quedará en condiciones normales embebido dentro de la arena, pero en condiciones de fuertes temporales, se puede ver expuesto al oleaje por lo que se ha calculado su resistencia frente a dicho agente.

La elevada carrera de marea (de +0.00 a +4.00m) y cota de inundación (+9.00) requiere la colocación de un revestimiento en la parte inferior del talud, formado por el resto de cubos de hormigón no empleados en el espigón.

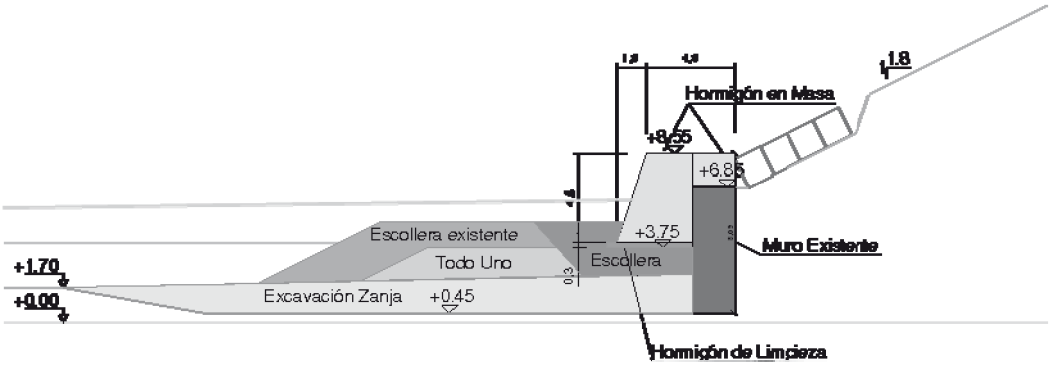


Figura 7.- Sección tipo de la defensa de costa proyectada

La construcción del muro de contención y reubicación de cubos de la defensa actual se realiza de forma simultánea, evitando la necesidad de acopio de los mismos, dado el limitado espacio de la obra. La nueva sección de la defensa de costa, por su geometría, consigue dos objetivos: reducir aporte de arena necesario al retroceder el origen de la playa respecto al dique en talud actual, y permitir la creación de un paseo en coronación de la estructura, que da acceso a la playa. Además, la retirada de los

cubos de hormigón y su reutilización en el espigón de protección, se traduce en una eliminación de riesgo para usuarios, ya que estos se encontraban en una zona accesible.

Playa de nueva creación

La creación de la playa de Baluarte requiere un aporte de arena con un volumen de 398.000m^3, de los cuales 330.000m3 se emplean en la playa de Baluarte San Roque, 31.250m^3 en la transición con la playa Santa María del Mar, y se prevé un 10% pérdidas por materiales más finos.

La cota de coronación de la berma se fija en la +5.50m, dando lugar a una planta de equilibrio con una anchura mínima de 35m en situación de pleamar.

El material de aportación se obtiene a partir de un dragado de arena uniforme de tamaño D_{50} = 37mm, procedente de bajos arenosos de Placer de Meca.

La estimación de la forma en planta de la playa se basa en la existencia de un patrón en la forma de las playas ubicadas al abrigo de un cabo o saliente, desarrollado en el procedimiento propuesto por González y Medina et al. (2001), y que se encuentra implementado en el Módulo de Modelado del Terreno del Sistema de Modelado Costero (SMC).

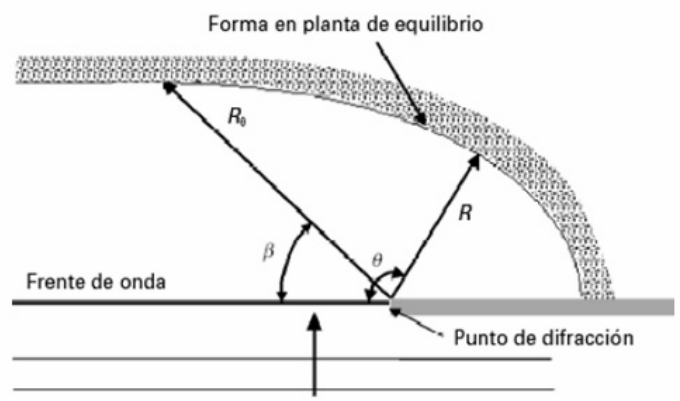


Figura 8.- Esquema de forma en planta de playa en equilibrio (González y Medina et al., 2001)

El perfil teórico de equilibrio de la playa, dada la amplitud de la carrera de marea de 4m, es de tipo biparabólico, por lo que se ha modelizado siguiendo la formulación propuesta por Gómez-Pina (2000) (Figura 9).

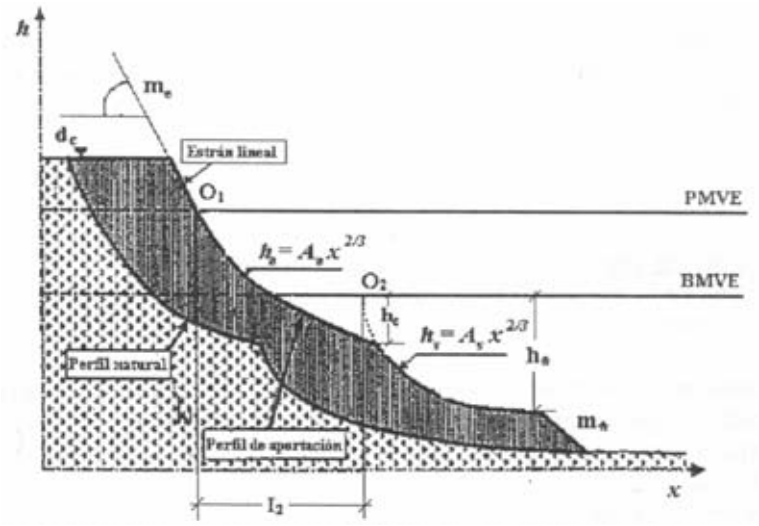


Figura 9.- Perfil biparabólico (Gómez-Pina, 2000)

Los parámetros de dicho perfil de equilibrio ('A_e' de la parábola emergida, 'A_s' de la parábola sumergida, 'l_2' distancia horizontal entre polos de las parábolas), se han calibrado (Figura 10) a partir de los perfiles analizados en la playa de Santa María del Mar, regenerada con arena procedente del yacimiento de Placer de Meca, del cual también se extraerá la arena para la nueva playa.

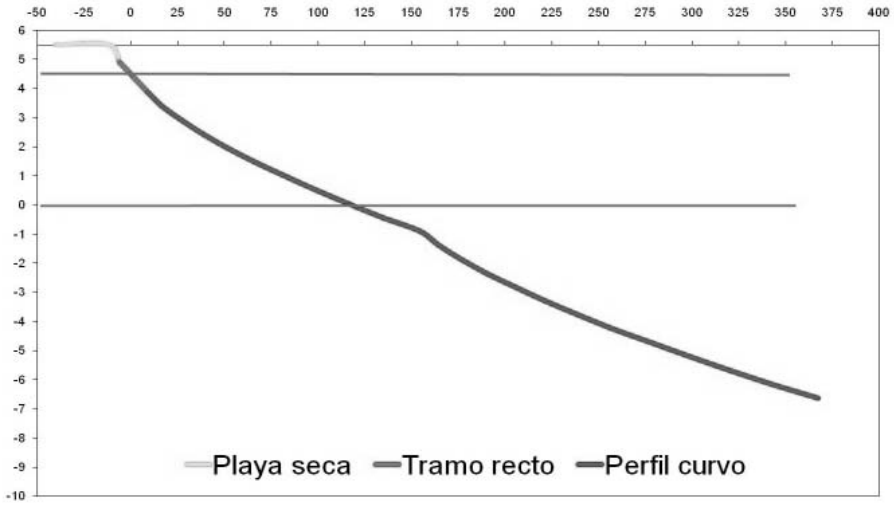


Figura 10.- Perfil resultante del ajuste

Acondicionamiento del borde litoral

El acceso a la nueva playa se puede realizar por tres puntos diferentes. El primero de ellos es el acceso a través de la escalera norte, que se encuentra frente calle Barcelona y mantiene su alineación (Figura 11).

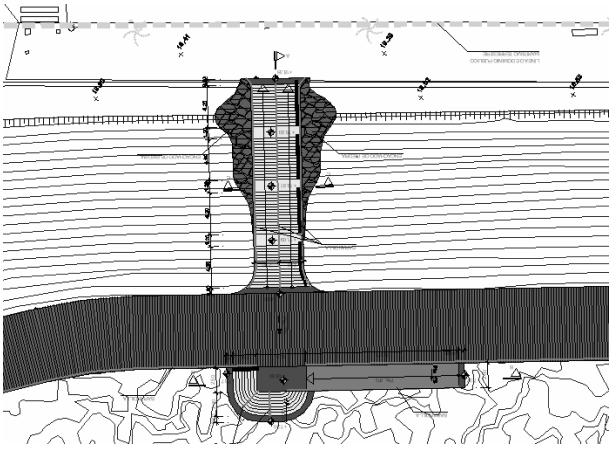


Figura 11.- Acceso norte frente a C\Barcelona

Entre la playa de Baluarte y la playa de Santa María del Mar, se proyecta un acceso que consiste en una escalera de acceso al paseo que transcurre por encima del muro de contención, y una rampa de acceso que tiene su origen en la rampa de acceso actual de la playa de Santa María del Mar (Figura 12).

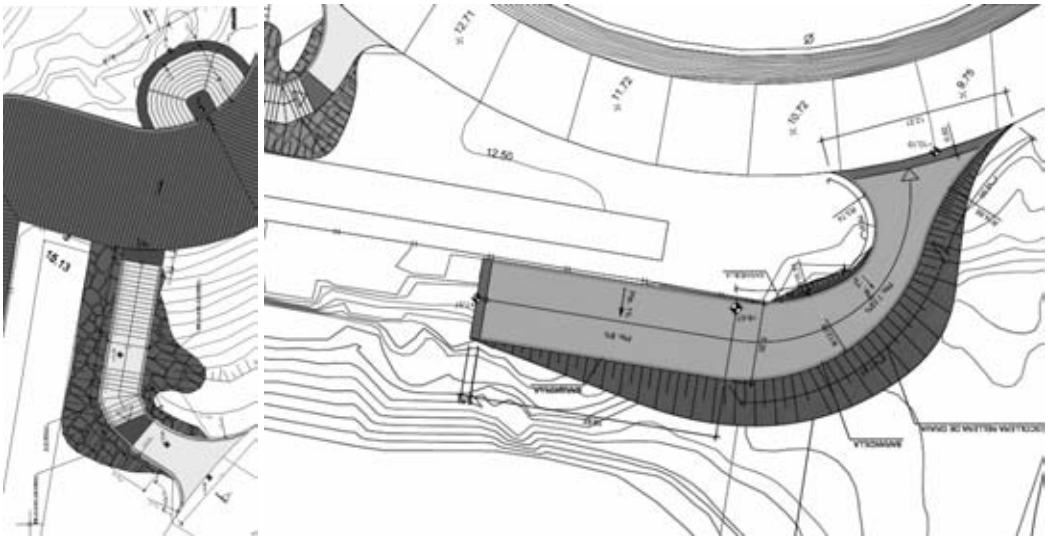


Figura 12.- Escalera y rampa de acceso desde rampa de la playa de Santa María del Mar

Los tres caminos de acceso conectan con la plataforma del paseo longitudinal que transcurre por encima del muro de contención (Figura 13).

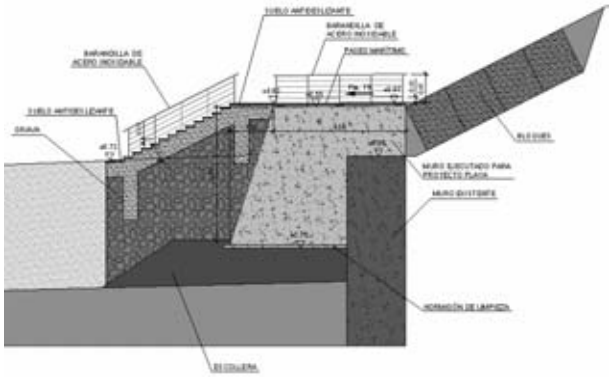


Figura 13.- Plataforma del paseo longitudinal y escalera de acceso a la playa

PLAZO DE EJECUCIÓN Y PRESUPUESTO

El plazo previsto para la ejecución de la obra, teniendo en cuenta la afección que produce la carrera de marea sobre los rendimientos y proceso constructivo, es de 17 meses. En la recogida, transporta y colocación de los bloques cúbicos de hormigón intervienen dos equipos simultáneamente para evitar la necesidad de acopio de bloques, dada la escasez de espacio en la zona de la obra.

La secuencia de ejecución consiste en reparación y prolongación del espigón, y retirada simultánea de bloques de la defensa de costa actual, construcción del nuevo muro de contención, aporte de arena, y ejecución de accesos y plataforma del paseo longitudinal.

El Presupuesto de Ejecución Material de la obra es de unos siete millones de euros, de los cuales un millon y medio se emplean en la prolongación del espigón y construcción de la nueva defensa de costa, y cuatro millones trescientos mil euros, en la regenración de la playa mediante aportación de arena procedente del yacimiento anteriormente mencionado.

CONCLUSIONES

La actuación proyectada presenta varias ventajas. La primera de ellas es la reutilización de los cubos de hormigón, tanto en el espigón de protección de playa, que reduce la necesidad de colocar escollera de gran tamaño, como en el revestimiento del pie del talud posterior, con la eliminación del riesgo derivado de la presencia de los cubos de hormigón en una zona accesible, y que a su vez garantiza la protección del borde litoral. La segunda de las ventajas es que se consigue una solución funcional, a través de los accesos mediante escaleras, rampa de acceso y paseo longitudinal sobre la defensa de costa. Finalmente, la obra propuesta optimiza el volumen de arena necesario para obtener un ancho de playa superior a 35m en situación de pleamar, cumpliendo con el objetivo de ofrecer una nueva zona de esparcimiento y baño a los ciudadanos y turistas de Cádiz.

REFERENCIAS

Gonzalez, M., Medina, R., Bernabeu, A. M., Vidal, C., Galofré, J. (2001). Modelado de la morfodinámica de playas por medio de formulaciones de Equilibrio. Física de la Tierra, 2001 (13), p. 95.

Gómez-Pina G, 2000, “Modelo Biparabólico de Cuantificación de Perfiles de Playa en Mares con Marea Basado en Datos de Campo del Litoral Español”. Tesis Doctoral depositada en la E.T.S. Ingenieros de Caminos de Madrid, Departamento de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Medio Ambiente.

NUEVO REMOLCADOR ASIMÉTRICO SDM ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EN OLAS MEDIANTE ENSAYOS EN MODELO Y SIMULACIONES EN TIEMPO REAL

Ismael Verdugo1 , José Ramón Iribarren1, Juan Ignacio García Tuñón2

1 SIPORT XXI, S.L. Chile, 8. 28290 Las Matas (Madrid) siport21@siport21.com
2 REYSER, S.L. Muelle Evaristo Fernández, s/n 08039 (Barcelona) tunon@reyser.com

INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de valorar con precisión las capacidades de sus nuevos remolcadores SDM (Ship Docking Module), REYSER (Remolques y Servicios Marítimos, S.L.) y SEACOR (Seabulk) encargaron a SIPORT XXI un trabajo de Simulación de Maniobras de Remolque y Escolta con dichos remolcadores. Para desarrollar el modelo numérico del remolcador se solicitó a MARIN (Maritime Research Institute The Netherlands) un estudio previo basado en la aplicación de ensayos en modelo reducido y apoyados en el uso de modelos numéricos. Los coeficientes del modelo matemático se obtuvieron a partir de tres series de ensayos independientes:

- Ensayos PMM en aguas profundas
- Ensayos de maniobra
- E. de escolta y comportamiento en la mar

CARACTERÍSTICAS DEL REMOLCADOR

El remolcador SDM cuenta con dos propulsores azimutales situados uno a cada banda. El propulsor de estribor está ubicado a proa mientras que el de babor está a popa. El remolcador dispone además de 2 quillotes en proa y popa en el plano de crujía.

Se trata de un remolcador con una potencia de tiro a punto fijo de 75 toneladas. Su disposición en planta presenta forma “elíptica” (Lbp/B=1.89) que le confiere buena estabilidad, reduciendo el balance, evitando la pérdida de potencia observada en otros modelos debida a la disminución de calado. Por otro lado, los remolcadores SDM presentan mayor rapidez en las maniobras y en los desplazamientos laterales.

Tabla 1. Características del remolcador

Remolcador *“SDM”*	
Loa	27,552 m
Lbp	26,840 m
B	15,250 m
T	1,500 m
Disp	423.353 t
GM t	8,360 m
KG	4,043 m
KB	0,799 m
KM	11,604 m
Cb	0,722

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

MARIN construyó el modelo de remolcador SDM en madera a escala 1:10.833 a partir de la información aportada por REYSER, con dos propulsores azimutales y dos quillotes.

Tabla 2. Dimensiones del modelo

Modelo *"SDM". Escala* 1:10.833	
Loa	2,54 m
Lbp	2,48 m
B	1,41 m
T	1,38 m

Figura 1. Modelo en Madera

Figura 2. Modelo en Madera

ENSAYOS PMM EN AGUAS TRANQUILAS

La finalidad de los ensayos es investigar las fuerzas hidrodinámicas generadas por el buque, su sistema de propulsión así como las interacciones entre ambos. Durante los ensayos a escala se han medido fuerzas longitudinales, transversales y momentos de guiñada generadas por la disposición asimétrica de los propulsores. Los resultados de los ensayos se utilizarán para desarrollar un modelo matemático del remolcador que incluirá todas las tendencias observadas.

Los ensayos con modelo cautivo se llevaron a cabo en el canal de experiencias hidrodinámicas de aguas profundas de MARIN. Los ensayos realizados se corresponden a condiciones de aguas profundas debido a las características del canal y la escala del modelo. Durante los ensayos, el modelo permanece conectado y cautivo a un sub-carro que puede moverse en dirección transversal con respecto a la piscina, y que a su vez está conectado al carro de remolque. El modelo se ve forzado por el mecanismo de movimiento planar (PMM) a realizar la maniobra requerida ajustando la posición longitudinal y transversal del sub-carro en la piscina, combinándolo con el ajuste del ángulo de guiñada del modelo.

Se realizaron diferentes ensayos con modelo cautivo para poder medir las fuerzas y momentos. El modelo con o sin apéndices se ha fijado al carro de remolque por una estructura con 6 grados de libertad, por lo que es posible medir 3 fuerzas y 3 momentos actuando sobre el buque.

El modelo cautivo es remolcado sobre la piscina con ángulos de deriva, ángulo de los propulsores y condiciones de velocidad prefijadas durante la toma de datos de las pruebas de tiro y deriva pura. En cuanto a los ensayos sinusoidales, el buque es forzado a efectuar movimientos oscilatorios armónicos. La velocidad del carro principal se ajusta para mantener constante la velocidad total del modelo.

Figura 3. Ensayo PMM

En resumen, se realizaron un total de 414 ensayos (repartidos en 13 series) a partir de los cuales realizados, se obtienen coeficientes que describen el comportamiento del remolcador, relativos a los siguientes campos:

- Resistencia al avance
- Fuerzas de los propulsores
- Interacción entre propulsores
- Fuerzas de deriva sobre el casco
- Fuerzas de guiñada sobre el casco

Conclusiones de los ensayos PMM

• La precisión en las fuerzas medidas sobre el casco es satisfactoria.
• Los resultados se han utilizado para modelizar tanto el efecto de la guiñada como el combinado de guiñada y deriva sobre las fuerzas en el casco.
• El modelo matemático de maniobra clásico de tercer grado no es suficiente para modelizar el singular modo de operación del remolcador SDM y su disposición general. Se han calculado términos de mayor orden a partir de los ensayos para describir las fuerzas que actúan sobre el casco.
• La interacción entre propulsores, casco y quillotes no puede ser despreciada y ha sido necesario modificar la definición clásica de un propulsor azimutal para tenerla en cuenta.
• El modelo matemático obtenido representa correctamente las fuerzas medidas.

MODELO MATEMÁTICO EN AGUAS TRANQUILAS

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos PMM, MARIN desarrolló un modelo matemático preliminar del remolcador SDM en aguas tranquilas para su utilización en el simulador de SIPORT XXI en Madrid. El modelo definitivo incorporará el comportamiento en olas. No obstante se llevaron a cabo varias pruebas en el

simulador con el personal técnico de SIPORT XXI y patrones de remolcador de REYSER con dos objetivos principales:

- Familiarización de los patrones con el simulador
- Calibración preliminar del comportamiento del remolcador en puerto

Figura 4. Modelo preliminar simulador

ENSAYOS DE MANIOBRA Y SIMULACIONES EN AGUAS PROFUNDAS

El principal objetivo de los ensayos de maniobra fue el de **validar el modelo matemático** de **maniobra en aguas tranquilas** obtenido a partir de los ensayos PMM. Con este fin, se llevaron a cabo maniobras de zig-zag, círculo de maniobra y pull-out para determinar las características de maniobra del remolcador SDM. Además se simularon los mismos ensayos con la herramienta de simulación **SURSIM** y se compararon los resultados con los ensayos como forma de validación.

Se realizaron un total de 12 ensayos en el canal de maniobra y comportamiento en la mar, en aguas tranquilas, con un calado de 1,5 m (sin quillotes) y a la misma velocidad.

Además se realizó una comparación entre las curvas rpm-velocidad medidas a escala real y las simulaciones para validar los modelos de propulsores, en condiciones de navegación longitudinal y de través, obteniendo unos resultados iniciales muy satisfactorios.

También se compararon con suficiente garantía los gráficos de tiro a punto fijo en función de las rpm para evaluar la respuesta inicial del remolcador en labores de escolta.

A partir de los ensayos realizados se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La comparación entre las medidas de los ensayos a escala y las simulaciones de las maniobras de **zig-zag** indican que el control de la guiñada y las características iniciales de giro se reflejan correctamente por medio del modelo numérico.
- A partir de los **círculos de evolución** se ha observado que la asimetría del buque y las interacciones están bien modelizadas.
- La curva de **pull-out**, realizada tras completar el círculo de evolución, muestra una disminución de la velocidad de giro desde que los propulsores se colocan a la vía. Además se han llevado a cabo las **maniobras de espiral** a 5 nudos para obtener la relación entre el ángulo del propulsor y la respuesta del remolcador. Se ha observado que el buque presenta **muy buena estabilidad dinámica**.

ENSAYOS DE ESCOLTA Y SEAKEEPING

El principal objetivo de los ensayos es comprobar la operatividad y seguridad del diseño del remolcador trabajando **con olas**. Estos ensayos se utilizarán además para calibrar el modelo matemático elaborado previamente para aguas tranquilas, ahora con condiciones de trabajo más realistas.

Inicialmente se ajustó la distribución de pesos, los radios de inercia, el GM y el periodo natural del modelo.

Los ensayos se han llevado a cabo en un canal de 170 m * 40 m * 5 m de longitud, anchura y profundidad respectivamente. El carro de remolque, que transporta el equipo de medidas y al personal, puede navegar a lo largo de todo el canal. El canal está equipado con un generador de oleaje de tipo flap con 331 paletas individuales de 0,6 m de ancho, cada una controlada por un servomotor independiente. Este sistema facilita la generación de olas regulares e irregulares, tanto de periodo corto como largo, en direcciones más o menos arbitrarias por todo el canal. Una playa en el lado opuesto del canal absorbe las olas para evitar reflexiones. El **modelo está autopropulsado** en los ensayos realizados.

Se realizaron ensayos con el cabo de remolque situado en dos puntos sobre la cubierta del remolcador: un primero a popa y un segundo punto a la altura de la maestra. La longitud del cabo de remolque varía dependiendo del punto de conexión. La resistencia del cabo de remolque se corresponde a 2,1% de elongación a la Máxima Carga de Rotura (MBL). La elongación en el punto de rotura es del 22,5%. También se ensayaron diferentes posiciones del cabo de remolque sobre el buque escoltado.

El procedimiento utilizado durante los ensayos fue diferente según se llevase a cabo con **autopiloto o con patrones de remolcadores** SDM del Puerto de Barcelona. El sistema de control del remolcador utilizado en los ensayos representa el mecanismo utilizado en los barcos reales. Durante los ensayos, el carro de remolque hace las labores de buque escoltado que navega a velocidad y rumbo constantes. Al variar la posición del punto de remolque sobre el carro el ángulo del cabo cambia. Durante las maniobras gobernadas manualmente, el patrón de remolcador se sitúa sobre una plataforma detrás del modelo. La plataforma está fija al carro y lleva un sistema de control muy parecido al sistema disponible en el puente del remolcador real.

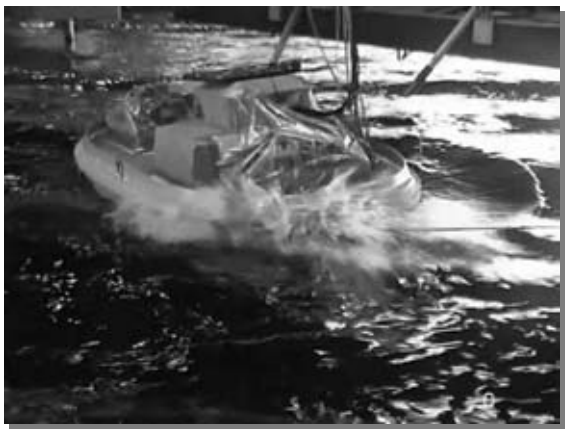


Figura 5. Ensayo de escolta en olas

Se han mmidieron los siguientes valores durante los ensayos:

- Movimientos. 6 grados de libertad del buque
- Aceleraciones
- Altura de ola
- Movimientos relativos en 3 puntos del casco
- Ángulos de los propulsores
- Velocidad y rpm de los propulsores, par y empuje
- Fuerzas sobre los propulsores
- Aceleraciones en el punto de referencia
- Movimientos de deriva, vaivén y guiñada debidos al oleaje en frecuencias bajas

Selección de las condiciones de simulación

Antes de realizar los ensayos, se realizó una serie de cálculos mediante un software específico, **PRECAL**, para optimizar el programa de ensayos y asegurar que se seleccionan las condiciones más relevantes para conseguir los objetivos del estudio. PRECAL es un código para el cálculo del seakeeping en el dominio de la frecuencia, basado en la teoría de la difracción en 3D (con flujo potencial). El programa realiza cálculos tanto con velocidad como con velocidad nula. La obra viva del casco se modeliza por medio de unos 1000 paneles rectangulares. Una vez panelizado, se corre el programa para una serie determinada de condiciones (altura de ola y periodo, velocidad del buque, trimado, velocidad y apéndices).

Los resultados preliminares mostraron que los movimientos del buque potencialmente peligrosos se presentan en una banda de frecuencia muy estrecha dentro del rango total en el opera el barco. Se encontraron valores altos para los movimientos de balance y cabeceo en el rango de frecuencias de 1.0 a 1.5 rad/s, equivalente a periodos ente 6.3 y 4.2 s.

Finalmente, el periodo crítico del buque obtenido con PRECAL fue de 4.8 s, pues es el que mayores movimientos le provoca. Sin embargo es importante destacar que al alejarse de dicho periodo, el comportamiento del buque mejora sensiblemente. En otras palabras, se trataba de estudiar la peor condición con la que se va a encontrar el remolcador, que además se corresponde con una situación muy específica dentro de todo el espectro de frecuencias.

Adicionalmente, se tuvo en cuenta una situación operativa de la zona del Norte de España, caracterizada por periodos de oleaje más largos. Además esta zona es un área de especial interés para el desarrollo del proyecto.

El oleaje se definió a partir de los espectros de oleaje más típicos. Por un lado el Pierson Moskowitz, estándar de la ITTC, es el espectro que representa los oleajes desarrollados y por otro el espectro Jonswap, más típico de temporales. La siguiente tabla resume las condiciones seleccionadas para el estudio:

Tabla 3. Condiciones estudiadas

	Altura de ola	**Periodo**
Caso 1	1.88 m	4.88 s
Caso 2	2.50 m	10.00 s

Criterios para el análisis de operatividad

Las características de los movimientos del buque, el clima relativo al oleaje y los umbrales máximo tolerable definen el comportamiento del buque. En el presente

estudio, los límites tolerables están relacionados con criterios relativos al confort de la tripulación (mareo, trabajo a bordo...) y con la seguridad (embarques de agua, emergencias de la proa y aceleraciones máximas).

El punto de referencia en el estudio ha sido el puente de navegación, situado en el plano de crujía, a 7.5 m sobre la línea de base y 3.6 m hacia proa desde la maestra.

Los criterios para el estudio del comportamiento en la mar se tomaron del estudio **Nordforsk** (N) que identifica distintos tipos de trabajos a bordo de un buque. Por otra parte se ha observado que los patrones de remolcadores son capaces de sobrepasar los criterios de comportamiento en la mar de la **OTAN**. Por ello se decidió tener en cuenta los criterios del proyecto **SAFETUG** (S) y utilizarlos en el estudio de las labores de escolta (El SAFETUG es un grupo internacional de trabajo iniciado a comienzos de 2005, cuyo principal objetivo es estudiar el comportamiento en olas de los remolcadores de escolta. El proyecto está liderado por MARIN y cuenta con importantes compañías petrolíferas, transportistas de gas, constructores de remolcadores, consultoras,...). Dichos criterios prácticamente duplican los de la OTAN. Es necesario destacar que los criterios relativos a las aceleraciones son para un hombre en pie. Los criterios aplicables para un hombre trabajando sentado en la silla de un puente son hasta la fecha desconocidos. La siguiente tabla muestra los criterios utilizados:

Tabla 4. Criterios utilizados

Respuesta del buque	**rms** V. cuad.med		**SSA** Semiamplitud		**SDA** Ampl total	
	N	**S**	**N**	**S**	**N**	**S**
Balance [º]	7	6	6	12	12	24
Acel.Trans [º]	0.07	0.15	0.14	0.3	0.28	0.6
Acel. Vert [g]	0.1	0.2	0.2	0.4	0.4	0.8

Además se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- Nivel de agua embarcada en proa aceptable
- Nivel de agua embarcada en popa aceptable
- La carga de frenado máxima se ha tomado como 5 veces el tiro a punto fijo

Resultado de los ensayos

El comportamiento del buque observado durante los ensayos de comportamiento en la mar y escolta fue francamente bueno. Las condiciones operativas del buque quedaron bien reflejadas en ambas series de ensayos. Por lo tanto se espera que los valores medidos en el modelo durante los ensayos encajen correctamente al estudiar el comportamiento del buque a escala real.

En los ensayos de escolta, la situación del punto de remolque fue decisiva para mantener el remolcador estable durante la maniobra. Los ensayos con el punto de remolque a la mitad del buque no tuvieron éxito pues el buque se mantuvo muy inestable. El cabo de remolque estaba relativamente bajo sobre el buque asistido respecto a una situación real. Por esta razón, los valores obtenidos en los ensayos pueden estar sobreestimados para las operaciones de escolta reales. Por otra parte, este aspecto se analizará con mayor profundidad pues en las pruebas realizadas por REYSER con el buque real la inestabilidad parece ser perfectamente controlable hasta 5 n.

Comportamiento en la mar. Resultados

El balance significativo se encuentra por lo general por encima del criterio Nordforsk para el remolcador estudiado con mares de través, que por otra parte son los que más balance deben provocar. Sin embargo, los criterios obtenidos del proyecto SAFETUG, establecieron que tripulaciones entrenadas y acostumbradas a trabajar en condiciones exigentes, son capaces de **aguantar mayores límites operativos**. De acuerdo con los criterios establecidos en el SAFETUG, las amplitudes de los movimientos medidas están dentro de los umbrales para tripulación especializada. En el caso de las aceleraciones verticales, los valores observados se encuentran por debajo de los límites establecidos estándar (Nordforsk) en todas las condiciones estudiadas.

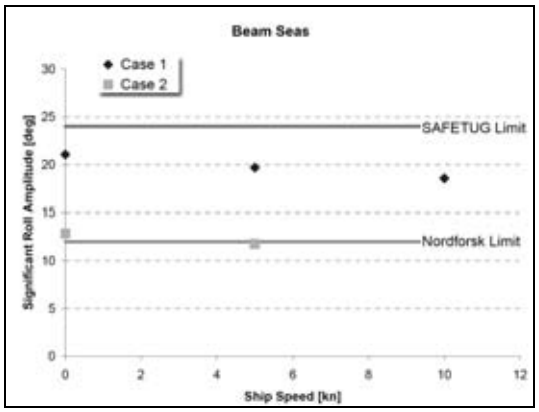


Figura 6. Balance para mares de través

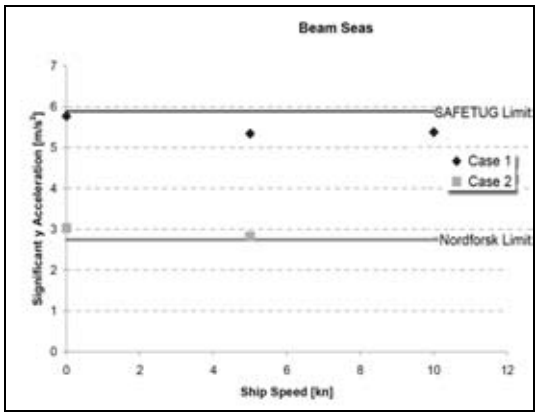


Figura 7. Ac. transversal mares de través

Escolta en olas. Resultados

La capacidad de escolta del remolcador está claramente dentro de límites aceptables incluso en condiciones extremas. La amplitud de los movimientos y aceleraciones están en la mayor parte de los casos por debajo de los límites Nordforsk excepto en el caso de las aceleraciones laterales con tiro directo. Sin embargo, todos los valores están bajo los límites de los criterios establecidos en el SAFETUG. Tanto la capacidad de tiro directo como indirecto del remolcador SDM se considera totalmente buena. Las figuras que se muestran a continuación, presentan los resultados (balance y aceleración transversal) de los ensayos realizados con ángulos del cabo de remolque γ=30º.

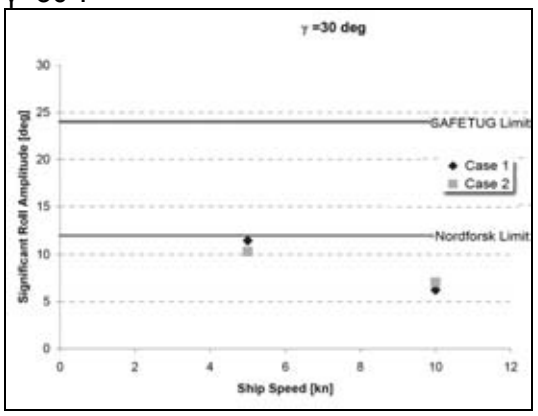


Figura 8. Balance para γ =30º

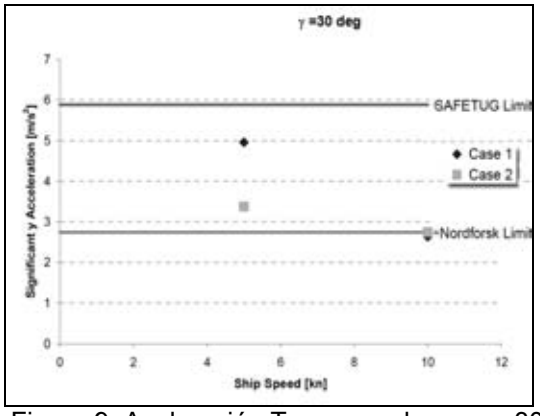


Figura 9. Aceleración Transversal para γ =30º

PRÓXIMOS ESTUDIOS

Una vez comprobada la capacidad de trabajo del remolcador SDM, se utilizaron los resultados obtenidos en este estudio para generar un **modelo numérico** del remolcador que implementa el comportamiento del buque escoltando en olas. El modelo se utiliza para realizar las simulaciones en tiempo real en los simuladores de **SIPORT XXI**. De esta forma es posible:

Figura 10. Simulador en tiempo real

- Realizar entrenamiento de los patrones: El patrón de remolcador utiliza un puente secundario conectado al buque remolcado, que opera un Capitán o Práctico desde el puente principal

- Estudiar nuevas estrategias de maniobra

- Comprobar la eficacia del remolcador en diferentes condiciones y entornos

- Analizar la capacidad de gobierno en escolta del remolcador SDM

- La posibilidad de utilizar dos puentes simultáneamente permite trabajar al remolcador conectado al buque de trabajo de forma más realista.

Figura 11. Simuladores de Maniobra Siport XXI: Puesto de Control, Puente Principal y Puente Secundario

SIMULACIÓN DEL ACCESO Y LA SALIDA EN CONDICIONES OPERATIVAS EXIGENTES DE BUQUES DE CARGA RODADA EN EL PUERTO DE SANTANDER

J.M. Montero Montalvo, J. Fernández Prisuelos

Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), Ministerio de Fomento, c/ Antonio López 81, 28026 Madrid, Jose.M.Montero@cedex.es; Jesus.Fernandez@cedex.es

INTRODUCCIÓN

El Ente Público Puertos del Estado, a petición de la Autoridad Portuaria de Santander, encargó al CEDEX un estudio de maniobrabilidad de buques de gran superficie de obra muerta, a fin de explorar su acceso y salida del puerto en condiciones meteorológicas severas y auxiliados por remolcadores. El estudio se concretó a las maniobras de grandes carcarriers que operan en el muelle Raos 8, el cual constituye, junto al Espigón Central de Raos, la tercera vía de carga y descarga de automóviles del puerto de Santander.

Este estudio se llevó a cabo con el simulador de navegación y maniobras POLARIS desarrollado por Konsgberg Norcontrol (Noruega) y adaptado por el CEDEX para aplicaciones portuarias (diseño, seguridad, etc.). Para ello se construyó un modelo visual del puerto de Santander con las obras acometidas en el Espigón Central de Raos, la imagen de radar del mismo y los modelos numéricos del barco, la batimetría, las corrientes y las condiciones meteorológicas.

Los objetivos del estudio se orientaron a analizar la dificultad de las maniobras de acceso y atraque con la formación de remolcadores empleada habitualmente con buques de esta clase, profundizando en la capacidad de los medios de remolque en función de la severidad de las condiciones meteorológicas.

Asimismo, se realizaron nuevas maniobras de acceso empleando otras formaciones de remolcadores con el fin de explorar con mayor precisión las condiciones meteorológicas límite de acceso y ofrecer a la Autoridad Portuaria algunas orientaciones en cuanto al uso y aprovechamiento de los medios de remolque.

También se comprobó la fuerza necesaria de las estachas durante el atraque y la estancia en el muelle en las condiciones meteorológicas más duras y finalmente, se analizó la posible interferencia del carcarrier objeto de estudio con un buque atracado en el rincón del Muelle Raos 7.

CONDICIONES DE LA SIMULACIÓN

Disposición en planta y batimetría

El modelo visual del área objeto de estudio abarca desde la recalada de los barcos, al norte de la isla de Mouro, hasta el sur del Espigón Central de Raos. Los detalles de la disposición en planta y los dragados fueron aportados por la Autoridad Portuaria de Santander. La planta general se muestra en la Figura 1

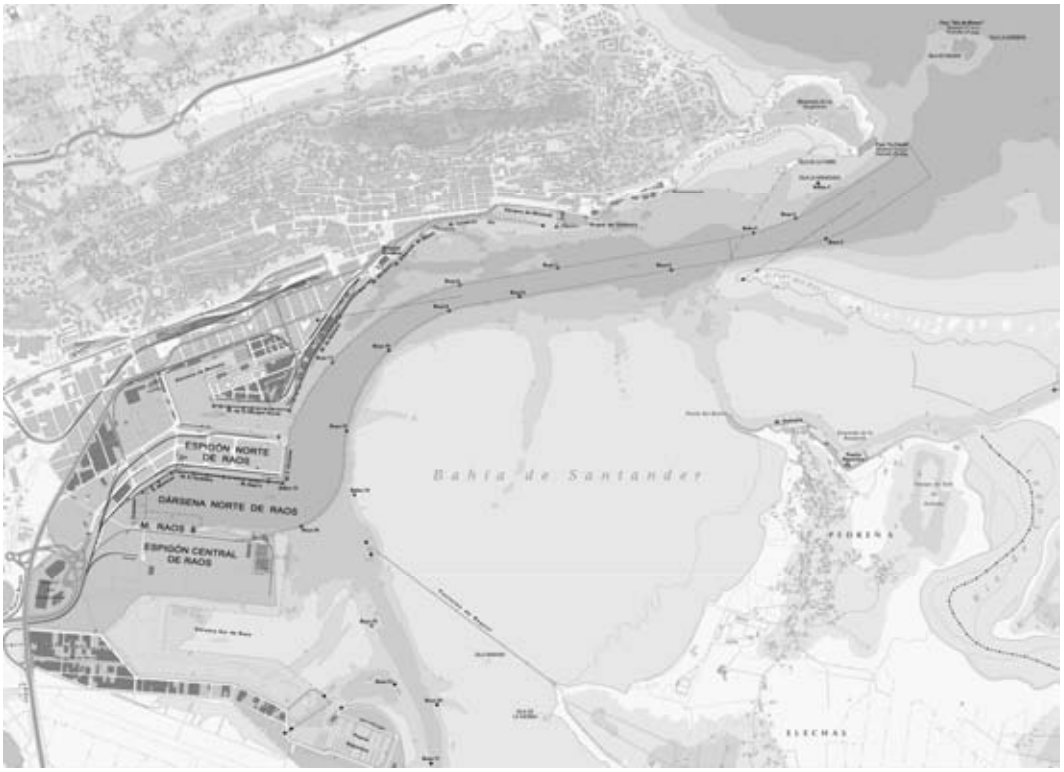


Figura 1. Planta general de la Bahía de Santander

Condiciones meteorológicas

Las condiciones meteorológicas analizadas comportaron vientos del SW y del SSW de 15, 25 y 30 nudos de velocidad media con fuertes ráfagas que alcanzaban una punta de intensidad igual a 1,5 veces su correspondiente valor medio. A estos vientos se sumaron las corrientes máximas ocasionadas por mareas vivas llenantes y vaciantes. Adicionalmente se analizaron algunas maniobras con vientos racheados de 35 nudos

de velocidad media soplando de través al muelle, a fin de explorar con mayor precisión la intensidad límite de acceso y atraque de los buques en cuestión.

El oleaje considerado fue de dirección NNW que es claramente la más frecuente. Su altura máxima en el exterior se eligió de forma que fuera compatible con el embarque de los prácticos. La corriente en cada zona de la bahía y del canal se modeló conforme a los resultados del estudio titulado “Medidas de corrientes en la Bahía de Santander y en la zona adyacente por medio de flotadores” llevado a cabo por el Departamento de Física del Instituto Español de Oceanografía en 1984.

En la Tabla 1 se exponen detalladamente el conjunto de condiciones meteorológicas analizadas. El viento se expresa dando el valor medio y el valor máximo de la ráfaga dentro de cada condición, dado el carácter racheado del mismo.

Corriente	Viento Dirección	Viento Vel. Media (n)	Viento Vel. Máxima (n)	Oleaje NNW Hs (m)
LLENANTE (1 nudo)	SSW	15	20	1,5
		25	35	2,5
		30	40	3,0
		35	55	3,5
	SW	15	20	1,5
		25	35	2,5
		30	40	3,0
VACIANTE (1 nudo)	SSW	15	20	1,5
		25	35	2,5
		30	40	3,0
	SW	15	20	1,5
		25	35	2,5
		30	40	3,0

Tabla 1. Condiciones meteorológicas analizadas

Características del buque analizado

El buque objeto de estudio fue un ro-ro de transporte de automóviles de 198 metros de eslora, representativo de los barcos de esta clase que operan en la actualidad en el Muelle de Raos 8 y está previsto que continúen haciéndolo en el futuro. Su forma, su obra muerta y sus características hidrodinámicas han sido modeladas matemáticamente conforme a las del buque real “Fígaro”, que responde a un nivel de exigencia medio-moderado de maniobrabilidad, por lo cual se puede considerar que en este aspecto, el estudio quedó del lado de la seguridad. Sus características principales se muestran en la Tabla 2.

Eslora total	198,00 m
Eslora entre perpendiculares	190,00 m
Manga	32,25 m
Calado a plena carga	7,50 m
Desplazamiento a plena carga	26.500 t
Peso muerto	8.393 t
Potencia instalada	13.501 kw
Revoluciones	106 rpm
Velocidad de servicio	20,64 n
Diámetro de la hélice	6,0 m
Hélice de proa	1.100 kw

Tabla 2. Características del buque objeto de estudio

Remolcadores

La formación actual de remolcadores empleada en el puerto de Santander para las maniobras con buques de clase y porte semejante al que es objeto de estudio consiste en tres unidades cuyas características principales se especifican en la Tabla 3

Nombre	Potencia (hp)	Tiro teórico a punto fijo (t)	Tiro máximo simulado (t)	Tipo de propulsión	Longitud del cable de remolque (m)
TRHES	1650	22	20	Hélice de paso fijo en tobera	50
NUHEVE	4400	55	50	2 Propulsores azimutales	Variable, cabo a la maquinilla
ESCOTA	2585	41.5	30	Hélice de paso variable en tobera	45

Tabla 3. Características de los remolcadores

La experiencia aconsejó corregir el tiro de los remolcadores por razones de envejecimiento de la planta propulsora, de mantenimiento, o por diferencias de rendimiento atribuibles a la compenetración entre el patrón y el práctico; de modo que el tiro que se adoptó para los remolcadores fue el tiro máximo simulado de la Tabla 3. Esto supuso trabajar en la simulación de las maniobras con un tiro de remolcadores realista, a parte de dejar al estudio del lado de la seguridad.

Normalmente el remolcador de mayor potencia se amarró por popa con cabo del propio remolcador dado a la maquinilla, el de menor potencia se amarró por largo a proa con suficiente longitud de cabo para trabajar por una banda u otra según lo

pidiera la maniobra y finalmente, el de potencia intermedia se dejó suelto acompañando, listo para emplearse de carnero a partir del reviro en adelante.

Con objeto de aportar una orientación sobre la eficacia de los remolcadores en las condiciones meteorológicas más duras, se tantearon tres formaciones de remolcadores en combinación con el thruster de proa, a saber:

- La formación actual (20/30/50): 20 t a proa, 30 t en la mediania y 50 t a popa
- Nueva formación (30/50/50): 30 t a proa, 50 t intermedio y 50 t a popa
- Nueva formación (--/50/50): 50 t a proa durante el reviro, pasando después a empujar por la mediania, y 50 t a popa

En todos los casos los remolcadores de 50 toneladas de tracción a punto fijo fueron de propulsión azimutal y su maniobrabilidad supera a la de los restantes.

Casos analizados

Se analizaron un total de 23 casos de simulación obtenidos, en general, por la combinación de la corriente (llenante o vaciante) con la dirección del viento (SW o SSW) y la intensidad del mismo (15,25, 30 y 35 nudos) junto con la formación de remolcadores. Las combinaciones resultantes se recogen en la Tabla 4.

Corriente	Dirección del Viento	Intensidad del Viento	Formación de Remolcadores	Número de Simulaciones
LLenante (1 nudo)	SSW	15	20 / 30 / 50	1
		25	20 / 30 / 50	4
			-- / 50 / 50	4
			30 / 50 / 50	2
		30	20 / 30 / 50	3
			-- / 50 / 50	4
			30 / 50 / 50	2
			50 / 50 / 50	2
		35	20 / 30 / 50	2
			30 / 50 / 50	2
	SW	15	20 / 30 / 50	2
		25	20 / 30 / 50	2
		30	20 / 30 / 50	1
Vaciante (1 nudo)	SSW	15	20 / 30 / 50	4
		25	20 / 30 / 50	5
			-- / 50 / 50	4
			30 / 50 / 50	5
		30	20 / 30 / 50	5
			-- / 50 / 50	2
			30 / 50 / 50	3
	SW	15	20 / 30 / 50	-
		25	20 / 30 / 50	1
		30	20 / 30 / 50	4

Tabla 4. Casos Analizados

Estudio en el simulador de maniobras

El estudio se llevó a cabo con el simulador de maniobra de buques POLARIS, desarrollado por KONGSBERG NORCONTROL (Noruega), perteneciente al segmento de los de categoría superior de entre los de su clase. Una panorámica del puente principal de navegación puede verse en la Figura 2.

Figura 2. Puente del simulador de maniobras de buques POLARIS del CEDEX

Para el desarrollo de las simulaciones se definió un conjunto de ficheros de datos, en los que se recogieron la disposición en planta y batimetría del puerto, las características del buque y los remolcadores, junto con las condiciones de corriente, viento, oleaje, etc. Por otra parte, se construyó un modelo gráfico del puerto, en el que se incluyeron todos aquellos elementos relevantes en la maniobra: costa, faros, diques, muelles, boyas, grúas, otros buques, etc.

Calibración del modelo

Los modelos hidrodinámicos y visuales fueron contrastados por la Autoridad Portuaria y la Corporación de Prácticos de Santander. Los prácticos llevaron a cabo diversas sesiones de trabajo en el simulador comprobando todos los detalles de las maniobras a realizar: los rumbos de referencia y la arrancada del buque en los diferentes tramos, la actuación de los remolcadores, los puntos clave en la evolución del buque, la estrategia de las maniobras y en general, aquellos aspectos relevantes para la simulación. Estas sesiones de trabajo permitieron “calibrar” el simulador en cuanto a la

reproducción del comportamiento dinámico del buque junto con aspectos muy concretos de las condiciones meteorológicas y ciertas referencias visuales a tener en cuenta en las diversas fases de las maniobras. Todo ello contribuyó a que el estudio presentara unas condiciones realistas y ajustadas a la forma habitual de operar en el Puerto de Santander.

Ejecución de las maniobras

Las maniobras en tiempo real fueron realizadas por un Capitán de La Marina Mercante desde una completa reproducción del puente del buque mientras observaba una imagen paisajística proyectada sobre una pantalla cilíndrica panorámica de 270 º de amplitud horizontal y 15,5m de diámetro. Un Auxiliar Técnico especialista controló el desarrollo de la simulación y eventualmente manejó los remolcadores desde un ordenador especialmente dedicado a estas tareas instalado en la sala de control. Previamente, el diseño de los casos de simulación, su configuración, la preparación y el análisis posterior de las maniobras simuladas corrió a cargo de un Ingeniero Naval, que también se encargó de la modelación numérica del buque que intervino en el estudio.

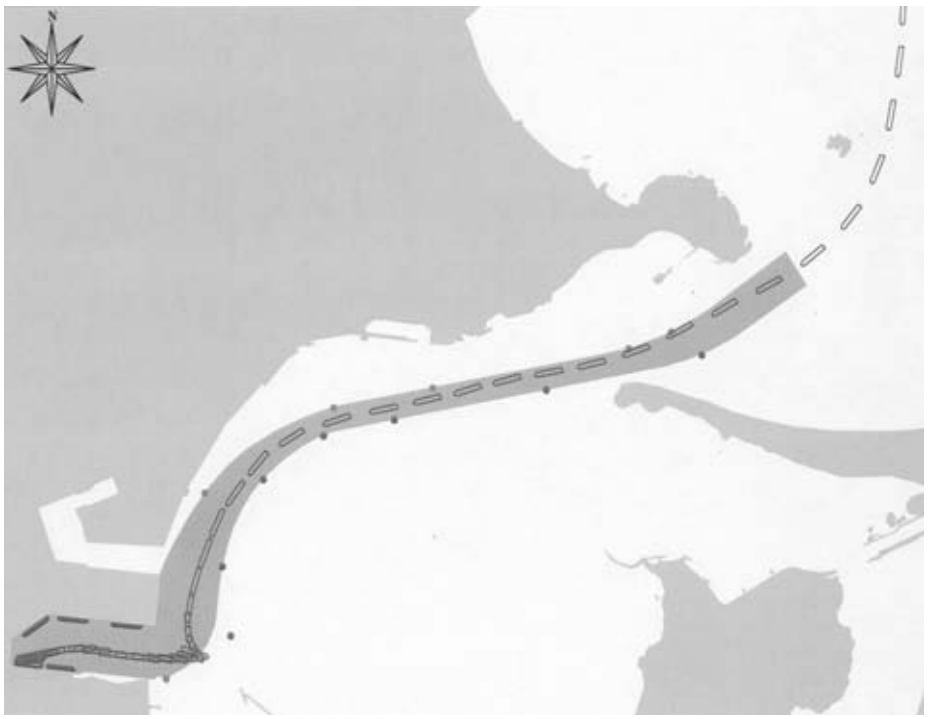


Figura 3. Gráfico de la trayectoria de la simulación. Navegación por el canal y acceso al Muelle de Raos 8

Resultados

Como resultado, se obtuvieron un gráfico con la trayectoria del barco y su imagen en planta trazada a intervalos de tiempo prefijados (figuras 3 y 5), el registro de las series temporales de distintas variables durante la maniobra (posición, velocidades, rpm de la hélice, ángulo del timón, rumbo, fuerzas de los remolcadores, etc.). De esta forma, al terminar la simulación puedieron elaborarse listados numéricos o gráficos de los valores de estos parámetros.

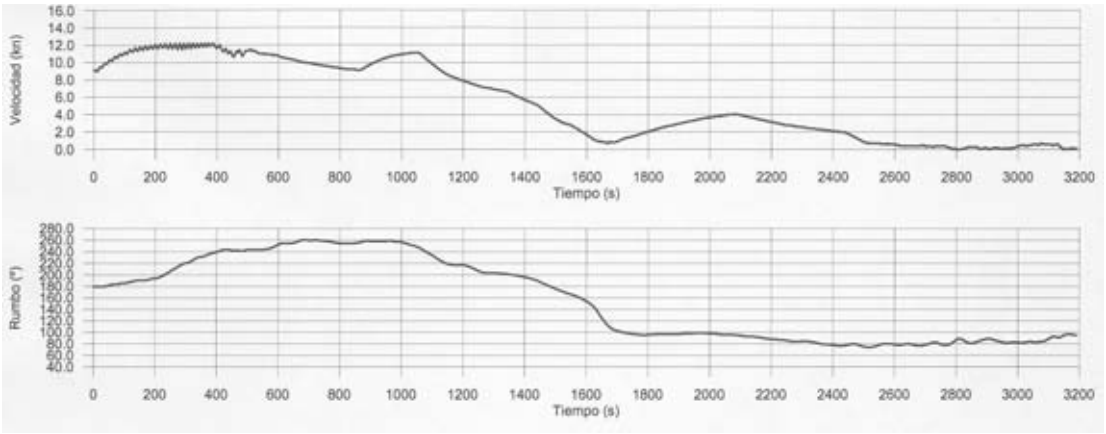


Figura 4. Ejemplo de gráfico de series temporales

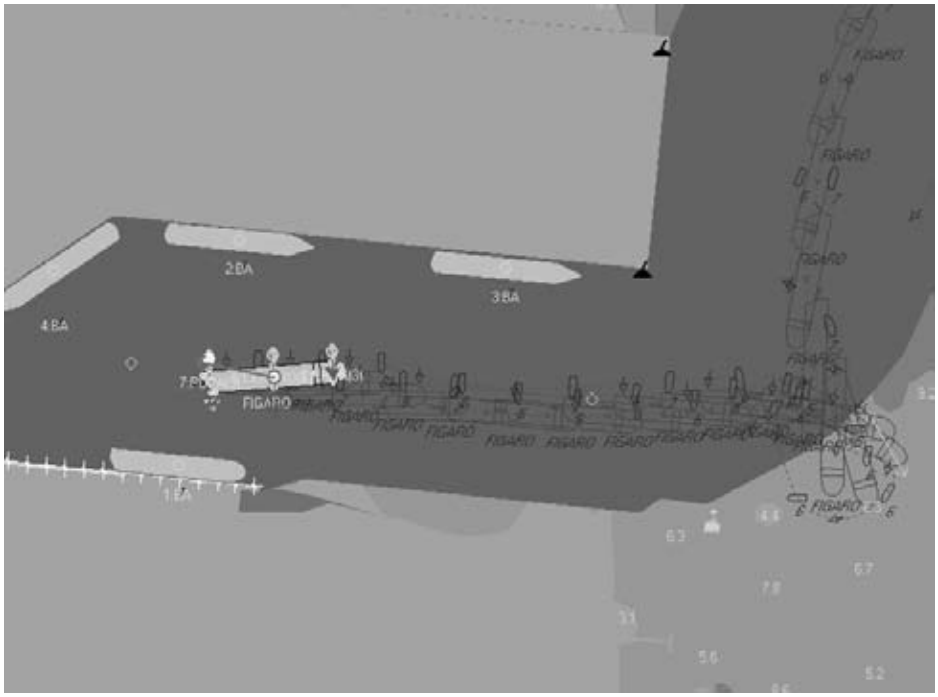


Figura 5. Detalle de la trayectoria del buque junto con los remolcadores en el acceso a la Dársena de RAOS

Seguidamente se efectuó un análisis de capacidad-eficacia de las diferentes formaciones de remolcadores, adoptando como parámetro umbral de referencia el 75% de la capacidad de tiro máxima efectiva. En caso de que la fuerza media del conjunto de los remolcadores superase dicho valor, se interpretó que la condición meteorológica en la que se realizó la maniobra fue muy exigente para la formación de remolcadores en cuestión. Un resumen de este análisis se ofrece en la Tabla 5 en el caso de vientos del SSW y corriente llenante máxima.

Viento SSW	Formación de Remolcadores	Reviro	Ciando	Atraque
15	20 / 30 / 50 (100 t)	40 t (40%)	30 t (30%)	50 t (50%)
25	20 / 30 / 50 (100 t)	60 t (60%)	50 t (50%)	75 t (75%)
	-- / 50 / 50 (100 t)	50 t (50%)	50 t (50%)	75 t (75%)
	30 / 50 / 50 (130 t)	75 t (60%)	60 t (45%)	90 t (70%)
30	20 / 30 / 50 (100 t)	75 t (75%)	60 t (60%)	90 t (90%)
	-- / 50 / 50 (100 t)	75 t (75%)	60 t (60%)	100 t (100%)
	30 / 50 / 50 (130 t)	80 t (60%)	70 t (55%)	100 t (75%)
	50 / 50 / 50 (150 t)	75 t (50%)	60 t (40%)	100 t (67%)
35	20 / 30 / 50 (100 t)	90 t (90%)	90 t (90%)	100 t (100%)
	30 / 50 / 50 (130 t)	90 t (70%)	110 t (85%)	130 t (90%)

Tabla 5. Viento SSW. Corriente Llenante. Uso de remolcadores. Tiro total empleado y porcentaje de la capacidad máxima

CONCLUSIONES

La maniobra de salida con los buques atracados proa afuera, a juicio de los prácticos y de los ingenieros y capitanes del CEDEX, no entrañó dificultad especial alguna en las condiciones meteorológicas analizadas con la formación de remolcadores actualmente empleada en el puerto.

La formación de remolcadores constituida por dos unidades de propulsión azimutal de 50 toneladas de tracción a punto fijo cada una (--/50/50) no aportó ventajas significativas respecto de la formación de remolcadores actual (20/30/50). Lo mismo

se dedujo de la formación de remolcadores (50/50/50) con respecto a la formación (30/50/50) para los vientos más duros analizados compatibles con el control del buque.

Con la formación de remolcadores actual (20/30/50) el acceso del carcarrier se desarrolló con pleno control en las condiciones meteorológicas que comportaron vientos del SSW de 25 nudos de intensidad media con rachas máximas de 38 nudos, tanto con mareas vivas llenantes como vaciantes, y también en aquellas constituidas por vientos de 30 nudos de intensidad media con rachas máximas de 45 nudos soplando del SW, tanto con mareas vivas llenantes como vaciantes.

Con la formación de remolcadores (30/50/50) constituida por una unidad de propulsión convencional de 30 toneladas de tiro efectivo y dos unidades de propulsión azimutal de 50 toneladas de tiro efectivo, el acceso del carcarrier fue posible con vientos de hasta 30 nudos que admitían rachas máximas de 45 nudos, de las direcciones SSW y SW, tanto con mareas vivas llenantes como con mareas vivas vaciantes

Interferencia con el muelle Raos 7

En la mayoría de las maniobras, sobre todo en las efectuadas con los vientos más duros, ya fueran del SW o del SSW; no fue posible evitar la interferencia del carcarrier con otro buque atracado en el muelle de Raos 7.

Amarras

En la estancia del buque en el muelle con la rampa elevada con vientos del SSW de 35 nudos de intensidad media con rachas máximas de 55 nudos, resultó muy difícil repartir equilibradamente las cargas entre las amarras y mantener la popa del buque junto al muelle. Por lo general las amarras de popa se cargaron más que las de proa, estando la relación entre las tensiones de ambas cabezas en la proporción 4/3.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Autoridad Portuaria de Santander su aportación de medios y datos sin los cuales este estudio no hubiera podido llevarse a cabo. También agradecen el excelente trato dado a los técnicos del CEDEX en los encuentros que mantuvieron en el puerto y su buena disposición para presentar esta ponencia.

OPTIMIZACIÓN Y ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE LAS TERMINALES PORTUARIAS MEDIANTE MODELOS DE SIMULACIÓN Y EXPLOTACIÓN. DETERMINACIÓN DE LOS NIVELES DE SERVICIO

A. Camarero[1], M.N. González[1], P. Pery[1]

1. Explotación de Puertos. Dpto. de Ingeniería Civil. Transportes, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPM, c/ Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid.

INTRODUCCIÓN

La literatura portuaria del ámbito conceptual del rendimiento, capacidad y nivel de servicio de puertos y terminales portuarias adolece, desde el punto de vista científico y tecnológico, de un desarrollo convergente, consecuencia, por una parte, de la carencia de un marco de conceptos y objetivos, mínimo y común; y, por otra de la propia complejidad de la temática. Se hace necesario, en primer lugar, una ordenación de carácter terminológico y técnico que permita diseñar una metodología de medición y seguimiento como instrumento básico en la optimización del uso de infraestructuras (líneas de atraque y superficies) y equipos.

Mediante la investigación desarrollada como consecuencia del concurso público de adjudicación de "Ayudas de I+D+i en 2006, del Programa Nacional de Medios de Transporte", ligadas al PEIT por Resolución 13365 (BOE nº 175 del 24 de julio de 2006) fue adjudicada la ayuda a la investigación al proyecto titulado "Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación" se ha realizado un estudio de las terminales de contenedores, de las terminales de graneles sólidos y de las terminales de tráfico ro-ro para determinar las fórmulas de cálculo capacidad y de nivel de servicio.

Se trata de una línea de investigación que requiere esfuerzos renovados. A finales de los 80, el experto portuario De Monie (1988) realiza la siguiente afirmación que sigue siendo absolutamente vigente: "el número de estudios, informes y conferencias que en los últimos años se han dedicado al examen del rendimiento y la productividad de los puertos ha sido apreciable. En general, sus frutos dejaron a la mayoría de los interesados bastante insatisfechos, cuando no descorazonados. Ese estado de cosas no se puede atribuir únicamente a la incapacidad de los autores por tratar el tema competentemente. La verdad es que quienquiera que desee analizar el rendimiento de los puertos acomete una empresa compleja, de resultas de una serie de factores como los siguientes:

- El número mismo de los parámetros que hay que tener en cuenta;
- La falta de datos de base real, actuales y fidedignos, reunidos de manera aceptada y disponibles para ser publicados o divulgados;
- La interpretaciones divergentes de los mismos resultados por distintos interesados"

La celebración en los albores del año 2000 de conferencias internacionales monográficas sobre la materia, como "Container & Terminal Performance" o "Measuring Port Productivity" confirmaban el interés científico y tecnológico, la actualidad y la preocupación en relación con las líneas de investigación contempladas en el presente proyecto.

Más recientemente, otros autores han insistido en la falta de estandarización metodológica en la medición del rendimiento portuario, en su dificultad y en la vaguedad del concepto de eficiencia. El interés de desarrollar el proyecto responde a una doble necesidad: por un lado la relativa al ejercicio de Planificación de la oferta portuaria, a medio y largo plazo, vinculada con la elaboración del Plan Sectorial de Transporte Marítimo y Puertos, y de los Planes Directores de los Puertos del Sistema Portuario de

Titularidad Estatal; y por otro, al imprescindible proceso de optimización de la explotación de infraestructuras y superestructuras portuarias en un escenario de desarrollo sostenible.

El objetivo general es establecer una metodología que permita determinar la capacidad de una terminal portuaria en función del tipo de tráfico que mueva, para cada uno de los subsistemas que la integran, así como desarrollar un esquema metodológico de determinación del nivel de servicio de la misma, mediante un estudio sistémico de las terminales portuarias analizando cada uno de los subsistemas en función del tipo de tráfico a mover.

Lo que se pretende obtener, en definitiva, es una formulación de la capacidad para cada uno de los subsistemas por tipo de tráfico de la terminal, a través de un estudio de los parámetros fundamentales de cada subsistema y establecer una metodología que permita determinar el nivel de servicio para conocer la percepción de la calidad de los servicios prestados por el puerto.

Como procedimientos y métodos se ha empleado la concepción sistémica de terminal para abordar el estudio de los diferentes tipos de terminales: terminal de contenedores, terminal de graneles sólidos y terminal de tráfico rodado, de las que se han obtenido las formulas de capacidad específica para el sistema portuario español en base a la inclusión real de los elementos que forman la ecuación y que participan de la explotación. Ha sido necesario dar un enfoque preferente y aislado al subsistema atraque como elemento fundamental de explotación de las terminales, debido a que es el cuello de botella principal de las mismas.

De entre las conclusiones más importantes se destaca que dadas las limitaciones que plantea la asunción del muelle formado por un número de atraques equivalentes, es importante seguir avanzando en el estudio de la línea de atraque considerando el muelle como una línea continua, y más aún habiendo comprobado que así se explotan las terminales de contenedores, para las que se han obtenido resultados más sólidos en relación a la formulación planteada.

Sería necesario seguir avanzando en los estudios de la línea de atraque para cada uno de los distintos tipos de material movido, así como en la definición del nivel de servicio del que sólo se han desarrollado unos primeros avances y sentado las primeras bases

INTRODUCCIÓN

El interés de desarrollar el proyecto responde a una doble necesidad: por un lado la relativa al ejercicio de Planificación de la oferta portuaria, a medio y largo plazo, vinculada con la elaboración del Plan Sectorial de Transporte Marítimo y Puertos, y de los Planes Directores de los Puertos del Sistema Portuario de Titularidad Estatal; y por otro, al imprescindible proceso de optimización de la explotación de infraestructuras y superestructuras portuarias en un escenario de desarrollo sostenible.

La capacidad de una terminal se considera el valor máximo que puede atender “en condiciones realistas” expresada en unidades de tráfico (demanda) por año, por lo que se indica que no se trata de un valor máximo teórico, sino aquél asumible tanto por la demanda, con un adecuado coste a nivel de servicio, como el que está en condiciones de dar los equipos y agentes que operan en condiciones “normales”. Algunos autores expresan las fórmulas de capacidad en valores de máximos teóricos y otros, sin embargo, pretenden representar situaciones más realistas.

La planificación de las terminales, para una explotación eficiente, se realiza a medio y largo plazo. El elevado crecimiento del tráfico induce a que las termines lleguen a su capacidad crítica antes de lo esperado, al mismo tiempo que produce que las terminales de nueva implantación se encuentren sobredimensionadas y en los primeros años no operen eficientemente.

En ninguno de los subsistemas que conforman la terminal deben producirse cuellos de botella que entorpezcan la operativa de la terminal, es por ello necesario conocer la capacidad de cada unos de los subsistemas que conforman la terminal, para establecer cuál de ellos limita la capacidad de la misma.

La propiedad fundamental de una terminal portuaria es su capacidad. De forma general se puede definir la capacidad de una terminal portuaria por el volumen de carga que la terminal es capaz de manipular en un año.

No se debe olvidar que el concepto de capacidad es un concepto teórico y el valor a adoptar es muy sensible a la gestión y explotación de la terminal. Por ello se debe analizar la capacidad que se obtiene de cada terminal estudiando al mismo tiempo la explotación que se desarrolla en la misma.

Una terminal portuaria debe permitir que se realicen tres funciones básicas: la carga y descarga de la mercancías desde los barcos, de manera eficiente y rápida; el proveer espacios adecuados para el almacenamiento temporal y a largo plazo de las mercancías que entran y salen de puerto, así como proveer conexiones viarias y ferroviarias para el movimiento de mercancías hacia y desde el puerto. Si no se cumple apropiadamente alguna de estas funciones la terminal presentará problemas de capacidad, que se pueden mostrar en el sistema muelle-buque, en la capacidad de depósito, el movimiento interior en el muelle, en el fondeadero o en los accesos terrestres, tanto carretera como ferrocarril, es decir, en cada uno de los subsistemas que componen la terminal.

La capacidad del sistema muelle-buque dependerá fundamentalmente del número de atraques disponibles y del ratio de capacidad de carga y descarga de mercancías por atraque, ratio que dependerá del tipo de mercancía, del tipo de barco y número de escotillas, de la disponibilidad y dimensión de las cuadrillas de estibadores y del grado de mecanización y métodos de manipulación de las mercancías. El factor humano es muy importante en el desarrollo eficiente de las operaciones portuarias y debe ser estudiado de forma independiente para conocer como trabaja la terminal, la estiba es la componente más problemática de las que se engloban en el factor humano, por lo que se ha de estudiar con atención por sus implicaciones en la eficiencia de la operativa portuaria.

También habrá de tenerse en cuenta que para una terminal en concesión, como es el caso de todas las terminales del sistema portuario español, la terminal no es dueña de la distribución de los atraques, lo que podría dar lugar a problemas en la explotación.

Existen varias formas de establecer la capacidad, podemos referirnos a capacidad óptima anual que es el parámetro que interesa al planificador de la terminal portuaria. El concepto óptimo (de forma general versa sobre el óptimo económico) hace referencia a aquella capacidad (rendimiento) para la cual el conjunto total de costes por tonelada de mercancía manipulada es mínimo, incluyendo los costes fijos y variables de la terminal, así como también los costes del buque en servicio o en espera, incluso las tasas portuarias. Se simplifican los costes al entorno de puerto y debería considerarse de una manera más amplia el mínimo coste por tonelada incluyendo toda la cadena logística, desde el origen hasta el consumidor.

El concepto de óptimo también puede referirse a un óptimo del nivel de servicio, como en el caso de las terminales que al tener que operar en un mercado altamente competitivo pueden preferir garantizar un determinado nivel mínimo de servicio con el fin de atraer a las compañías marítimas.

La capacidad se analiza de forma general según partes fundamentales de la operación, a su vez cada una de ellas incluye diversas fases elementales del conjunto así como diferentes infraestructuras y/o instalaciones:

Capacidad de atraque: capacidad de transferencia de la carga. Depende de las características del atraque (longitud y calado) así como de los medios de descarga y su disponibilidad, condiciones, etc. Incluye las fases de estiba/ desestiba y carga /descarga

del buque, que forman parte de la operación portuaria. El cálculo de la capacidad dependerá del tipo de buque que vaya a usar la instalación, de la capacidad de carga/descarga y del número de contenedores por buque como factores fundamentales

Capacidad de almacenamiento: almacenamiento temporal o depósito en explanada o tinglado. Depende principalmente de las condiciones del área de almacenamiento (superficie, forma, capacidad, características del pavimento, etc.), así como de los medios de apilado y transporte que soportan la manipulación de las mercancías. Contiene las fases de traslado de la mercancía desde el buque, apilado/desapilado y carga/descarga del vehículo terrestre para la evacuación, así como las remociones o traslados dentro de la zona de almacenamiento si se producen

Capacidad de los accesos terrestres: recepción/evacuación. Incluye el transporte terrestre (camión y/o ferrocarril) a través de las puertas de acceso de la terminal y las vías generales de circulación portuaria. Suelen ser un cuello de botella de las terminales portuarias, limitando su capacidad

Capacidad del sistema de transporte interno: incluye el transporte terrestre entre los diversos subsistemas. Depende de los equipos auxiliares con los que cuente la terminal

La capacidad de almacenamiento condiciona la capacidad de un muelle determinado, y a su vez dependerá de la superficie disponible, la naturaleza de la mercancía que determina la altura de apilado, el factor de estiba y tiempo medio de estancia que, en parte, será función de las tasas portuarias. La capacidad de cada uno de los subsistemas condiciona la de los otros.

Las capacidades correspondientes al fondeadero y los accesos terrestres no condicionan de manera directa el muelle, sino que inciden sobre todos o gran parte de los muelles del puerto.

La capacidad de la terminal se encuentra condicionada por las infraestructuras, instalaciones, equipos y recursos humanos participantes en cada una de las fases de la operación portuaria que se desarrollan en la terminal. La capacidad de una terminal portuaria es la de su sistema operativo de menor capacidad, por lo que la primera consideración que debe tenerse en cuenta a la hora de planificar y estructurar una terminal portuaria es la conjunción de sus subsistemas operativos. La capacidad de cada subsistema operativo se encuentra condicionada por diversas variables, algunas de ellas endógenas, de competencia propia, y otras exógenas. Del amplio grupo de variables que afectan a la capacidad se pueden destacar como primordiales:

Variables exógenas: regularidad del trabajo y racionalidad del trabajo

Variables endógenas: productividad y dimensión de la terminal

En el ámbito español, la referencia monográfica más completa en materia de medición de la capacidad y niveles de servicio de terminales portuarias se remonta al año 1977, dónde bajo el título “Capacidad de los muelles”, Fernando Rodríguez desarrolla un extenso trabajo sobre la materia que quedaría resumido en su libro “Dirección y explotación de puertos”, editado en 1985 por el Puerto Autónomo de Bilbao. En estos trabajos se aborda el concepto genérico de capacidad, el de capacidad económica, las capacidades basadas en la espera y sus respectivos cálculos.

Generalmente se entiende como capacidad de la línea de atraque el tráfico límite que el muelle admite por unidad de tiempo (normalmente un año), por lo que se trata de un tráfico asociado a una situación extremal. Ahora bien, no existe una única y consensuada manera de definir esa situación, y en consecuencia tampoco el concepto de capacidad del muelle (capacidad de saturación, capacidad económica, capacidad de congestión, etc.). Aún así, dado que la calidad que perciben los navieros por la prestación de los servicios portuarios se degrada con el aumento del tráfico, parece que este concepto deba de ir ligado a los límites admisibles de la calidad prestada.

Una manera frecuente de medir la calidad del servicio del atraque, consiste en la prestación de un servicio de carga y descarga eficiente combinado con unos tiempos de espera proporcionados. Es decir, una productividad razonable de los barcos atracados, y unas esperas medias -relativas al tiempo de servicio medio (espera relativa)- razonables.

En el análisis sobre la capacidad de terminales de contenedores, se ha intentado dar respuesta a tres cuestiones: en primer lugar, la necesidad de conocer cuál es el máximo tráfico que se puede atender en una terminal en funcionamiento. La segunda es ayudar en la planificación y diseño de nuevas terminales (en una ampliación portuaria o por reasignación de usos en una instalación existente) y por último apoyar al resto de herramientas de gestión para estudiar las posibilidades de mejora en terminales en funcionamiento.

ESTADO DEL ARTE

En el espacio conceptual del rendimiento portuario se emplean, habitualmente con escasa precisión, diversos términos como tráfico, capacidad, productividad, ocupación, eficiencia, etc. A la hora de abordar una descripción precisa del estado actual de los conocimientos en la materia es conveniente plantear una ordenación terminológica de los referidos términos. Así, una posible clasificación del rendimiento portuario (De Monie, 1998) plantea tres tipos o categorías de medición: mediciones de tráfico, mediciones de productividad y mediciones de utilización (Figura 1).

Las mediciones de tráfico expresan volúmenes manipulados por unidad de tiempo, sin explicitar los recursos empleados.

Las mediciones de productividad expresan volúmenes manipulados (producción) por unidad de recurso y por unidad de tiempo.

Las mediciones de utilización son ratios (por ejemplo la tasa de ocupación de la línea de atraque), expresados en porcentaje, entre el uso de un determinado recurso y el máximo posible en un periodo temporal.

Así, la capacidad de una infraestructura/equipo resulta del producto de una medición de utilización por otra de productividad para una unidad temporal, que será función del nivel de servicio requerido.

El último concepto incorporado en el área de conocimiento del rendimiento portuario, desde mediados los 90, es el de la literatura sobre eficiencia (González y Trujillo, 2006). La eficiencia (Sala y Medal, 2004) se entiende como la capacidad de alcanzar los objetivos programados con el mínimo de recursos disponible, logrando así su optimización; o, alternativamente, puede expresarse como el alcanzar el máximo objetivo para los recursos disponibles.

CATEGORÍAS	INDICADOR TIPO	EJEMPLOS
Mediciones de tráfico	**Volumen anual de tráfico**	**Toneladas/año** **TEUs/año**
Mediciones de productividad	**Productividad de grúa**	**Toneladas/hora de grúa** **Movimientos/hora de grúa**
	Productividad de buque en atraque	**Toneladas/hora en atraque**
	Productividad de buque en puerto	**Toneladas/hora en puerto**
	Productividad de equipo de patio	**Toneladas/hora de equipo**
	Productividad de puertas	**Movimientos por puerta y hora**
	Productividad de recepción/entrega	**Tiempo de rotación por servicio**
	Productividad de línea de atraque	**Toneladas anuales/m de atraque**
	Productividad por superficie	**Toneladas anuales /m^2**
Mediciones de utilización	**Utilización de muelle**	**Tasa de ocupación**
	Utilización de superficie	**% de ocupación**
	Utilización de equipos	**% de disponibilidad de equipos**
	Utilización de puertas	**% de uso de puertas**

Figura 1. Categorías de medición, indicadores tipo y ejemplos
Fuente: Monfort y otros (2000)

El conjunto de categoría e indicadores tipo de medición del rendimiento portuario puede ser reclasificado atendiendo al uso u objetivo del correspondiente indicador tipo. Así, cabe diferenciar entre mediciones de rendimiento a corto plazo y mediciones de rendimiento a largo plazo.

Las mediciones de rendimiento a corto plazo (básicas o individuales) son aquellas que caracterizan la calidad de servicio prestado a un buque o vehículo de transporte terrestre concreto. Su seguimiento por parte del control de la terminal se realiza en tiempo real, de modo que paralelamente se pueden tomar decisiones para adecuar el servicio a las necesidades del cliente.

Las mediciones de rendimiento a largo plazo (agregadas o colectivas) son aquellas que caracterizan la calidad del servicio prestado en un periodo de tiempo (mes, año). Su seguimiento y control por parte del gestor del puerto o Terminal se realiza con el objetivo de la planificación de acciones a medio y largo plazo.

En relación con la literatura sobre eficiencia hay que destacar que una unidad (terminal portuaria o un puerto) se evalúa como eficiente con relación al comportamiento de otras unidades, si ninguno de sus inputs o outputs puede ser mejorado sin empeorar alguno de los restantes inputs o outputs, es decir, se incorpora la idea de la optimización. Por lo tanto, la medición de la eficiencia es un concepto relativo ya que ésta depende de los niveles de las restantes unidades y se mide con relación a ellas. En caso contrario, la unidad se califica de ineficiente y se proporciona para la misma una medida de su ineficiencia, identificándose, además, tanto las fuentes de dicha ineficiencia como las

posibles direcciones de mejora para alcanzar la eficiencia. Es decir, no se trata de un concepto de ideal absoluto, o de un objetivo a alcanzar de forma única, por lo que una unidad puede ser considerada como eficiente para un grupo de referencia, mientras que la misma unidad puede ser lo contrario si cambia el grupo de referencia. Un segundo aspecto a resaltar es que no tiene porque existir una única unidad eficiente, ya que ese nivel de eficiencia puede afectar a más de una de ella, pero todas tienen que compartir la condición de pertenecer a la frontera definida para analizar las unidades. Estas características del análisis de eficiencia condicionan en gran medida su aplicación cuando el objetivo del estudio es el cálculo de la capacidad de una terminal.

En el análisis de eficiencia existen dos grandes grupos de técnicas: la conocida como DEA (Data Envelopment Análisis), o Análisis Envolvente de Datos (Roll y Hayuth, 1993; Martínez Budría et alt., 1999; Tongzon, 2001 y Bonilla et alt, 2002 y 2004); y la estimación econométrica de funciones y distancias (Liu, 1995; Baños-Pino et alt., 1999; Jara Díaz et alt., 2002 y Tovar, 2002).

La metodología de los modelos DEA supone la generalización del análisis tradicional de los ratios de actividad permitiendo considerar de forma simultanea varios inputs y/o outputs. El DEA y la estimación de funciones de frontera son alternativas para calcular la frontera de producción y por tanto, mediar la eficiencia en la producción y en los costes. A partir de las dos técnicas se pueden obtener ratios de eficiencia relativa dentro de una muestra de unidades que se comparan con la frontera de eficiencia. La estimación de funciones frontera supone el uso de métodos econométricos (métodos paramétricos) mientras que el DEA es un método no paramétrico basado en el uso de la programación lineal.

En las tablas siguientes se resumen algunas de las referencias sobre la aplicación de los métodos paramétricos (econométricos) y no paramétricos (DEA) en el caso del sector portuario.

Tabla 1. Aplicación de métodos paramétricos (econométricos)

Autor	Actividad	Forma Funcional	Datos	Variables
Reker et alt (1990)	Terminal de Contenedores	Coob-Douglas	3 Terminales Datos mensuales	Tiempo grúa Horas atraque Manos
Tongzon (1993)	Terminal de Contenedores	Coob-Douglas	3 Terminales Datos mensuales	Grúas por hora muelle Manos por hora muelle TEU's por hora muelle
Kim y Sachis (1986)	Infraestructura y servicios	Translog	19 Observaciones anuales	Toneladas de mercancías Trabajo portuario Capital Precios L y K
Jara Díaz et alt. (2002)	Infraestructura	Cuadrática	27 puertos Datos anuales	Graneles y M.General Canon Precio L Precio K Otros precios
Tovar (2002)	Manipulación	Cuadrática	3 Terminales Datos mensuales	Contenedor M.General Personal portuario y otros Precio K

Tabla 2. Aplicación de métodos no paramétricos (DEA)

Autor	Actividad	Método	Datos	Variables
Roll y Hayuth (1993)	Eficiencia relativa de los puertos	CCR (Charnes, Cooper y Rhodes)	Hipotéticos 20 puertos	Trabajo Capital Movimientos Satisfacción clientes
Tongzon (2001)	Factores eficiencia y eficiencia contenedores	CCR (Charnes, Cooper y Rhodes)	4 Puertos Australia y otros 12	Grúas Muelle Área terminal Tiempo retraso Contenedores
Martinez Budría et alt. (1999)	Evolución de la eficiencia de los puertos	BCC	26 puertos 5 datos anuales	Trabajo Depreciación capital Otros gastos Total movimientos Ingresos
Valentine y Gary (2000)	Eficiencia organizativa	CCR (Charnes, Cooper y Rhodes)	100 puertos de contenedores	Muelle Muelle contenedores Contenedores Ton. Mercancía
Bonilla et alt. (2002)	Eficiencia puertos	CCR (Charnes, Cooper y Rhodes)	27 puertos 4 años	Graneles y MG Inmovilizado

Existen a nivel internacional una serie de fórmulas que permiten calcular la capacidad de una terminal de graneles sólidos de forma muy simplificada para cada uno de los subsistemas que las componen. Éstas formulas son muy generales, llevan asociadas grandes simplificaciones y los valores que se introducen en ellas son muy aproximados y no reflejan la realidad de la explotación. Así como tampoco está desarrollada una metodología de determinación del nivel de servicio de una terminal.

Mediante la investigación desarrollada se ha podido obtener para la terminales de graneles sólidos del sistema portuario español las fórmulas de capacidad para los distintos subsistemas, por tipología de mercancía, así como se ha avanzado en la determinación del nivel de servicio de estar terminales al desarrollarse una propuesta de metodología de cálculo. Era necesario establecer nuevas fórmulas de cálculo de capacidad que se adaptasen la al nueva realidad de la explotación de las terminales de graneles sólidos de sistema portuario español y afinar las formulas ya empleadas a nivel internacional, así como las que se recogen en Rodríguez Pérez (1977). El concepto de Nivel de Servicio (NdS) en terminales portuarias ha sido introducido por algunos autores como Ballis, A. (2003) donde afirma que el NdS ofrecido por la Terminal está fuertemente ligado a la productividad de la misma y es un factor importante en la toma de decisiones referentes a las inversiones en infraestructura y equipos.

Existe un vacío importante en cuanto a estudios y manuales que analicen en detalle la operativa de las terminales de carga rodada ya sean Ro-Ro (roll on/roll off), Ro-Pax o terminales de vehículos (Car-carrier), y aún menos la relación entre el número de clientes servidos y la calidad ofrecida.

La literatura existente incluye algunos estudios de corte generalista como Ballis, A. (2003) que proponen indicadores para evaluar la calidad de las terminales intermodales sin tener en cuenta sus características específicas y otros de más específicos centrados en otras tipologías de terminales marítimas, principalmente las de contenedores. Sin embargo no se tiene conocimiento de estudios específicos de la calidad y la capacidad de terminales de carga rodada y aún menos sobre formulaciones para el cálculo de la capacidad de éstas.

En definitiva, en el caso de las terminales Ro-Ro se parte de una situación sin precedentes en cuanto a la formulación de la capacidad se refiere, que considere las características específicas de este tipo de terminal. Por ello, el trabajo realizado se ha centrado en establecer unas bases para el cálculo de la capacidad y la calidad de servicio que se relaciona con ella, tanto des del punto de vista de la naviera como del transportista.

METODOLOGÍA

La investigación se ha desarrollado como un proyecto coordinado entre diferentes instituciones que han desarrollado las siguientes tareas:

- Tarea 1. Revisión bibliográfica de la información necesaria para la realización del proyecto y Benchmarking internacional
- Tarea 2. Definición de los parámetros que condicionan cada uno de los subsistemas en función del tráfico a mover.
- Tarea 3. Estudio de las fórmulas de capacidad para cada uno de los subsistemas por tipo de tráfico a mover.
- Tarea 4. Definición de los niveles de servicio.
- Tarea 5. Soporte de ayuda a la toma de decisión.

Para poder desarrollar todas las tareas y debido a las necesidades del estudio se cada equipo participante desarrolló un estudio en profundidad:

- El estudio del subsistema atraque lo ha realizado la Universidad Politécnica de Valencia (UPV)

- El estudio de las terminales de contenedores lo ha realizado la Fundación Valenciaport
- El estudio de las terminales ro-ro lo ha realizado el CENIT
- El estudio de las terminales de graneles sólidos lo ha realizado la Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

Para el estudio de la **línea de atraque:**

La formulación propuesta para estimar la capacidad de la línea de atraque, es:

$$C = a \cdot \rho \cdot P \cdot H_{año}$$

Donde C es el tráfico límite movido en el muelle durante el año; a es el número de atraques equivalentes en el muelle; ρ es la tasa de ocupación de un atraque (o del sistema, pues coinciden); P es la productividad media de un atraque, es decir la mercancía cargada / descargada por hora; y Haño son las horas operativas al año en la terminal.

Aunque la espera relativa es aceptada como un buen indicador de la calidad percibida, en la formulación de la capacidad aparece la tasa de ocupación, relacionada con aquella. Véase que si la tasa de ocupación del muelle aumenta, la espera de los buques también lo hace. Dicha relación es función del número de atraques de la terminal, de la forma de la función de densidad de las llegadas al muelle, y de la forma de la función de densidad de los servicios.

Para el estudio de las **terminales de contenedores:**

En una concepción sistémica de la terminal, la capacidad de la misma será la menor de las capacidades de cada uno de los cuatro subsistemas que la integran: línea de atraque, almacenamiento, recepción y entrega terrestres e interconexión interna.

En este estudio, se han estudiado todos estos subsistemas y se ha llegado a la conclusión de que ni el subsistema de interconexión ni el de recepción y entrega deben ser los que limiten la capacidad, puesto que el tráfico máximo que pueden atender está en función del número de equipos y de la capacidad de organización del trabajo de la terminal.

Por otra parte, para el análisis de la línea de atraque y del patio de almacenamiento se asume que se ha hecho un correcto dimensionamiento del número de equipos de cualquier tipo: grúas de muelle, camiones internos, equipo de almacenamiento, etc. Y que el rendimiento de los mismos está dentro de unos valores razonables.

En cuanto al concepto de “nivel de servicio”, ha sido desarrollado para proporcionar una medida de la calidad de las condiciones operativas percibida por los usuarios del sistema, en este caso por el buque y los transportistas terrestres.

Para el estudio de las terminales de graneles sólidos:

Los elementos fundamentales de la explotación de las terminales de graneles sólidos son el buque, el material movido y los equipos de manipulación, para la obtención de las fórmulas de capacidad se han introducido en la fórmula, bien de forma directa o indirecta, estos tres elementos. Respecto a la obtención de fórmulas da capacidad se han deducido fórmulas más ajustadas a la realidad española, a partir de las fórmulas empleadas internacionalmente para el cálculo de la capacidad. En el caso de atraque se introducen en la formulas variables en función del material y buque tipo con el que se esté operando en la terminal a través de la plancha: es decir las toneladas diarias movidas en el atraque. En el caso del patio de almacenamiento, se han caracterizado las terminales de graneles sólidos españolas mediante un estudio de campo que ha permitido obtener los valores de algunos parámetros de la ecuación, característicos de la explotación de las terminales españolas.

La aproximación de una metodología respecto al nivel de servicio se ha basado fundamentalmente en el concepto de plancha, puesto que de la investigación desarrollada

se ha confirmado que el subsistema atraque es el más determinante en la explotación. El nivel de servicio se define para cada tipo de material y para cada uno de los subsistemas de la terminal. Es por ello que a partir de las planchas tipo de los diferentes materiales asociados a un buque tipo de explotación se comparan con las productividades de los subsistemas y a partir del valor de las productividades como un cierto % de la plancha tipo se consideran diferentes niveles de servicio (A,B,C).

Para el estudio de las **terminales de tráfico rodado:**

Las terminales de carga rodada son especialmente complejas de caracterizar, pues incluyen múltiples tipologías de carga con distintas especificaciones y presentan distintas características en función de si realizan un tráfico de corta (Short Sea Shipping) o larga (Deep Sea Shipping) distancia. Por ello popularmente se opta por un análisis sistémico de las terminales, para facilitar el análisis de la operativa.

En este sentido en el estudio realizado en el anejo 5, se analizaron separadamente el lado marítimo de la terminal (línea de atraque y estiba) del lado terrestre (recepción y entrega) teniendo en cuenta en ambos casos la influencia de las dimensiones y la morfología del subsistema de almacenaje.

Para el lado marítimo se desarrolló la siguiente metodología: primero se estima el tiempo de estancia del buque al puerto en condiciones de estiba óptimas considerando cuatro tipos de mercancía principales, distintas configuraciones de campa y mediante una mezcla de datos empíricos, fórmulas analíticas y simulación de la operativa de estiba. Y en segundo lugar se consideran el tipo de llegadas de buques a la terminal (aleatorias o siguiendo una programación), desarrollando una formulación para calcular la probabilidad que se produzcan esperas, que se considera como explicativa de la calidad y su relación con la capacidad. La probabilidad de que se produzcan esperas se calcula en función del número de llegadas, su variabilidad así como la variabilidad en el tiempo de servicio.

En el lado terrestre se toma como indicador de calidad las esperas de los transportistas, distinguiendo entre las que se producen durante el proceso de entrada a la terminal (en sus puertas) de las que se producen durante el proceso de salida. Para ello se desarrollan fórmulas para estimar la espera media mediante una mezcla de formulación analítica con datos de origen estocástico y se estudia su sensibilidad frente el volumen de camiones, su distribución de llegadas, la capacidad de los carriles de circulación y el número de puertas de la terminal.

RESULTADOS Y FURTURAS INVESTIGACIONES

Estudio de la línea de atraque

Puesto que para poder avanzar se requería conocer la función de densidadad de los servicios, estos últimos datos, se ha llevado a cabo un minucioso análisis de las terminales más representativas (25) del Sistema Portuario Español del que se ha concluido que las llegadas de los buques son aleatorias siempre y cuando el número de buques que hacen escala sea razonablemente elevado, mientras que las funciones de densidad de las duraciones de los servicios son Erlang de parámetro K comprendido entre 4 y 7 en las terminales de contenedores (en el resto hay una ligera tendencia a éstas, pero no es del todo clara).

Conocidos estos resultados ha sido posible avanzar en el estudio de la relación entre la tasa de ocupación y la espera relativa, para lo que se ha desarrollado un programa de simulación de la línea de atraque. Los resultados se han presentado en forma de ábacos como ya algunos autores habían plasmado el caso Exponencial – Exponencial o Exponencial – Erlang 4 (Agerchou, 2004), de los que gráficamente se ha podido ver

claramente que para una misma espera relativa, la tasa de ocupación admisible crece con el número de atraques, pero que la probabilidad de un episodio de crisis también crece.

Del estudio de las 25 terminales españolas también se han extraído otras conclusiones como son que los tiempos muertos en el atraque (duración del atraque menos duración de la operativa) tienen mucha variabilidad al contrario de lo que a priori se podría esperar, o que las planchas unitarias (duración del atraque dividida entre la carga movida) tienen cierto grado de certidumbre en algunas terminales al distribuirse como funciones de densidad Erlang. Finalmente y para las terminales de contenedores, se ha verificado que la relación entre los movimientos realizados por los equipos de muelle y los TEUs es de 1,5 TEUs por cada movimiento.

En relación con la productividad por atraque planteada en la formulación de la capacidad, es importante hacer notar que a pesar de expresarse como un parámetro independiente de la tasa de ocupación, ambos están totalmente interrelacionados. En efecto, en el momento en el que la primera aumenta el tiempo de servicio medio disminuye, con lo que en el supuesto de que la carga media manipulada por los buques y la frecuencia de llegadas se mantengan constantes, la tasa de ocupación también disminuye.

Finalmente mencionar que al hablar de las horas operativas al año no se deben de excluir aquellas horas en las que por razones meteorológicas, de mantenimiento, o averías se producen paradas en la operación, cuestionándose la exclusión de aquellas relacionadas con cierres de actividad por fuerza mayor.

Estudio de las terminales de contenedores

Para el análisis detallado de la línea de atraque de una terminal de contenedores sería necesario disponer de datos reales de las distribuciones de llegadas de los buques y de los tiempos de servicio. A falta de datos, se pueden utilizar sistemas de colas M/Ek/n (distribución de llegadas aleatorias / tiempos de servicio según una distribución Erlang de orden K / n puestos de atraque) para explicar las escalas de los buques portacontenedores. Esto permite calcular la tasa de ocupación, que en cualquier caso debe ir asociada a un número de puestos de atraque y a una determinada calidad de servicio (tespera /tservicio).

Con estas consideraciones se han obtenido unos rangos de valores para la capacidad por metro de línea de atraque en función del tipo de tráfico, de la productividad del buque atracado y del número de puestos de atraque.

La capacidad de almacenamiento de una terminal de contenedores depende de la tipología de la terminal, es decir, del equipo de patio que se utiliza, de la altura de apilado y de los días de estancia de los contenedores. Considerando todos estos factores se han establecido unos rangos de valores para la capacidad del patio.

En cuanto a los niveles de servicio en una terminal de contenedores, se hace necesario establecer un sistema de medición de la calidad ofrecida al naviero y al transportista terrestre, en lo relacionado con la duración de su estancia en la terminal, puesto que ésta depende en gran medida de la gestión de la terminal.

Para el buque, y con los datos disponibles, se ha planteado una propuesta de valores de referencia para la productividad de buque atracado. Ésta, junto con la productividad de escala (considerando la duración total de la misma), constituirían los valores básicos a partir de los cuales podrían definirse los Niveles de Servicio para buques.

Respecto a los camiones, se considera que la variabilidad de los tiempos de servicio en una terminal no es muy grande y por tanto, los niveles de servicio pueden definirse únicamente en función de la espera. Así, se ha hecho una propuesta de definir tres niveles de servicio a partir de los percentiles de camiones que esperan unos determinados tiempos.

Estudio de las terminales de graneles sólidos

En el análisis de la explotación de las terminales de graneles sólidos se ha encontrado determinante el estudio por tipología de material manipulado, para el sistema portuario español, la clasificación de los materiales para el estudio diferencia entre: carbón, mineral, agroalimentario y resto de mercancías. Cada uno de estos materiales lleva un asociado un buque tipo de explotación caracterizado por las toneladas de peso muerto que transporta.

Para el estudio de las terminales de graneles sólidos en el sistema portuario español es necesario diferenciar las terminales especializadas con equipos específicos para manipular graneles sólidos, de las no especializadas que cuentan con equipos de manipulación menos especializados.

El subsistema atraque, el más determinante en la explotación se caracteriza en las terminales graneles sólidos por la plancha medida en toneladas diarias y la tasa de ocupación del muelle. Las planchas internacionales adoptan valores similares a las de las terminales especializadas españolas que mueven carbón y material mineral, y valores superiores para las que mueven materiales agroalimentarios y el resto de los materiales.

Respecto al nivel de servicio se ha determinado que varía entre A y C, representando A la situación ideal para el explotador, hasta llegar a C, donde las condiciones de explotación son más desfavorables. Los niveles de servicio A, B y C representan las situaciones en las que la plancha tipo de referencia se asemeja en mayor o menor medida a la productividad del subsistema.

Estudio de las terminales de tráfico rodado

El principal objetivo era la obtención de una metodología para la evaluación de la capacidad de terminales Ro-Ro que sirva de instrumento para discernir entre la conveniencia de invertir en infraestructura portuaria o mejorar la productividad de la existente, en aras de absorber mayores volúmenes de tráfico.

La investigación realizada ha sentado la base para desarrollar líneas futuras de investigación con miras a mejorar en la metodología definida y/o afrentar nuevos campos. En primer lugar se considera llegar a proponer una definición de niveles de servicio de los diferentes subsistemas correlacionándolos con la capacidad, al igual que como se ha conseguido con las otras tipologías de terminal estudiadas. Además se considera la validación y posible mejora de los modelos empíricos utilizados, realizar estudios de sensibilidad de la capacidad global frente variaciones de los distintos parámetros a tener en cuenta, desarrollar indicadores de calidad para la campa para analizar la influencia de sus configuraciones sobre la capacidad del subsistema línea de atraque y aplicar la metodología desarrollada a las principales terminales Ro-Ro del sistema portuario español.

REFERENCIAS

Ballis, A. (2003). Introducing Level of Service Standards for Intermodal Freight Terminals. TRB 2006 Annual Meeting (CD-ROM).

De Monie, G. (1988). *Monografías de la UNCTAD sobre Gestión de Puertos - Medición y Evaluación del Rendimiento y de la Productividad de los Puertos*. UNCTAD, Naciones Unidas, Nueva York.

Rodríguez Pérez, F.(1977). *Capacidad de los muelles*. MOP, Secretaría General Técnica

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD POR LÍNEA DE ATRAQUE Y DE ALMACENAMIENTO EN TERMINALES DE CONTENEDORES

A. Monfort, P. Vieira, N. Monterde, R. Sapiña, D. Calduch
Fundación Valenciaport, Área de Desarrollo Portuario, Nuevo Edif. APV - Avda. del Muelle del Turia, s/n 46024 Valencia. amonfort@fundacion.valenciaport.com

INTRODUCCIÓN

El cálculo de la capacidad en las terminales portuarias de contenedores (TPCs) responde al planteamiento de tres enfoques distintos: la necesidad de conocer cuál es el máximo tráfico que se puede atender en una terminal en funcionamiento, la necesidad de disponer de una herramienta de ayuda a la planificación y diseño de las nuevas terminales y la posibilidad de analizar futuras mejoras (ampliación o reasignación de uso en una instalación existente), ayudando en la toma de decisiones.

En una concepción sistémica de la TPC, la capacidad de la misma será la menor de las máximas capacidades de entre cada uno de los subsistemas que la integran: carga/descarga; almacenamiento; recepción/entrega terrestre; e interconexión interna. Sin embargo, éstos dos últimos no deberían ser limitantes de la capacidad. Por otra parte, la dificultad en la determinación de la capacidad para cada subsistema está en que no existe una solución única.

Como herramienta de apoyo a la planificación y gestión portuaria, en el presente estudio se hace una propuesta de cómo calcular la capacidad por metro de línea de atraque (en función del tipo de tráfico, de la productividad del buque atracado y del tamaño de la terminal) y la capacidad de almacenamiento de las terminales de contenedores. En este último caso se plantean dos cuestiones: por un lado, dado un tráfico, qué superficie se necesita para atenderlo, y por otro, dada una superficie, qué tráfico máximo se puede atender. Ambas cuestiones dependen básicamente de tres factores: de la densidad de almacenamiento, que a su vez depende del equipo de almacenamiento empleado; de la altura de apilado y del tiempo de estancia de los contenedores en el patio de la TPC.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD POR LÍNEA DE ATRAQUE

La capacidad anual del muelle, en términos de TEUs o Contenedores por año, es igual al producto del número de puestos de atraque por la tasa de ocupación del muelle, por las horas operativas anuales, y por la productividad horaria media de los buques (expresada en movimientos de contenedores o su equivalente en TEUs) durante su estancia en los mismos:

$$C = n \times \phi \times t_{año} \times P$$

Donde,

C = Capacidad anual del muelle o de la terminal (TEUs o Contenedores / año)

n = Número de atraques

ϕ = Tasa de ocupación. Es función del número de puestos de atraque y de la calidad de servicio (relación entre el tiempo de espera y el tiempo de servicio: T_e/T_s)

$t_{año}$= Horas operativas de la terminal al año. Es función de los días que opera el puerto (se excluyen los festivos) y de las condiciones laborales (turnos diarios, número de horas por turno, etc.)

P = Productividad media del buque durante su estancia en la terminal medida en TEUs/hora o Contenedores/hora. Depende del número y de la productividad de los equipos.

El número de atraques (*n*) es función de la longitud de la línea de atraque y de las distribuciones de llegadas, de tiempos de servicio de los buques y de esloras. En el caso de no disponer de esta información, se puede calcular de forma simplificada como el cociente entre la longitud del muelle y la eslora del buque tipo, que atracará en la terminal, incrementado un 10% como resguardo de seguridad y que es un coeficiente de separación entre buques.

Definición de la tasa de ocupación

Es importante destacar que la tasa de ocupación admisible debe ir asociada a un número de puestos de atraque, lo que se traducirá en una determinada calidad de servicio (tiempo de espera/tiempo de servicio: T_e/T_s) dependiendo del sistema que se ajuste a la terminal, es decir, de la distribución de llegadas y de tiempo de servicio de los buques. De otra manera, para una misma calidad de servicio, en función de la caracterización del sistema y del número de puestos de atraque, se obtienen distintas

tasas de ocupación admisibles (ver gráfico 1 – ejemplo con calidad de servicio de 0,10). Los sistemas que en general mejor explican los movimientos de los buques portacontenedores en puertos son $M/E_K/n$ o $E_k/E_k/n$ (Distribución de llegadas / Distribución de tiempos de servicio / *n* puestos de atraque; M=distribución aleatoria; E_k=distribución Erlang de orden K).

La tasa de ocupación se puede calcular mediante la utilización de la Teoría de Colas o por medio de modelos de simulación. Recientes estudios empíricos (Arnau, 2000; Agerschou, 2004 y Aguilar, 2008) demuestran que en las terminales públicas de contenedores obedecen a una distribución de llegadas aleatorias (M) y los tiempos de servicio se ajustan más a una Erlang (E_k) de K=4 o superior (cuanto más regulares sean los tiempos de servicio de la terminal mayor deberá ser el valor de K). El caso de una terminal con escalas muy programadas se podría asociar a un sistema $E_k/E_k/n$, con menor aleatoriedad en la distribución de llegadas.

Según Agerschou (2004), algunos estudios de viabilidad económica indican que para terminales de contenedores, el tiempo de espera de los buques no debe ser mayor al 10% del tiempo de servicio. Así mismo, Thoresen (2003) menciona que el ratio T_e/T_s debe estar entre 5%-20% (es decir, dentro de este intervalo en función del tipo de terminal) y que la ocupación del muelle dependerá también del tipo de muelle, del tamaño de los buques, del equipamiento de transferencia, de las condiciones medioambientales, etc. Por otra parte, a la hora de decidir la calidad de servicio (T_e/T_s) a ofertar en las instalaciones, una de las referencias a tener en cuenta será el valor de la oferta de calidad de las instalaciones de la competencia.

Recomendaciones para la tasa de ocupación

De acuerdo con una revisión bibliográfica (UNCTAD, 1984; Thoresen, 2003; Agerschou, 2004; González-Herrero, 2006; OPPE, 2006) y con el estudio de simulación de la línea de atraque realizado por el equipo de Aguilar (2008), se han podido representar las curvas de los sistemas que mejor representan a las terminales de contenedores en general, tal como se puede ver en el gráfico 1. En la tabla 1 se sintetizan las recomendaciones de las tasas de ocupación admisibles en función del número de atraques (de 1 a 6) y del sistema de distribuciones de llegadas y de tiempos de servicio de las terminales ($M/E_2/n$, $M/E_4/n$, $E_2/E_4/n$), para dos valores de calidad de servicio: 0,10 y 0,20.

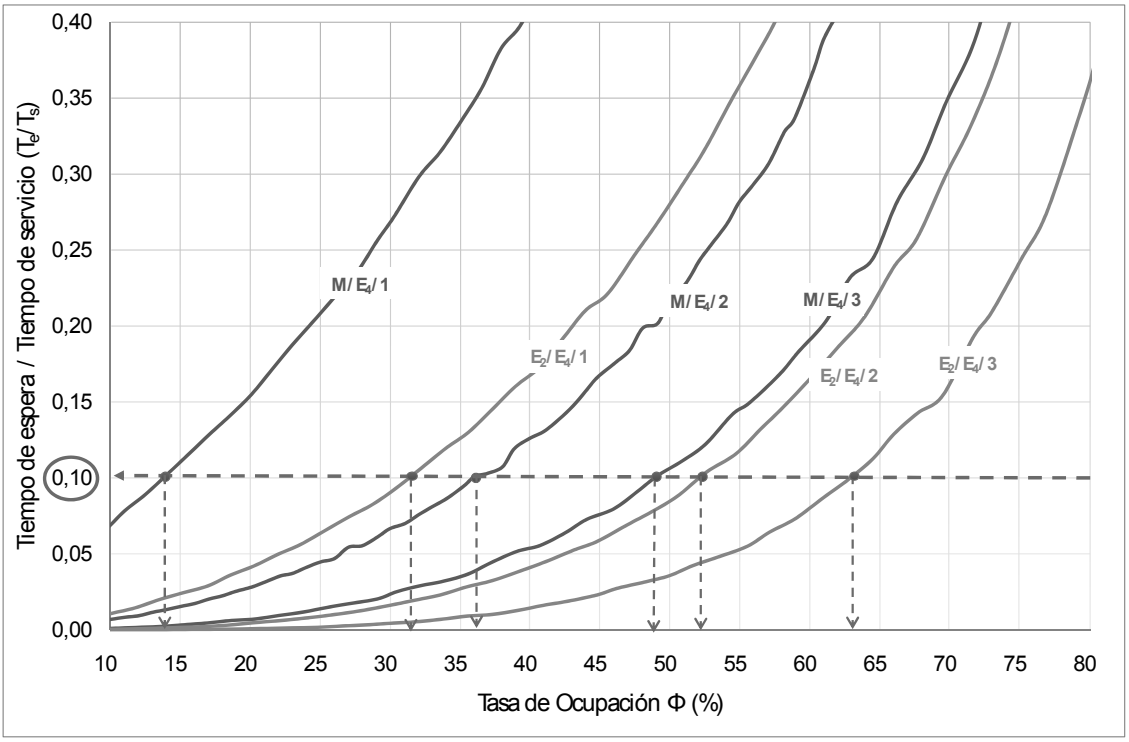


Gráfico 1. Calidad de servicio (T_e/T_s) y tasa de ocupación en función del sistema (M/E_4 y E_2/E_4) para un determinado número de atraques (de 1 a 3)
Fuente: Elaboración propia a partir de Agershou (2004) y Aguilar (2008)

Nº de atraques (n)	Tasa de ocupación ϕ (%)					
	T_e/T_s = 0,10			T_e/T_s = 0,20		
	$M/E_2/n$	$M/E_4/n$	$E_2/E_4/n$	$M/E_2/n$	$M/E_4/n$	$E_2/E_4/n$
1	12	14	31	21	24	43
2	33	36	53	47	49	63
3	49	49	63	60	61	72
4	56	57	70	66	68	78
5	62	63	73	71	73	81
6	66	67	77	74	76	84

Tabla 1. Recomendaciones para la tasa de ocupación en función de "n" y del sistema, para calidades de servicio (T_e/T_s) 0,10 y 0,20
Fuente: Elaboración propia a partir de UNCTAD (1984), Agershou (2004) y Aguilar (2008)

Representación sinóptica de los resultados

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores y el estudio de Drewry (2002), donde se hace una propuesta de capacidades de terminales de contenedores en función del tipo de tráfico y del tamaño de las mismas, se profundiza metodológicamente en la estimación de la capacidad anual por metro de línea de atraque planteando unos rangos de valores en función del tipo de tráfico, de la productividad del buque atracado y del número de puestos de atraque (véase tabla 2).

Estos rangos han sido calculados para terminales con puestos de atraque de 300 metros y unos tiempos de espera del 10% y del 20% del tiempo de servicio. Tal y como se ha visto anteriormente, la calidad de servicio que se recomienda para las terminales de contenedores es de 0,10, por eso se resaltan estos valores en negrita en la tabla 2.

Sistema y Caracteri-zación del Tráfico	**Producti-vidad Media Buque Atracado (Cont./ h)**	**CAPACIDAD POR LÍNEA DE ATRAQUE (Contenedores / metro línea de atraque / año) Longitud de cada de atraque: 300 m Calidad de servicio: T_e/T_s = 0,10** – 0,20					
$E_2/E_4/n$ Escalas muy programadas	**80**	**710** - 990	**1.220** - 1.450	**1.450** - 1.655	**1.610** - 1.795	**1.680** - 1.865	**1.770** - 1.930
	70	**625** - 865	**1.065** – 1.270	**1.270** - 1.450	**1.410** - 1.570	**1.470** - 1.630	**1.550** - 1.690
$M/E_4/n$ Llegadas aleatorias	**70**	**280** - 480	**725** - 985	**985** - 1.230	**1.145** - 1.370	**1.270** - 1.470	**1.350** - 1.530
	50	**200** - 345	**515** - 705	**705** - 875	**820** - 975	**905** - 1.050	**965** - 1.090
	40	**160** - 275	**415** - 560	**560** - 700	**655** - 780	**725** - 840	**770** – 875
Nº Puestos de Atraque (n)		**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**

Tabla 2. Capacidad anual por metro de línea de atraque en función del tipo de tráfico, de la productividad del buque atracado y del número de atraques

En el gráfico 2 se representa la capacidad anual en número de contenedores por metro de línea de atraque en función de la productividad del buque atracado y del número de puestos de atraque (atraques de 300m cada uno), para el caso de una calidad de servicio de 0,10, y terminales con sistemas $M/E_4/n$.

De acuerdo con este gráfico y la tabla anterior se puede observar que, por ejemplo, la terminal con un sistema $M/E_4/n$ (T_e/T_s=0,10) de 3 atraques tiene, un 36% más de capacidad, por cada atraque, que la de 2 atraques, y las terminales de 4, 5 y 6 atraques tienen respectivamente un 58%, 75% y 86%, más de capacidad, por cada atraque, que la de 2 atraques. Es decir, el número de atraques influye muchísimo en la capacidad de la terminal.

Por otro lado, cuando se disminuye la calidad de servicio (T_e/T_s) de una terminal de 3 atraques o más en un 100% (pasando de 0,1 a 0,2, por ejemplo duplicando el tiempo de espera del buque para un mismo tiempo de servicio), el incremento de capacidad que se obtiene es inferior al 25%.

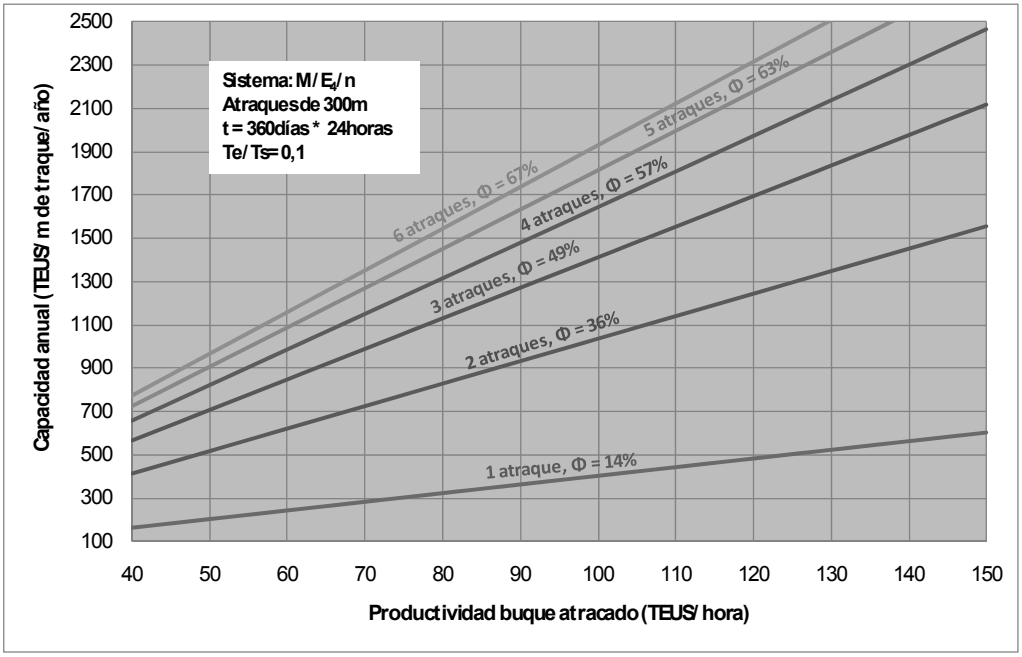


Gráfico 2: Capacidad anual por línea de atraque de un sistema M/E4/n

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

La fórmula genérica de la capacidad por superficie es:

$$Capacidad_{patio} = nº huellas_TEU \times H \times \frac{365}{T_e} \times \frac{K_o}{K_p}$$

Donde:

H = Altura máxima de apilado o altura nominal del equipo

Te = Tiempo de estancia medio

Ko = Factor operacional (minora la altura máxima evitando realizar excesivas remociones). Normalmente este factor oscila entre 0,60 y 0,85.

Kp = Factor punta o factor de seguridad (tiene en cuenta las fluctuaciones del tráfico). Son usuales valores entre 1,1 y 1,3.

365 / Te = Nº medio rotaciones anuales.

La fórmula anterior se puede simplificar utilizando una altura media operacional de apilado (h) que incluya los factores Ko y Kp.

Factores que influyen en la capacidad

Los principales factores que influyen en la capacidad son la **densidad superficial** (Huellas por hectárea de patio), la **altura de apilado** y el **tiempo de estancia** de los contenedores en la TPC. Para cada sistema de almacenamiento –chasis o

plataformas, Reach Stacker (RS), Straddle Carrier (SC), RTG, RMG, etc.–, la densidad por superficie, medida en Huellas_TEU/m^2 o Huella_TEU/ha, es función de la distribución de las huellas, pasillos y viales, de la geometría del patio de la terminal y de la gestión del patio. En la tabla 3 se muestra la densidad superficial (D_P) de algunas terminales españolas. La altura media de apilado es directamente proporcional a la capacidad del patio, es decir, si aquella aumenta un 10%, ésta también aumenta un 10%. Y por último, cada terminal tiene una capacidad estática, que sería el número máximo de slots por hectárea, y que es función del equipo empleado. Considerando el número medio de rotaciones anual, que es función del tiempo medio de estancia de los contenedores en el patio, se obtiene la capacidad anual. Por tanto el tiempo medio de estancia de los contenedores, al contrario de la altura de apilado, es un factor inversamente proporcional a la capacidad. Así, por ejemplo, pasar de 11 días de estancia media a 10 días, incrementa la capacidad anual del patio un 10%.

Terminal	Equipo	Área de la Terminal (A_T) (ha)	Área de Almacena-miento (A_P) (ha)	Densidad Terminal (D_T) (Huella_TEU/ha)	Densidad Almacenamiento (D_P) (Huella_TEU/ha)	A_P / A_T	A_{PN} / A_P	A_{PN} / A_T
TCB Barcelona	SC	56,73	36,18	172	270	0,64	0,40	0,26
MARVALSA	RTG	127,00	82,6	166	255	0,65	0,38	0,25
MSC Valencia	RTG	31,53	21,9	188	271	0,69	0,41	0,28
TCV Valencia	RTG	36,00	23,96	178	268	0,67	0,40	0,27
TerCat Barcelona	RTG	42,04	28,53	195	287	0,68	0,43	0,29
TMB Bilbao	RTG	26,41	18,92	171	239	0,72	0,36	0,26
ATM Bilbao	RTG	21,96	13,27	167	277	0,60	0,42	0,25
OPCSA Las Palmas	RTG	39,82	32,6	193	236	0,82	0,35	0,29
AMP Algeciras	RTG	66,51	47,69	195	272	0,72	0,41	0,29
Nota: Área de almacenamiento neta (A_{PN}) contabiliza solamente el área que ocupa las huellas. Huella_TEU=15 m^2								

Tabla 3: Indicadores de productividad por superficie de algunas TPCs españolas
Fuente: Google, entrevistas a las terminales y elaboración propia

Recomendaciones sobre la capacidad de almacenamiento

A partir de una exhaustiva revisión bibliográfica (Alderton 1999; Thoresen, 2003; Henesey, 2004; Wieschmann, 2004; González-Herrero, 2006; OPPE, 2006; Kuznetsov, 2008; Koch, 2008; entre otros) y de algunos casos reales (terminales españolas – véase tabla 3) se proponen unas recomendaciones sobre la densidad superficial, la altura media de apilado y la capacidad estática de la terminal, en función de equipo de almacenamiento, tal y como muestra la tabla 4.

Equipo (anchura; altura nominal de apilado)	**Densidad Superficial** (Huellas_TEU/ha)	**Altura Media** (h)	**Densidad del Sistema o Capacidad Estática** (TEUs/ha)
Chasis	150 - 200	1,00	170 - 200
Carretilla	130 - 170	1,80	234 - 300
Reach Stacker (3)	200 – 250	1,80	360 - 450
SC (3+1)	265 – 280	1,80	475 - 500
RTG (6 ancho; 4+1)	270 - 280	2,40	650 - 670
RTG (7 ancho; 5+1)	290 - 310	2,75	800 - 850
RMG (9 ancho; 4+1)	385 - 425	2,80	1.100 – 1.200

Tabla 4: Densidades superficiales y capacidad estática de las terminales de contenedores según el tipo de equipo de almacenamiento

Una vez se obtiene la densidad del sistema o capacidad estática del patio de la terminal, la capacidad anual de almacenamiento variará en función de los días de estancia de los contenedores en la misma, tal y como está representado en los gráficos 3 y 4. Por ejemplo, para el caso de una terminal que emplea un sistema con una capacidad estática de 400 TEUs/ha (RS) y con un tiempo de estancia medio de 5 días, la capacidad anual de dicha terminal será de unos 29.200 TEUs/ha año (gráfico 3). En el caso de planificar una terminal con una capacidad máxima de 60.000 TEUs/ha año, con una estancia media de los contenedores de 5 días, se debería emplear un sistema con una capacidad de al menos 800 TEUs por ha de patio (gráfico 4).

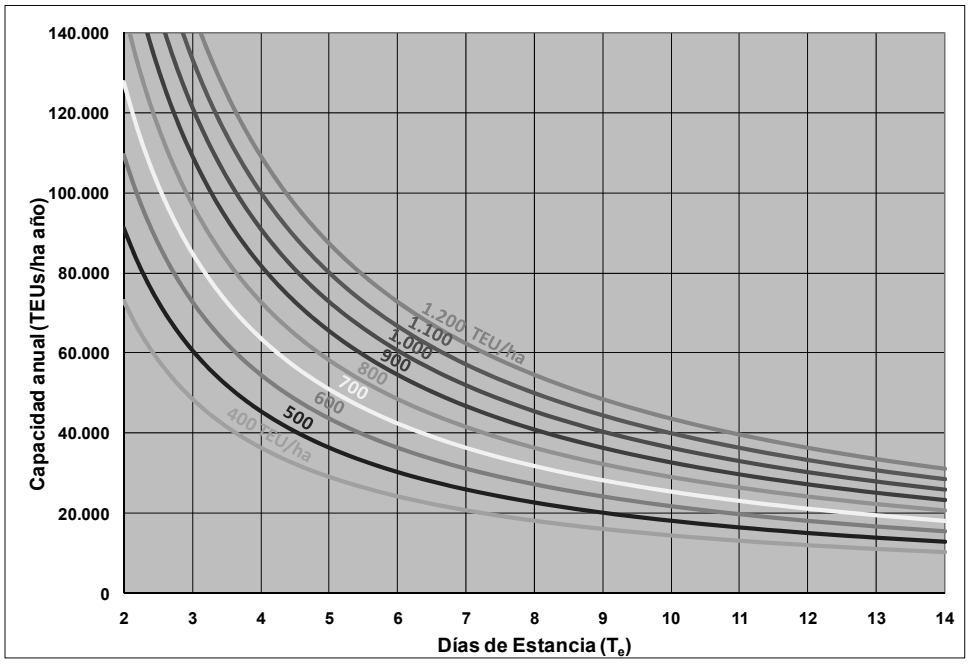


Gráfico 3: Capacidad anual (TEUs/ha año) en función de la densidad de almacenamiento y de los días de estancia

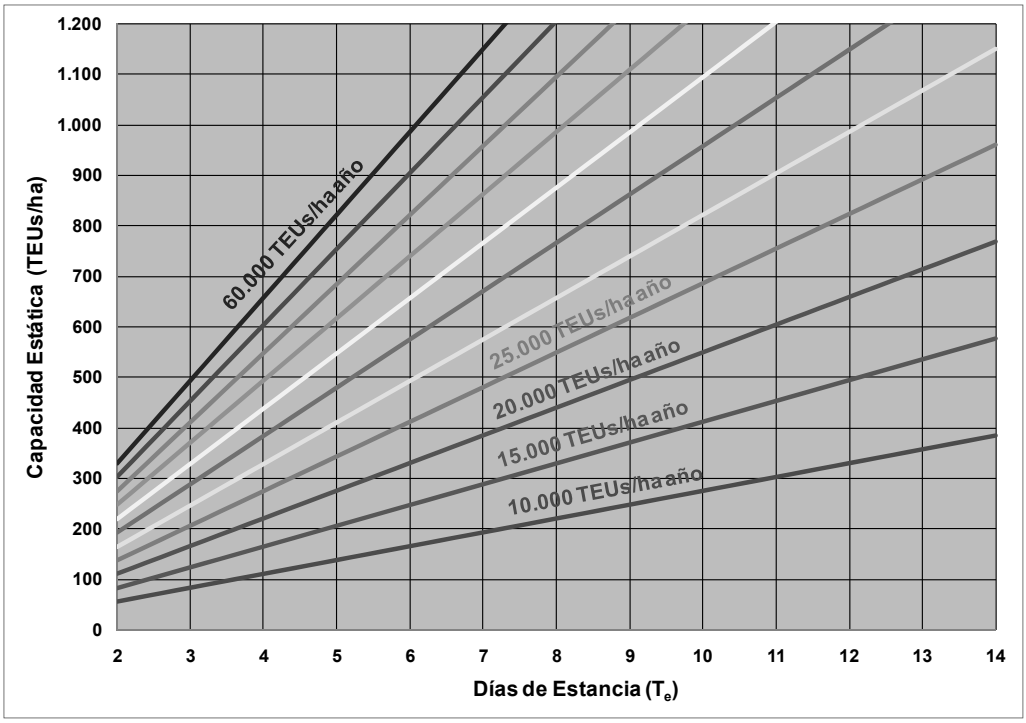


Gráfico 4: Capacidad estática del equipo de patio como resultado de las necesidades de capacidad anual y de los días de estancia

CONCLUSIONES

Los dos subsistemas que más influyen en la capacidad de una TPC son el de carga y descarga, es decir la línea de atraque, y el de almacenamiento. Los demás no deben ser limitantes de la capacidad. La capacidad de la TPC será la menor de las máximas capacidades de dichos subsistemas.

Con relación a la capacidad por línea de atraque es importante destacar que el número puestos de atraques es un factor determinante. Tal y como se podido comprobar, una terminal de 3 atraques tiene una capacidad un 36% superior, por cada atraque, a una de 2, y una de 4 atraques una capacidad un 58% superior, por cada atraque, a la de 2 atraques. Además, la tasa de ocupación admisible de una TPC debe siempre asociada a un número de puestos de atraque, lo que se traducirá en una calidad de servicio (T_e/T_s) dependiendo del sistema que se ajuste a la terminal (distribuciones de llegadas y de tiempos de servicio de los buques atracados).

Por otro lado, los factores determinantes de la capacidad de almacenamiento de una TPC son la capacidad estática del sistema de apilamiento (densidad superficial x altura operativa) y el número medio de días de estancia de los contenedores en patio.

AGRADECIMIENTOS

La presente ponencia se enmarca en el Proyecto de I+D+i, financiado por el CEDEX en su convocatoria 2006, titulado “Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación. Determinación de niveles de servicio”.

REFERENCIAS

Agerschou, Hans (2004). Facilities requirements. In Planning and design of ports and marine terminals, 2nd Ed., Thomas Telford Ltd., Londres, pp. 5-20.

Aguilar, J. (2008). Estudio de la línea de atraque. En Hito 3 del Proyecto “Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación. Determinación de niveles de servicio”. CEDEX, Ministerio de Fomento.

Alderton, P. (1999). *Port Management and Operations*. LLP Limited, Londres.

Arnau, E. (2000). Utilización de entornos visuales para la simulación de la ocupación de la línea de ataque. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.

Drewry Shipping Consultants (2002). *Global container terminals - Profit, performance and prospects*. Drewry Shipping Consultants Ltd, Reino Unido.

González-Herrero, J.M. y Comisión redactora de *la ROM 2.1 (2006). ROM 2.1: Obras de Atraque y Amarre.* Editorial UPV, Puertos del Estado, Madrid.

Henesey, L.E. (2004). *Enhancing Container Terminal Performance: A Multi Agent Systems Approach.* Licentiate Thesis in Department of Systems and Software Engineering. Blekinge Institute of Technology, Karlshamn, Sweden.

Koch, T. (2008). Operational Strategies and Philosophies. *Terminal Automation – Strategies and Technology to Drive Terminal Efficiency*, Londres.

Kuznetsov, A.(2008). Height and cost in the balance. *Cargo System*. Marzo, 2008, pp. 56-59.

Monfort, A. (2008). Rendimiento y Productividad en Terminales. *TOC Latin America*, Guayaquil.

OPPE (2006). *Plan Sectorial de Transporte Marítimo y Puertos*. *Las infraestructuras Portuarias*. Ministerio de Fomento, Puertos del Estado.

Thoresen C. A. (2003). *Port Designer’s Handbook: Recommendations and Guidelines*. Thomas Telford Limited. 549pp.

UNCTAD (1984). Desarrollo Portuario. Manual de Planificación Para Países en Desarrollo. Naciones Unidas, Nueva York.

Wieschemann, A. y Rijsenbrij, J. (2004). Stack Handling System Design. A Drive for Better Productivity at Lower Cost. *TOC 2004*, Barcelona.

CONSIDERACIONES SOBRE LA OFERTA Y LA DEMANDA DEL SERVICIO DE ATRAQUE, EN RELACIÓN CON LA CAPACIDAD DE LAS TERMINALES DE CONTENEDORES

J. Aguilar[1], R. Obrer[2]

Departamento de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia.
1. jaguilar@tra.upv.es
2. roobmar@upvnet.upv.es

INTRODUCCIÓN

El tráfico de contenedores en los puertos del estado español ha sufrido un espectacular aumento en los últimos años, llegando a una tasa anual media de crecimiento del 9.80% entre los años 2001 y 2007 (considerando tanto los puertos de la Administración del Estado como de las Comunidades Autónomas) (Anuarios Puertos del Estado y elaboración propia). Dicho aumento de tráfico ha venido acompañado de una demanda de construcción de nuevas terminales de contenedores y ampliación de las existentes. Sin embargo, existen limitaciones medioambientales y espaciales que, junto con el elevado coste que suponen estas infraestructuras, hacen que se tenga que cuestionar si el aumento de tráfico que hasta ahora venía dándose justifica las nuevas infraestructuras, o por el contrario, si a pesar del espectacular crecimiento las terminales de contenedores españolas tienen una capacidad suficiente como para servir a ese tráfico ofreciendo una calidad razonable a sus usuarios. Queda justificada, por lo tanto, la necesidad de estudiar la capacidad de las terminales de contenedores del Sistema Portuario Español.

Según el conocido método de los Cuellos de Botella (véase Figura 1), la capacidad de la terminal en su conjunto viene delimitada por la menor de las capacidades de los cuatro subsistemas que la forman (línea de atraque, almacenamiento, recepción-

entrega, interconexión). Así, a nivel global, queda reflejada la influencia del funcionamiento de un subsistema sobre los otros.

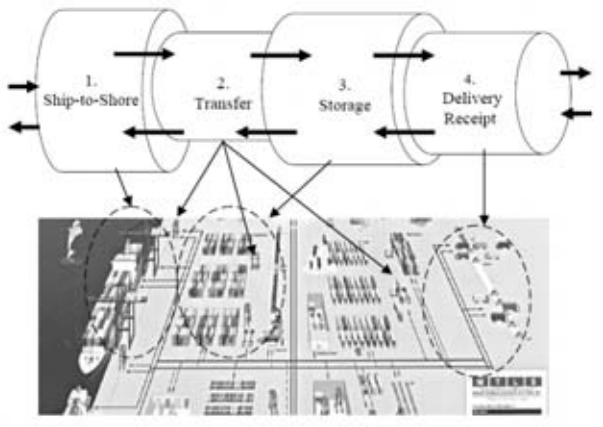


Figura 1. Método de los Cuellos de Botella (Fuente: Henesey, 2004)

Sin embargo, desde un punto de vista económico y temporal, el subsistema que más limita la capacidad de una terminal es el de línea de atraque, Así, el objetivo del presente artículo es plasmar los estudios que se han estado llevando a cabo para determinar la capacidad de la línea de atraque en las terminales de contenedores españolas (en particular los estudios relacionados con la oferta y la demanda del servicio de atraque) como aproximación a la capacidad de la terminal en su conjunto.

La determinación de la capacidad de la línea de atraque implica el conocimiento de un elevado número de parámetros. Quizás debido a la generalización de la implantación del modelo de gestión tipo Landlord, es difícil conocer muchos de los parámetros necesarios, y por ello se están utilizando indicadores muy simples y poco personalizados para estimar el tráfico límite de los muelles. Uno de estos indicadores se ve en la Figura 2.

CARACTERIZACION DEL TRAFICO Y DE LA COMPETENCIA			
Gran % de transbordo. Escalas programadas sin prácticamente retrasos	1.300	1.600	1.700
Gran % de origen / destino. Llegadas programadas con retrasos. Sin medidas para alentar la competencia. Tarifas reguladas (Caso Asiático)	1.000	1.200	1.500
Gran % de origen / destino. Llegadas programadas con retrasos. Medidas para alentar la competencia. Tarifas de libre mercado (Caso Europeo)	800	1.000	1.200
VALORES EN TEUs / (M.L.*AÑO)	TAMAÑO DE LA TERMINAL (Número de Atraques)		
	Pequeña [250 - 500] m	Mediana [500 - 1.000] m	Grande >1.000 m

Figura 2. Tráfico límite en la línea de atraque (Fuente: Drewry, 2002)

En el caso de disponer de suficientes datos, es posible particularizar el estudio de la capacidad de la línea de atraque a cada terminal a partir de la semejanza entre el muelle y un sistema de esperas (véase Figura 3).

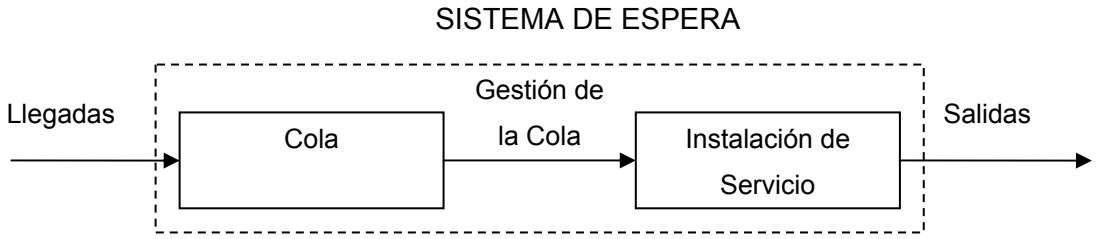


Figura 3. El muelle como sistema de espera.

El sistema se compone de dos elementos fundamentales: una cola o fondeadero y un muelle con uno o más puestos de servicio (atraques). Los buques llegan a la terminal según una distribución de llegadas. En el caso de que en el momento de la llegada no haya espacio para ser servido en la instalación de servicio, el buque espera en fondeadero hasta que se le dé orden de entrada al muelle. En el caso contrario, el buque entra directamente hasta uno de los atraques del muelle. Una vez que los buques son servidos salen del sistema. Así, indirectamente se está tratando con el tiempo de estancia de los buques en el puerto, puesto que el tiempo de estancia se compone de un tiempo de espera en fondeadero más un tiempo de servicio en el muelle.

CAPACIDAD DE LA LÍNEA DE ATRAQUE

Generalmente se entiende que la capacidad de la línea de atraque es el tráfico límite que la misma puede albergar en un determinado periodo de tiempo, normalmente un año. Ahora bien, ese tráfico límite se puede definir de diversas maneras.

En su monografía sobre la capacidad de los muelles, Fernando Rodríguez relaciona el tráfico en el muelle con el tiempo de estancia de los buques en el puerto (véase Figura 4). Así, el tráfico límite que define la capacidad del muelle es aquel a partir del cual el tiempo de estancia de los buques en puerto crece más rápidamente que el tráfico. De una manera un tanto arbitraria, el autor asume que es el tráfico correspondiente al punto en el que la tangente a la curva tiempos-tráfico pasa por el origen.

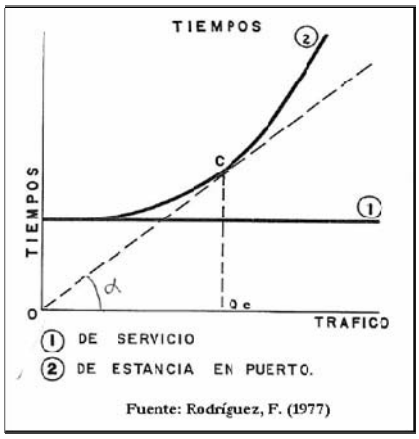


Figura 4. Capacidad de congestión (Fuente: Rodríguez, 1977)

Por otro lado, dados un número de atraques, unas llegadas de buques a la terminal, unos servicios y una tasa de ocupación del muelle, se puede definir el tráfico límite de la línea de atraque como el tráfico existente cuando un determinado estimador de la calidad alcanza un cierto valor. Internacionalmente se suele admitir que ese estimador es la Espera Relativa (ε_r), entendido como la relación entre el periodo medio de espera y el periodo medio de servicio de la terminal. La teoría de colas es capaz de resolver sólo algunos casos.

Existen más formas de definir el tráfico límite de un muelle (Rodríguez, 1977), pero a efectos de éste artículo solamente se presentan estas dos. Para poder continuar en el estudio se asumió que el tráfico límite que define la capacidad del muelle es el último presentado.

FORMULACIÓN DE LA CAPACIDAD

El tráfico que mueve un muelle durante un año se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$T = a \cdot \rho \cdot P \cdot H_{año}$$

Donde:

- T: tráfico movido en el muelle durante un año (TEUs/año; mov/año).
- a: número de muelles equivalentes en el muelle.
- ρ: tasa de ocupación del muelle (o de un atraque, pues coinciden).
- P: productividad media de un atraque, es decir la mercancía cargada o descargada por hora (TEUs/hora; mov/hora)
- $H_{año}$: número de horas operativas de la terminal (horas/año).

Tal y como se ha mencionado anteriormente, la capacidad es un tráfico límite por lo que es posible estimar este valor mediante la expresión anterior siempre y cuando se empleen: una productividad razonablemente elevada; una alta operatividad de la terminal (por ejemplo 360 días al año, 24 horas al día); y una tasa de ocupación razonablemente elevada, considerando su relación con el estimador de la calidad.

LIMITACIONES DE LA FORMULACIÓN DE LA CAPACIDAD

La primera limitación que se observa en la formulación propuesta es que, mientras que prácticamente la totalidad de las terminales de contenedores españolas explotan el muelle de forma continua, la formulación asume una explotación discreta. Esto implica que se ha de hacer una conversión de número de metros a número de atraques equivalentes para lo que es preciso conocer el número y tamaño de los buques que hacen escala en la terminal, y asumir una eslora tipo, que puede ser centrada (por ejemplo la media de las esloras en proporción al tiempo de servicio de cada buque) o sesgada (un determinado percentil de la distribución de esloras de los buques que hacen escala, como por ejemplo el 85% - González, 2006). Una vez conocida la eslora tipo, es posible obtener el número de atraques equivalentes dividiendo el número de metros totales de muelle entre la eslora tipo.

En el caso de existir diversas alineaciones en el muelle, se ha demostrado que se han de considerar todas ellas, al contrario de lo que proponen algunas publicaciones (UNCTAD, 1984), pues en caso de ser despreciadas se estaría infravalorando notablemente la capacidad de la terminal.

Otra limitación que plantea la formulación propuesta es que mientras la espera relativa es el estimador que se lleva hasta un límite para definir la capacidad, en la expresión propuesta aparece la tasa de ocupación, por lo que es preciso relacionar ambos parámetros. Para ello se ha de conocer si la teoría de colas proporciona soluciones algebraicas en función del tipo de llegadas, servicios y número de atraques. En caso contrario se ha de recurrir a la simulación numérica. Una vez se dispone de la relación entre los dos parámetros, resulta arbitrario qué valor de la espera relativa define el límite de calidad admisible. En algunas monografías (Agerchou et al., 2004) se propone que para el caso de terminales de contenedores éste valor sea de 0.1, aunque no queda justificado.

Finalmente hay que prestar atención al término de la productividad. El valor a adoptar ha de ser relativamente elevado, ahora bien, queda la duda de si se han de considerar las condiciones actuales de manipulación y planificación de equipos, o las condiciones de mayor eficiencia. En función del valor que se esté considerando, se estará calculando la capacidad en unas condiciones u otras.

REALIDAD DE LAS TERMINALES ESPAÑOLAS

Visto todo lo anterior, queda patente la necesidad de caracterizar la demanda y la oferta del servicio de atraque de las terminales españolas para determinar su capacidad. Para ello es preciso caracterizar:

- En relación con la **demanda de servicios**: las llegadas, los buques (esloras), la carga movida por cada buque.
- En relación con la **oferta de servicio**: los tiempos de servicio, los tiempos muertos, las planchas unitarias (inversamente proporcionales a las productividades).

Para ello se han recogido los datos necesarios de 7 terminales de contenedores españolas con diferentes características: diferentes tamaños, tráficos (import, export, trasbordos), y formas de explotación (públicas y dedicadas), etc.

Concretamente las terminales estudiadas son: APM (Puerto de Algeciras); TCA (Puerto de Algeciras); TCB (Puerto de Barcelona); ATM (Puerto de Bilbao); TMB (Puerto de Bilbao); OPCSA (Puerto de Las Palmas de Gran Canaria); MARVALSA (Puerto de Valencia).

Demanda de Servicios

Llegadas

La **variable** estudiada para caracterizar las llegadas de los buques al sistema se define como “el intervalo de tiempo comprendido entre llegadas consecutivas de los buques”, medida en horas. El principal **problema** que aparece al estudiar esta variable es que no existe una definición generalizada de la llegada a puerto. Por poner unos ejemplos, en algunos puertos la llegada del buque se considera cuando éste pasa por un determinado punto o sección mientras que en otros puertos se produce cuando el práctico toma el control del buque. Otro problema que se presenta es que muchos

puertos no disponen de la información de fondeo, información clave para conocer las llegadas reales. Por todo lo expuesto, en muchos casos ha sido necesario recurrir a la información del momento del atraque como aproximación al momento de la llegada.

Los resultados de los análisis confirman que la variable representativa de las llegadas de buques a las terminales de contenedores españolas se distribuye como una función exponencial en todas las terminales estudiadas, aunque obviamente las medias son muy diferentes (5,59 h – 23,62 h). En la Figura 5 se representa el buen ajuste a una función de distribución exponencial, confirmado con el test Chi-cuadrado correspondiente.

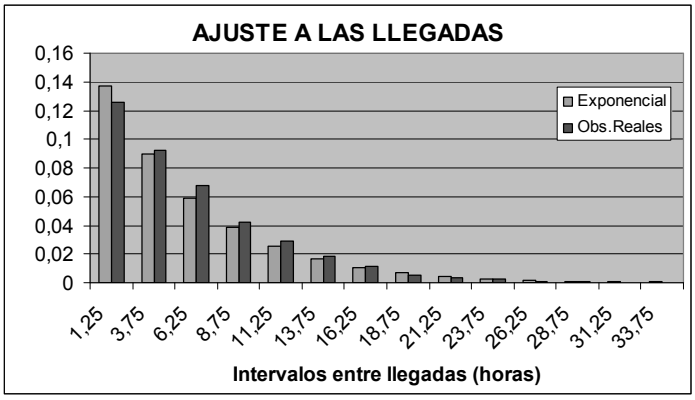


Figura 5. Comparación de un histograma generado mediante una función exponencial teórica y un histograma generado a partir de los datos reales en una terminal

Buques (esloras)

Para caracterizar los buques que hacen escala en una terminal se ha considerado su eslora medida en metros y se ha analizado la función de densidad a la que se ajusta (ponderando la longitud del buque según las escalas que hace en la terminal). A la vista de los histogramas generados a partir de los datos tomados no se ha podido extraer ninguna conclusión clara pues no se asemejan a ninguna función algebraica conocida.

Carga movida por cada buque

Para caracterizar la carga movida por cada buque la **variable** estudiada ha sido la carga total embarcada y desembarcada por el buque en la escala. Según terminales esta variable se ha medido en TEUs, movimientos, contenedores o toneladas.

Se ha podido apreciar que la carga máxima y mínima movida por los buques varía mucho de unas terminales a otras. También varía la forma del histograma que arrojan

los datos, aún así existen diversas terminales con una tendencia clara de crecimiento hasta una carga máxima a partir de la cual decrece (ver la Figura 6).

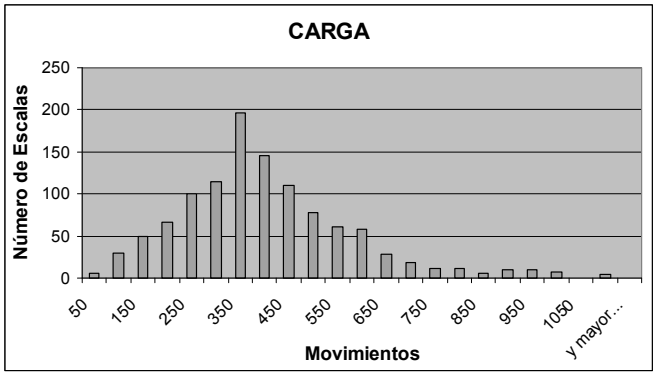


Figura 6. Histograma representativo de la carga movida por los buques que hacen escala en una terminal de contenedores española

Oferta de servicios

Servicios

Para caracterizar los servicios ofrecidos por una terminal se ha recurrido a la función de densidad de la **variable** "duración entre el momento de atraque y desatraque", medida en horas. Los **problemas** detectados han sido que las terminales emplean diferentes criterios para definir el momento de atraque y de desatraque. En las terminales de algunos puertos se considera el momento de atraque cuando empieza la maniobra, mientras que en las de otros se considera cuando finaliza. Ocurre lo mismo para el caso del desatraque. Del estudio se puede concluir que la variable duración del servicio se distribuye como una función de densidad Erlang K, donde la K varía entre 4 y 7 según la terminal (las medias son muy diferentes entre terminales).

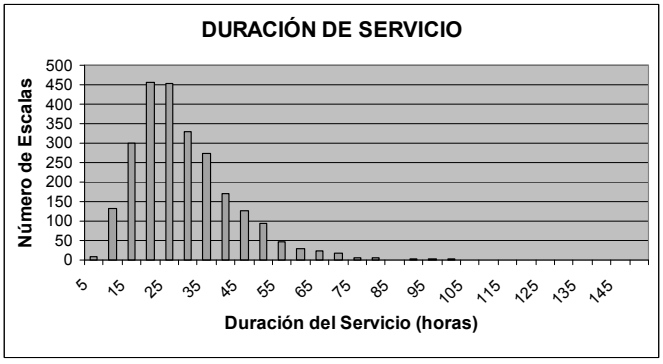


Figura 7. Histograma representativo de la duración del servicio de los buques que hacen escala en una terminal de contenedores española

Tiempos muertos

La **variable** que se ha estudiado para caracterizar los tiempos muertos de los buques en la terminal es la "duración del atraque menos la duración de la operativa del

buque", medida en horas. El principal **problema** que se ha encontrado es que solamente dos de las siete terminales estudiadas disponen de los datos necesarios para llevar a cabo el presente análisis. Como conclusión se puede decir que rango de variación de los tiempos muertos es muy elevado para una misma terminal, al contrario de lo que a priori se podría pensar. Claro está que este resultado ha de tomarse con cierta precaución pues solamente dos terminales han podido ser analizadas.

Planchas Unitarias

Definimos como plancha unitaria la relación entre la duración de la estancia del buque en el puerto y la carga movida por el mismo, calculada para cada barco. Como ya se ha mencionado anteriormente no se dispone de los datos de fondeo, de manera que como aproximación a la plancha unitaria se ha trabajado con la duración del atraque del buque en vez de la duración de la estancia. Esta **variable** es pues la que caracteriza las planchas unitarias de los buques en una terminal. Se puede medir en las siguientes unidades: h/TEUs, h/tn, h/contenedores, h/movimientos. En todas las terminales los resultados obtenidos son semejantes. Los histogramas obtenidos a partir de los datos reales tienen formas Erlang K.

CONCLUSIONES

De este estudio se concluye que la determinación de la capacidad de línea de atraque implica una cierta particularización, lo que precisa la caracterización de cada terminal.

Existen diversas formas de definir la capacidad de la línea de atraque de una terminal de contenedores, pero aquí se ha asumido que es el tráfico existente cuando un determinado estimador de la calidad alcanza un cierto valor. Se suele admitir que este estimador es la espera relativa, y el límite que se ha de alcanzar es 0,1 (para el caso de terminales de contenedores). Sin embargo las formulaciones existentes que estiman dicho tráfico no dependen directamente de la espera relativa, sino de la tasa de ocupación del muelle, por lo que resulta necesario relacionar ambos parámetros. Dado que la teoría de colas no resuelve todos los casos posibles de llegadas, servicios y número de atraques, es preciso recurrir a la simulación numérica para obtener dicha relación partiendo de que en las terminales de contenedores españolas las *llegadas* de los buques se distribuyen como funciones exponenciales y las duraciones de los *servicios* según una función Erlang K. La determinación del *número de atraques* se

complica porque las terminales de contenedores españolas generalmente explotan la línea de atraque de manera continua lo que obliga a hacer una conversión de número de metros de atraque a número de atraques equivalentes. Esto resulta ser complejo al ser imposible obtener conclusiones en el estudio de las esloras de los buques que hacen escala en las terminales de contenedores del trabajo. Debido a ésta dificultad, se plantean investigaciones futuras donde se avance en una formulación de la capacidad de la línea de atraque que considere que el muelle se explota de manera continua. Para ello será necesario recurrir a la simulación numérica y desarrollar algoritmos de asignación de atraque y algoritmos de asignación de medios.

AGRADECIMIENTOS

Esta ponencia se enmarca dentro del proyecto de investigación “Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación. Determinación de los niveles de servicio”, financiado por el CEDEX en su convocatoria de 2006.

REFERENCIAS

Agerschou, H., Dand, I., Ernst, T., Ghoos, H., Jensen, O.J., Korsgaard, J., Land, J.M., Mckay, T., Oumeraci, H., Petersen, J.B., Runge-Schmidt, L., Svendsen, H.L. 2004. Planning and design of ports and marine terminals, 2ª ed., Thomas Telford.

Drewry, 2002. Global container terminals. Profit, performance and prospects, Drewry shipping consultants ltd.

González Herrero, J.M., 2006. ROM 2.1: Obras de atraque y amarre. Capítulo 3: Criterios de proyecto. EROM 02. Universidad Politécnica de Valencia.

Henesey, L.E., 2004. Enhancing container terminal performance: a multi agent Systems approach. Tesis, Blekinge Institute of Technology.

Rodríguez Pérez, F. 1977. Capacidad de los muelles. Secretaría general técnica, MOPU.

UNCTAD, 1984. Desarrollo portuario. Manual de planificación para los países en desarrollo. Publicación de las Naciones Unidas.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD EN TERMINALES DE GRANELES SÓLIDOS. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO

M.N. González[1], A. Camarero[1], P. Pery[1]

1. Explotación de puertos. Dpto. de Ingeniería Civil. Transportes, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPM, c/ Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid.

INTRODUCCIÓN

Existen a nivel internacional una serie de fórmulas que permiten calcular de forma la capacidad de una terminal de graneles sólidos de forma muy simplificada para cada uno de los subsistemas que las componen. Éstas formulas son muy generales, llevan asociadas grandes simplificaciones y los valores que se introducen en ellas son muy aproximados y no reflejan la realidad de la explotación. Así como tampoco está desarrollada una metodología de determinación del nivel de servicio de una terminal.

Mediante la investigación desarrollada como consecuencia del concurso público de adjudicación de "Ayudas de I+D+i en 2006, del Programa Nacional de Medios de Transporte", ligadas al PEIT por Resolución 13365 (BOE nº 175 del 24 de julio de 2006) fue adjudicada la ayuda a la investigación al proyecto titulado "Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación" se ha podido obtener para la terminales de graneles sólidos del sistema portuario español las fórmulas de capacidad para los distintos subsistemas, por tipología de mercancía, así como se ha avanzado en la determinación del nivel de servicio de estar terminales al desarrollarse una propuesta de metodología de cálculo.

Era necesario establecer nuevas fórmulas de cálculo de capacidad que se adaptasen a al nueva realidad de la explotación de las terminales de graneles sólidos de sistema portuario español y afinar las formulas ya empleadas a nivel internacional, así como las que se recogen en Rodríguez Pérez (1977). Respecto al concepto de Nivel de Servicio (NdS) en terminales portuarias ha sido introducido por algunos autores como Ballis, A. (2003) donde afirma que el NdS ofrecido por la Terminal está fuertemente ligado a la productividad de la misma y es un factor importante en la toma de decisiones referentes a las inversiones en infraestructura y equipos, es por ello que es necesario seguir avanzando es esta línea, determinando claramente los parámetros que afectan a la explotación. .

Se trata de una línea de investigación que requiere esfuerzos renovados. A finales de los 80, el experto portuario De Monie (1988) realiza la siguiente afirmación que sigue siendo absolutamente vigente: "el número de estudios, informes y conferencias que en los últimos años se han dedicado al examen del rendimiento y la productividad de los puertos ha sido apreciable. En general, sus frutos dejaron a la mayoría de los interesados bastante insatisfechos, cuando no descorazonados. Ese estado de cosas no se puede atribuir únicamente a la incapacidad de los autores por tratar el tema competentemente. La verdad es que quienquiera que desee analizar el rendimiento de los puertos acomete una empresa compleja, de resultas de una serie de factores como los siguientes:

- El número mismo de los parámetros que hay que tener en cuenta;
- La falta de datos de base real, actuales y fidedignos, reunidos de manera aceptada y disponibles para ser publicados o divulgados;
- La interpretaciones divergentes de los mismos resultados por distintos interesados"

La celebración en los albores del año 2000 de conferencias internacionales monográficas sobre la materia, como "Container & Terminal Performance" o "Measuring Port Productivity" confirmaban el interés científico y tecnológico, la actualidad y la

preocupación en relación con las líneas de investigación contempladas en el presente proyecto.

Más recientemente, otros autores han insistido en la falta de estandarización metodológica en la medición del rendimiento portuario, en su dificultad y en la vaguedad del concepto de eficiencia. El interés de desarrollar el proyecto responde a una doble necesidad: por un lado la relativa al ejercicio de Planificación de la oferta portuaria, a medio y largo plazo, vinculada con la elaboración del Plan Sectorial de Transporte Marítimo y Puertos, y de los Planes Directores de los Puertos del Sistema Portuario de Titularidad Estatal; y por otro, al imprescindible proceso de optimización de la explotación de infraestructuras y superestructuras portuarias en un escenario de desarrollo sostenible.

El objetivo general es establecer una metodología que permita determinar la capacidad de una terminal portuaria en función del tipo de tráfico que mueva, para cada uno de los subsistemas que la integran, así como desarrollar un esquema metodológico de determinación del nivel de servicio de la misma, mediante un estudio sistémico de las terminales portuarias analizando cada uno de los subsistemas en función del tipo de tráfico a mover.

Lo que se pretende obtener, en definitiva, es una formulación de la capacidad para cada uno de los subsistemas por tipo de tráfico de la terminal, a través de un estudio de los parámetros fundamentales de cada subsistema y establecer una metodología que permita determinar el nivel de servicio para conocer la percepción de la calidad de los servicios prestados por el puerto.

Como procedimientos y métodos se ha empleado la concepción sistémica de terminal para abordar el estudio de las terminales de graneles sólidos, de las que se han obtenido las formulas de capacidad específica para el sistema portuario español en base a la inclusión real de los elementos que forman la ecuación y que participan de la explotación Considerado la complejidad de explotación de las terminales de graneles sólidos, cuyos elementos fundamentales de la explotación son el buque, el material movido y los equipos de manipulación, para la obtención de las fórmulas de capacidad se han introducido en la fórmula, bien de forma directa o indirecta, estos tres elementos.

La principal conclusión indica que en el análisis de la explotación de las terminales de graneles sólidos es determinante el estudio por tipología de material manipulado, cada uno de estos materiales lleva un asociado un buque tipo explotación caracterizado por las toneladas de peso muerto que moviliza.

Sería necesario seguir avanzando en los estudios de la línea de atraque para cada uno de los distintos tipos de material movido, así como en la definición del nivel de servicio del que sólo se han desarrollado unos primeros avances y sentado las primeras bases

METODOLOGÍA

Considerado la complejidad de explotación de las terminales de graneles sólidos, cuyos elementos fundamentales de la explotación son el buque, el material movido y los equipos de manipulación, para la obtención de las fórmulas de capacidad se han introducido en la fórmula, bien de forma directa o indirecta, estos tres elementos

Respecto a la obtención de fórmulas da capacidad, éstas se ha desarrollado de la siguiente manera: a partir de las fórmulas empleadas internacionalmente para el cálculo de la capacidad, se han deducido fórmulas más ajustadas a la realidad española. En el caso de atraque se introducen en la formulas variables en función del material y buque tipo con el que se esté operando en la terminal a través de la *plancha*: es decir las

toneladas diarias movidas en el atraque. En el caso del patio de almacenamiento, se han caracterizado las terminales de graneles sólidos españolas mediante un estudio de campo que ha permitido obtener los valores de algunos parámetros de la ecuación, característicos de la explotación de las terminales españolas.

La aproximación de una metodología respecto al nivel de servicio se ha basado fundamentalmente en el concepto de plancha, puesto que de la investigación desarrollada se ha confirmado que el subsistema atraque es el más determinante en la explotación. El nivel de servicio se define para cada tipo de material y para cada uno de los subsistemas de la terminal. Es por ello que a partir de las planchas tipo de los diferentes materiales asociados a un buque tipo de explotación se comparan con las productividades de los subsistemas y a partir del valor de las productividades como un cierto % de la plancha tipo se consideran diferentes niveles de servicio (A,B,C).

Figura 1. Modelo de determinación del nivel de servicio

Los elementos fundamentales de la explotación de las terminales de graneles sólidos son el buque, el material movido y los equipos de manipulación, para la obtención de las fórmulas de capacidad se han introducido en la fórmula, bien de forma directa o indirecta, estos tres elementos. Respecto a la obtención de fórmulas da capacidad se han deducido fórmulas más ajustadas a la realidad española, a partir de las fórmulas empleadas internacionalmente para el cálculo de la capacidad. En el caso de atraque se introducen en la formulas variables en función del material y buque tipo con el que se esté operando en la terminal a través de la plancha: es decir las toneladas diarias movidas en el atraque. En el caso del patio de almacenamiento, se han caracterizado las terminales de graneles sólidos españolas mediante un estudio de campo que ha permitido obtener los valores de algunos parámetros de la ecuación, característicos de la explotación de las terminales españolas.

La aproximación de una metodología respecto al nivel de servicio se ha basado fundamentalmente en el concepto de plancha, puesto que de la investigación desarrollada se ha confirmado que el subsistema atraque es el más determinante en la explotación. El nivel de servicio se define para cada tipo de material y para cada uno de los subsistemas de la terminal. Es por ello que a partir de las planchas tipo de los diferentes materiales asociados a un buque tipo de explotación se comparan con las productividades de los subsistemas y a partir del valor de las productividades como un cierto % de la plancha tipo se consideran diferentes niveles de servicio (A,B,C).

RESULTADOS Y FUTURAS INVESTIGACIONES

En el análisis de la explotación de las terminales de graneles sólidos se ha encontrado determinante el estudio por tipología de material manipulado, para el sistema portuario español, la clasificación de los materiales para el estudio diferencia entre: carbón, mineral, agroalimentario y resto de mercancías. Cada uno de estos materiales lleva un asociado un buque tipo de explotación caracterizado por las toneladas de peso muerto que transporta.

Para el estudio de las terminales de graneles sólidos en el sistema portuario español es necesario diferenciar las terminales especializadas con equipos específicos para manipular graneles sólidos, de las no especializadas que cuentan con equipos de manipulación menos especializados.

El subsistema atraque, el más determinante en la explotación se caracteriza en las terminales graneles sólidos por la plancha medida en toneladas diarias y la tasa de ocupación del muelle. Las planchas internacionales adoptan valores similares a las de las terminales especializadas españolas que mueven carbón y material mineral, y valores superiores para las que mueven materiales agroalimentarios y el resto de los materiales.

Respecto al nivel de servicio se ha determinado que varía entre A y C, representando A la situación ideal para el explotador, hasta llegar a C, donde las condiciones de explotación son más desfavorables. Los niveles de servicio A, B y C representan las situaciones en las que la plancha tipo de referencia se asemeja en mayor o menor medida a la productividad del subsistema.

Como principales conclusiones se recogen:

En el análisis de la explotación de las terminales de graneles sólidos se ha encontrado determinante el estudio por tipología de material manipulado, para el sistema portuario español, la clasificación de los materiales para el estudio diferencia entre: carbón, mineral, agroalimentario y resto de mercancías. Cada uno de estos materiales lleva un asociado un buque tipo explotación caracterizado por las toneladas de peso muerto que moviliza.

Para el estudio de las terminales de graneles sólidos en el sistema portuario español es necesario diferenciar las terminales especializadas con equipos específicos para manipular graneles sólidos, de las no especializadas que cuentan con equipos de manipulación menos especializados.

El subsistema atraque, el más determinante en la explotación se caracteriza en las terminales graneles sólidos por la plancha medida en toneladas diarias y la tasa de ocupación del muelle. Las planchas internacionales adoptan valores similares a las de las terminales especializadas españolas que mueven carbón y material mineral, y valores superiores para las que mueven materiales agroalimentarios y el rsto de los materiales.

Respecto al nivel de servicio se ha determinado que varía entre A y C, representando A la situación ideal para el explotador, hasta llegar a C, donde las condiciones de explotación son más desfavorables. Los niveles de servicio A, B y C representan las situaciones en las que la plancha tipo de referencia se asemeja en mayor o menor medida a la productividad del subsistema.

REFERENCIAS

Ballis, A. (2003). Introducing Level of Service Standards for Intermodal Freight Terminals. TRB 2006 Annual Meeting (CD-ROM).

De Monie, G. (1988). *Monografías de la UNCTAD sobre Gestión de Puertos - Medición y Evaluación del Rendimiento y de la Productividad de los Puertos*. UNCTAD, Naciones Unidas, Nueva York.

Rodríguez Pérez, F.(1977). *Capacidad de los muelles*. MOP, Secretaría General Técnica

ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE TERMINALES MARÍTIMAS DE CARGA RODADA

S. Saurí, P. Morales-Fusco, B. Spuch

CENIT - Centro de Innovación del Transporte. C/ Jordi Girona 29 2A (Nexus II), 08034 Barcelona, Cataluña. cenit.bcn@upc.edu

INTRODUCCIÓN

Las terminales y buques de carga rodada (Ro-Ro) en los últimos años han experimentado un incremento importante de tráficos marítimos, debido básicamente al transporte de vehículos y al auge del de *Short Sea Shipping* (SSS). Las previsiones indican que el tráfico Ro-Ro mantendrá su proceso incremental (Dapena, 2009), haciendo necesario construir nuevas terminales o ampliar o mejorar el rendimiento de las existentes.

Para ello se necesita conocer la capacidad de las instalaciones existentes, de sus posibles ampliaciones y de futuras terminales, con y sin posibles mejoras en la productividad. Además debe tenerse en cuenta que el tráfico de una terminal afecta su propia competitividad y la calidad percibida por los propios clientes (navieras y transportistas). Es necesario, pues, estudiar la capacidad de las terminales y su relación con la calidad percibida o el también llamado Nivel de Servicio (NdS).

En la actualidad no existe excesiva literatura sobre calidad y capacidad de terminales. La literatura incluye algunos estudios generalistas como el de Ballis (2003) que proponen indicadores para evaluar la calidad de las terminales intermodales pero sin llegar a tener en cuenta sus características específicas. Otros autores, como Owino, Wang y Pasukeviciute (2006), Bichou y Gray (2004) o Bassan (2007) entre otros, y sin mencionar directamente la calidad, identifican múltiples indicadores para evaluar las terminales marítimas (básicamente de graneles o contenedores. Por otro lado existe una mezcla de fórmulas analíticas y empíricas para cuantificar la capacidad de la terminal, básicamente para terminales de contenedores y de graneles, algunas fuentes en este sentido pueden ser Drewry Shipping Consultants (2005) o la UNCTAD (1985),

por citar algunas. A pesar de todo ello no se tiene conocimiento de estudios específicos de la calidad y la capacidad de terminales de carga rodada.

El propósito de este documento se engloba en el proyecto "*Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante modelos de simulación de la explotación. Determinación de los niveles de servicio"* (CAPORT, de ahora en adelante). El objetivo del presente artículo es definir y caracterizar la capacidad y el nivel de servicio en terminales portuarias de carga rodada.

A tenor de ello, el documento se estructura de la siguiente forma: primero se discuten los posibles indicadores de calidad que estén relacionados con la capacidad de la terminal, posteriormente se propone una metodología para su obtención seguida de un mecanismo de evaluación de los mismos para finalmente llegar a una serie de conclusiones y propuesta de nuevas líneas de investigación.

INDICADORES DE CALIDAD

Las terminales de carga rodada son especialmente complejas de caracterizar, pues incluyen múltiples tipologías de carga con distintas especificaciones y presentan distintas características en función de si realizan un tráfico de corta (*Short Sea Shipping*) o larga (*Deep Sea Shipping*) distancia. Por ello se opta por un análisis sistémico de las terminales, permitiendo de este modo dividir el análisis en bloques independientes. En este sentido, tal y como muestra la figura 1, en el presente artículo se parte de los cuatro subsistemas propuestos por Henesey (2006) para las terminales de contenedores, reducidos a tres para adaptarlos a las terminales Ro-Ro pues se considera que Interconexión queda diluida entre los otros tres.

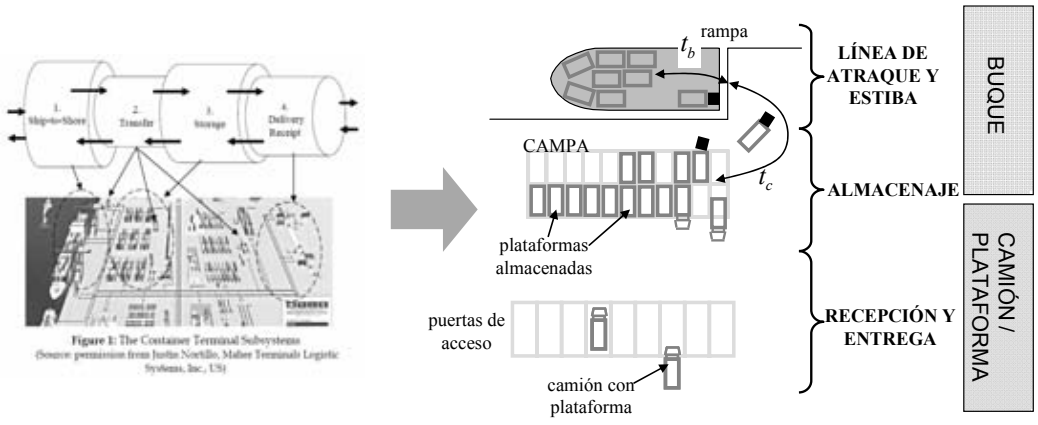


Figura 1. División en subsistemas y lados de la terminal en función del cliente.

Los indicadores básicos para el nivel de servicio deben tomar en cuenta la tipología de cliente (transportista y compañía naviera). Ambos tipos de clientes fueron considerados en el proyecto CAPORT aunque aquí solo se discutirá la metodología desarrollada para las navieras y la operativa de los subsistemas que las afecta directamente: almacenaje y línea de atraque. Siguiendo la línea de los otros estudios para otras tipologías de terminales, mencionados con anterioridad, se llegó a la conclusión que los indicadores deben reflejar el tiempo de estancia medio del cliente en la terminal y la fiabilidad del servicio (representada como la probabilidad de que se produzcan esperas).

Tiempo de estancia del buque en el puerto (t_t)

Inicialmente se estudió la taxonomía de las operaciones y terminales marítimas, llegando a la conclusión de la necesidad de diferenciar según número de cabezas tractoras (mafis) operando, el volumen de carga y su composición por tipos, las características del buque que condicionan el rendimiento de los equipos de estiba y la geometría y dimensiones de la campa; factores todos ellos que condicionan el tiempo de estancia del buque en el puerto, t_t. Éste, a su vez, se subdivide en dos componentes: tiempo de espera, t_e, y tiempo de servicio, t_s. El primer término hace referencia al tiempo que el buque tiene que esperar para conseguir que se le destine amarre (solo en casos en que la terminal no puede admitir el nuevo buque) mientras que el segundo incluye la estancia en la terminal propiamente dicha así como las maniobras de aproximación a la misma, esto es:

$$t_t = t_e + t_s \tag{1}$$

El tiempo de espera depende del tiempo de servicio (mayor duración del servicio significa una mayor probabilidad de que se produzcan esperas) y su variabilidad, el número de llegadas, q, y su variabilidad así como otros términos como el número de atraques, etc.

$$t_e = f\left(t_s, q, \sigma_q, \sigma_{t_s}, \ ... \right) \tag{2}$$

Por su parte, el tiempo de servicio se considera dividido entre el que se dedica a operaciones de estiba y desestiba, diferenciando entre tiempo debido a operativa en el interior del buque, t_b^T, o en la campa, t_c^T, y el que se dedica al resto de operaciones, t_p (aproximación al muelle, atraque, bajada de rampa, discusión del plan de estiba,

documentación, trincaje, desatraque y salida del puerto), tal y como se representa en (3).

$$t_s = t_p + t_b^T + t_c^T = t_p + t_b^c + t_b^{af} + t_b^{vp} + \max(t_c^{vc} + t_b^{vc}, t_b^{sr} + t_c^{sr}) \quad (3)$$

Debe tenerse en cuenta que algunas operaciones al interior y exterior del buque se producen de forma simultánea (existen equipos operando en ambos lados al mismo tiempo) por lo que t_b^T y t_c^T hacen referencia al promedio de tiempo que los equipos de estiba destinan a moverse en cada parte. La carga que no necesita de equipos de estiba extra (se estiba por si misma) no necesita dicha división de términos, por lo que solo se le ha asignado valores referidos al buque (con el subíndice $_b$). Así pues, los otros términos de la ecuación 3 describen los tiempos dedicados a la estiba y desestiba de cada tipo de mercancía presente en el buque: camiones, t_b^c; vehículos de pasaje (para buques tipo Ro-Pax), t_b^{vp}; semirremolques sin cabeza tractora, t_b^{sr} y t_c^{sr} o carga rodada (vehículos), t_b^{vc} y t_c^{vc}. Adicionalmente se incluye un tiempo extra debido a la afectación de los movimientos de la campa sobre la estiba, t_b^{af}, que se describirá más adelante (en el apartado referente a la mercancía terrestre).

Tiempo del buque (t_b)

La variación principal del tiempo de buque dependerá del volumen y topología de carga, principalmente. Este tiempo puede considerarse como un agregado de los tiempos destinados a la operativa de cada tipo de mercancía, aunque con alguna matización: mientras que la estiba de camiones y vehículos de pasaje se realiza de forma sucesiva e independiente, la estiba de mercancía rodada (vehículos y plataformas) mediante estibadores se produce de forma simultánea y debe considerarse conjuntamente con los tiempos de campa.

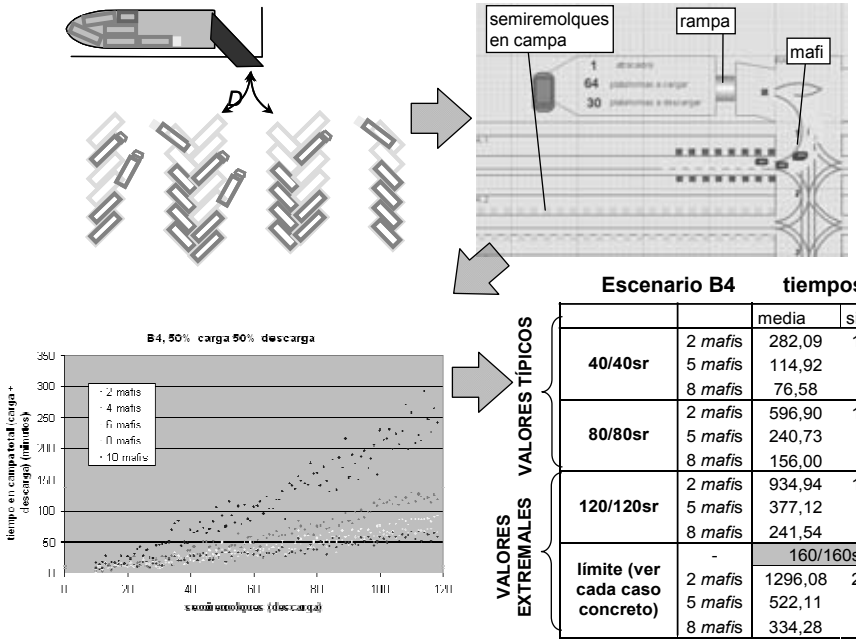
Cada uno de los valores referidos relativos al tiempo del buque y referidos en la ecuación 3 puede obtenerse mediante simulación de los movimientos en el interior del buque (como se hace en López-Piñeiro (2005)) o mediante la toma de datos empíricos. Para el presente estudio se optó por la segunda opción, usando t_b^c, t_b^{vp} y t_b^{vc} como valores deterministas a partir de los datos observados, mientras que t_b^{sr} se tomó de forma estocástica y como parámetro para la simulación de la operativa en campa de los equipos tractores (mafis).

Tiempo en campa (t_c)

Su valor dependerá de la configuración de la carga en campa. Este parámetro complementa el tiempo de buque para mercancías que son estibadas por equipos (vehículos como mercancía y semirremolques) pues la actividad en la campa del resto de mercancías no afecta directamente el tiempo de servicio del buque t_s.

A partir de las observaciones empíricas, se observó que el tiempo destinado a la carga y descarga de semirremolques es el más importante (por unidad estibada). Por ello se optó por simular la operativa de la campa, considerando que los tiempos de las cabezas tractoras en el interior del buque siguen una distribución estocástica. Para tal fin, se fijaron tiempos de enganche tractora-plataforma, velocidades de circulación y para distintas configuraciones en campa (8 escenarios definidos a partir de lo observado en las terminales españolas), número de equipos (5 valores considerados) y la relación entre volumen cargado y descargado (4 relaciones consideradas) se obtuvieron distintos valores agregados de t_b^{sr} y t_c^{sr} en función del total de plataformas movidas. La figura 2 esquematiza el proceso realizado, el resto de escenarios pueden encontrarse desarrollados en el proyecto CAPORT.

Agregando todos los valores se conoce el tiempo de servicio óptimo que puede conseguir la terminal con unas determinadas características morfológicas y de demanda y a partir de ello pasar a calcular el tiempo de espera promedio, dadas las condiciones óptimas de explotación.



Escenario B4 **tiempos**

		media	sigma
40/40sr	2 *mafis*	282,09	11,00
	5 *mafis*	114,92	5,22
	8 *mafis*	76,58	4,10
80/80sr	2 *mafis*	596,90	15,38
	5 *mafis*	240,73	6,81
	8 *mafis*	156,00	5,27
120/120sr	2 *mafis*	934,94	18,55
	5 *mafis*	377,12	7,67
	8 *mafis*	241,54	5,76
límite (ver cada caso concreto)	-	160/160sc	
	2 *mafis*	1296,08	20,31
	5 *mafis*	522,11	8,42
	8 *mafis*	334,28	6,35

VALORES TÍPICOS / VALORES EXTREMALES

Figura 2. Proceso de obtención del tiempo en campa para semirremolques, t_c^{sr}

Probabilidad de espera (P_e)

Durante la elaboración del proyecto se observaron dos tipos de explotación de terminal: con llegadas con horario preestablecido o fijo y terminales de régimen aleatorio. El hecho de trabajar con distribuciones estocásticas para el tiempo de servicio en la terminal y distintos procesos de llegadas aleatorias, obliga a tomar la probabilidad de espera, P_e, como el indicador de calidad utilizado en el lado marítimo de la terminal. La probabilidad de que un buque espere queda definida mediante la ecuación 4 y la figura 3:

$$P_e(\text{buque i+1}) = P\left(T_{si}^{+} - T_{si+1}^{-} \geq 0\right) \tag{4}$$

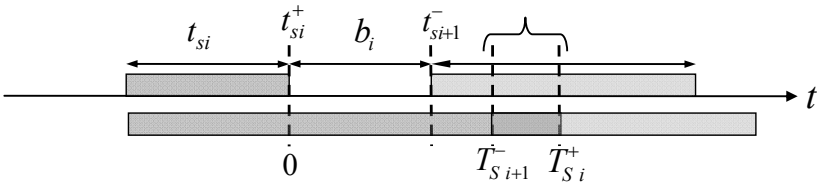


Figura 3. Escenario con y sin espera para dos buques i *e* i + 1

Dónde t^{-}_{si} y t^{+}_{si} son los tiempos previsto de llegada y desatraque, respectivamente, para el buque *i*, siendo su resta, $t_s(i)$ el tiempo de servicio previsto para el mismo buque. Paralelamente b_i es el tiempo previsto entre la salida de un buque y la llegada del siguiente, *q* el número de llegadas durante un tiempo *T* y T^{-}_{si} y T^{+}_{si} los tiempos reales de llegada y salida del buque *i*.

Llegados a este punto, se supone que el tiempo de llegada real se explica por una misma distribución todo el tiempo (de varianza σ_a^2) y que t_s se explica por unos mismos parámetros para todo buque *i* (se calcula la media y la varianza global σ_s^2) y suponiendo entonces que todos los buques son de similares características (a efectos de situarse en el lado de la seguridad), llevan la misma carga y se destina el mismo número de equipos a su estiba. Además se asume que se conoce la distribución del espaciado entre buques, es decir b_i está caracterizada de forma estocástica y su valor es independiente del buque *i* considerado. Con estas hipótesis ya es posible determinar la probabilidad de espera: por ejemplo, para distribuciones normales de t_s y *b*, tomaría la expresión (5):

$$P_e = \frac{1}{\sqrt{\pi\left(2\sigma_a^2 + \sigma_s^2\right)}} \int_{-\infty}^{-b} \exp\left(\frac{-x^2}{2\sigma_a^2 + \sigma_s^2}\right) dx = \phi\left(\frac{-b}{2\sigma_a^2 + \sigma_s^2}\right) \tag{5}$$

Evaluación de la calidad de la terminal

Llegados a este punto, dónde ya es posible discutir, de forma analítica, la probabilidad de espera en función del flujo de llegadas *q*, cuando estas son prefijadas y equiespaciadas como muestra el gráfico izquierdo de la figura 4. Adicionalmente es posible saber que parte de la espera es atribuible a ineficiencias del servicio (bajo rendimiento de las cabezas tractoras, practicaje prolongado, etc.) y cuál a la variación de las llegadas de los buques respecto al previsto y cuál al tiempo de servicio de los buques.

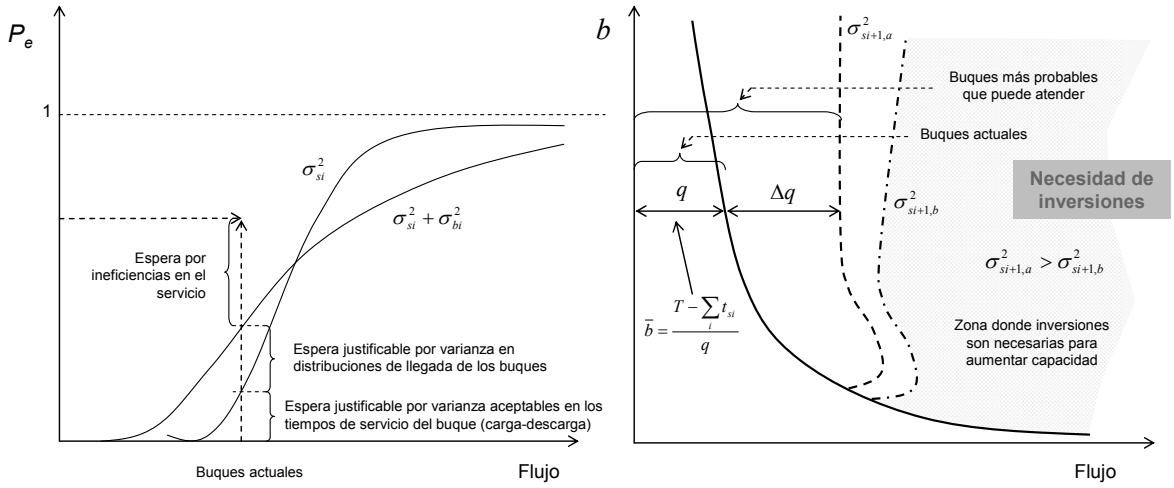


Figura 4. Probabilidad de espera, P_e*, con llegadas prefijadas y capacidad de introducir un buque entre dos llegadas consecutivas*

Adicionalmente, la parte derecha de la figura 4 muestra la probabilidad de introducir más buques entre dos llegadas sucesivas. A medida que se incrementa el espaciado entre una salida y su posterior llegada (*b*), la probabilidad de poder incorporar un buque adicional entre dos llegadas se incrementa sustancialmente sin llegar a tener que variar el horario actual. El número de buques que pueden llegar a ser incorporados, es calculable mediante la siguiente ecuación, dónde $(b/ts)^-$ es el máximo número de buques que de media cabrían en el *b* y dónde el signo menos indica que el cuociente debe ser redondeado hacia el número entero inmediatamente menor):

$$\Delta q = \Pr\left[b \geq \left(\frac{b}{t_s} \right)^{-} t_s \right] \left(\frac{b}{t_s} \right)^{-} q \qquad (6)$$

Similarmente, pueden construirse los mismos gráficos en un proceso de llegadas aleatorias (de Poisson), (figura 5), aunque para este caso no se puede llegar a la

fórmula analítica para el cálculo de P_e y es necesario calcular cada probabilidad de espera por separado, mediante series de Montecarlo.

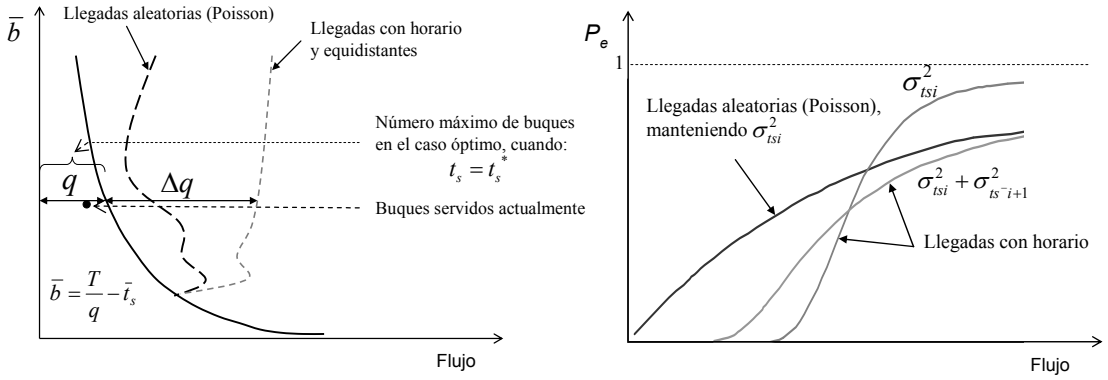


Figura 5. P_e *con llegadas Poisson y capacidad de introducir un buque entre dos llegadas consecutivas*

Tiempo de afectación (t_{af})

Finalmente se hace referencia a un método simple para calcular los efectos que la congestión de los carriles de circulación de la terminal pueden tener sobre la operativa de estiba y desestiba del buque. Considerando que el ritmo de salidas del buque (por restricciones en la capacidad de la rampa) es μ_2 y μ_1 es la capacidad de las puertas (de salida) de despachar los camiones fuera de la terminal, es fácil calcular la cantidad de camiones circulando dentro de la terminal en un momento dado t (L_t), siendo t_{sal} el momento de la primera salida la terminal. Habrá congestión cuando todos los viales estén ocupados o, de forma equivalente, L_t llegue a un determinado valor máximo de capacidad L_{max}. Ello lleva a poder calcular el tiempo de afectación a la estiba del buque (introducido en la ecuación 3). La figura 6 ejemplifica la situación mentada y el significado de sus términos.

$$L_t = \mu_2 t - \max(0, \mu_1 (t - t_{sal})) \tag{7}$$

$$t_b^{af} = t_f^{rt} - t_f^{op} = \frac{1}{\mu_1}\left(n_{vm}^d - L_{\max}\right) - \frac{1}{\mu_2} n_{vm}^d \tag{8}$$

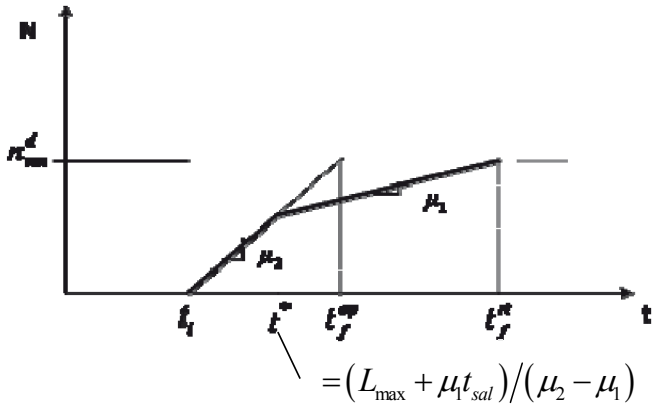


Figura 6. Calculo del tiempo total de ocupación de las rampas de carga/descarga del buque en caso de congestión debido a capacidad insuficiente de puertas o viales

CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURA

El objetivo planteado era la obtención de una metodología para la evaluación de la capacidad de terminales ro-ro que sirva de instrumento para discernir entre la conveniencia de invertir en infraestructura portuaria o mejorar la productividad de la existente, en aras de absorber mayores volúmenes de tráfico.

Se han desarrollado dos indicadores (probabilidad de espera y tiempo de servicio) que reflejan la calidad del servicio prestado por la terminal en relación al flujo de llegadas que esta recibe.

Por otro lado, el trabajo de investigación realizado ha permitido detectar otras posibles líneas futuras con miras a mejorar en la metodología definida y/o desarrollar nuevos campos. Entre las que se cuentan la definición de niveles de servicio de los diferentes subsistemas correlacionados con la capacidad, la validación y posible mejora de los modelos empíricos utilizados, realizar estudios de sensibilidad de la capacidad global frente variaciones de los distintos parámetros a tener en cuenta y aplicar la metodología desarrollada a las principales terminales Ro-Ro del sistema portuario español.

AGRADECIMIENTOS

El presente documento recoge parte de los resultados del proyecto de investigación titulado “Optimización y estudio de la capacidad de terminales portuarias mediante

modelos de simulación de la explotación. Determinación de los niveles de servicio" financiado mediante el concurso público de adjudicación de "Ayudas de I+D+i" del Programa Nacional de Medios de Transporte.

REFERENCIAS

Ballis, A., 2003. Introducing Level of Service Standards for Intermodal Freight Terminals. Proc. TRB 2003 Annual Meeting.

Bassan, S., 2007. Evaluating Seaport Operation and Capacity Analysis-Preliminary Methodology. Maritime Policy & Management. An International Journal of Shipping and Port Research., 34, 3-19.

Bichou, K., Gray, R., 2004. A Logistics and Supply Chain Management Approach to Port Performance Measurement. Maritime Policy and Management, 31 (1), 47–67.

Dapena, A., 2009. Prospectiva Económica de Interés Portuario. Puertos del Estado, 198 pp.

Drewry Shipping Consultants (2005). Shipping Markets. Global Port Congestion – No Quick Fix. HVB Group.

Henesey, L., 2006. Multi Agent Systems for Container Terminal Management. Tesis doctoral. Blekinge Institute of Technology, Karlshamn, Sweden.

López-Piñeiro, A., Lozano, J., Atienza, R., 2005. Simulación del flujo de personas y vehículos en buques de pasaje. el proyecto SIFBUP. Ingeniería naval, 74, 93–104.

Owino, E.L., Wang, T-F., Pasukeviciute, I., 2006. Performance measurement in european container terminal industry: An empirical investigation. Proc. IAME 2006 Conference. 12–14 Julio 2006 Melbourne, Australia.

UNCTAD (1985). Port development. A handbook for Planners in Developing Countries. 2ª ed., Naciones Unidas, Nueva York. 227 pp.

FLUJO OSCILATORIO EN UN MEDIO POROSO: COEFICIENTE DE FRICCIÓN CARACTERÍSTICO Y EFECTOS DE ESCALA

D. Pérez-Romero, M. Correa, M. Ortega Sánchez, A Moñino, M.A. Losada

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Universidad de Granada. Edificio CEAMA, Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. dpmr@correo.ugr.es

INTRODUCCIÓN

El diseño de de las estructuras permeables se basa principalmente en: 1) la determinación del tamaño de las piezas que se colocan en el manto exterior para que resistan la ola de diseño para un determinado modo de fallo definido a priori y 2) la determinación del tamaño de las piezas y/o material granular que compone los mantos secundarios para que exista una transición adecuada entre capas que permita la máxima disipación de energía (Goda, 1988; Losada, 1990).

Uno de los objetivos del prediseño es elegir la tipología de dique de abrigo que cumple con las necesidades de control del flujo de la energía incidente requeridas por el proyecto. Para ello, es necesario determinar su eficiencia a través de los coeficientes de transmisión (K_T), reflexión (K_R) y disipación (D*), definidos como

$$K_R = \frac{H_R}{H_I} \qquad K_T = \frac{H_T}{H_I} \qquad D^* = 1 - K_R^2 - K_T^2$$

donde H_I, H_R y H_T son las alturas de ola incidente, reflejada y transmitida, respectivamente.

En la modelación de la interacción del oleaje con estructuras permeables, la calidad y validez de los resultados recae principalmente en la capacidad de describir con precisión las fuerzas de fricción que ejerce el medio poroso sobre la onda durante su propagación. La evaluación incorrecta de estas fuerzas afecta la modelación del flujo dentro y fuera del medio, obteniéndose valores erróneos de K_T, K_R y D* y, por lo tanto, del comportamiento general del dique.

En general, la resistencia al flujo se evalúa mediante la ecuación unidimensional no estacionaria del flujo en el medio poroso o ecuación extendida de Forchheimer, que se define como

$$I = au + b|u|u + c\frac{\partial u}{\partial t}$$

donde I representa el gradiente hidráulico y u es la velocidad característica, que generalmente corresponde a la velocidad de descarga del fluido. Los coeficientes dimensionales a, b y c han sido analizados en detalle por Van Gent (1995), entre otros autores. En la práctica ingenieril, su determinación puede ser demasiado complicada, sobre todo si se trata de encontrar una respuesta rápida y fiable a preguntas como: 1) ¿son los coeficientes de reflexión y transmisión del dique prototipo los mismos que los obtenidos en el tanque de oleaje? y 2) ¿cuánto cambian los coeficientes de reflexión y de transmisión si el núcleo y las capas secundarias se construyen con material del doble de tamaño que el especificado en el proyecto?

En este artículo se presenta una nueva aproximación para cuantificar la resistencia al flujo en un dique permeable, basada en (1) la teoría lineal de la propagación de ondas en un medio poroso (Darlymple et al., 1991) y (2) la aplicación de un coeficiente de fricción característico, constante en el espacio y en el tiempo.

ANTECEDENTES Y METODOLOGÍA

Sollit y Cross (1972) desarrollaron un modelo teórico para el estudio de la interacción de un tren de ondas con una estructura vertical permeable compuesta de material grueso. La teoría se basa en la descomposición de las variables instantáneas del flujo y de las características espaciales y temporales de las ecuaciones no estacionarias que describen el movimiento. Estas ecuaciones tienen solución analítica cuando las fuerzas de fricción se introducen mediante un factor o coeficiente de fricción, f, linealizado de acuerdo a la condición de trabajo equivalente de Lorentz, y un coeficiente inercial (s) linealmente proporcional a la aceleración del fluido. El procedimiento más utilizado para obtener f consiste en resolver la condición de trabajo equivalente de Lorentz mediante un proceso iterativo, seleccionando los valores de s, ε, C_f y K_p a partir de trabajos como los de Van Gent (1995), entre otros. No obstante, en aplicaciones ingenieriles este coeficiente de fricción usualmente se asume constante, y en principio puede variar desde cero hasta infinito.

Metodología

Se han utilizado los datos experimentales de Scarcella et al. (2006) y se han realizado ensayos experimentales a tres nuevas configuraciones para obtener un coeficiente de fricción característico, f_c, estacionario en el periodo de la ola y uniforme a lo largo de la estructura. La calibración ha se realizado minimizando el error entre los datos experimentales y los resultados teóricos para el coeficiente de transmisión. El coeficiente de transmisión teórico (K_{Tt}) se ha calculado resolviendo el modelo lineal de Darlymple et al. (1991) para los mismos tamaños de material y parámetros de oleaje de los experimentos. Se han utilizado cuatro modos evanescentes en el agua y dos en el medio poroso; el coeficiente inercial se ha mantenido constante (s = 1).

Datos experimentales

Se realizaron una serie de ensayos a un modelo consistente en un dique vertical permeable de sección rectangular de anchos B = 0.02 m, B = 0.14 m, B = 0.50 m, B = 1.00m y B = 1.50 m, en el canal de ola-corriente del CEAMA-Universidad de Granada, de dimensiones 23 x 0.65 x 1 m.

En total, se ensayaron cinco modelos de diferentes longitudes, y cinco diámetros de material granular diferentes, que han sido clasificadas siguiendo las recomendaciones del CIRIA-CUR (1991). Los modelos fueron sometidos a oleaje regular. La profundidad del agua se mantuvo constante en h = 0.4 m. El rango de periodos permitió analizar condiciones de profundidades indefinidas, intermedias y someras. La duración de cada ensayo se determinó de modo que 50 ondas forzaran el dique. El registro de la superficie libre se realizó mediante sensores de nivel localizados a lo largo del canal, según la configuración de ensayo (véase Figura 1) con una frecuencia de muestreo de 20 Hz. Los sensores S1, S2 y S3 se utilizaron para determinar el coeficiente de reflexión experimental (K_{Re}) mediante el método propuesto por Baquerizo (1995), el coeficiente de transmisión experimental (K_{Te}) se calculó como la relación entre la altura de ola transmitida H_T obtenida de la medida de los sensores S6, S7 y S8 y la aplicación del método Baquerizo (1995), y la altura de ola incidente H_I.

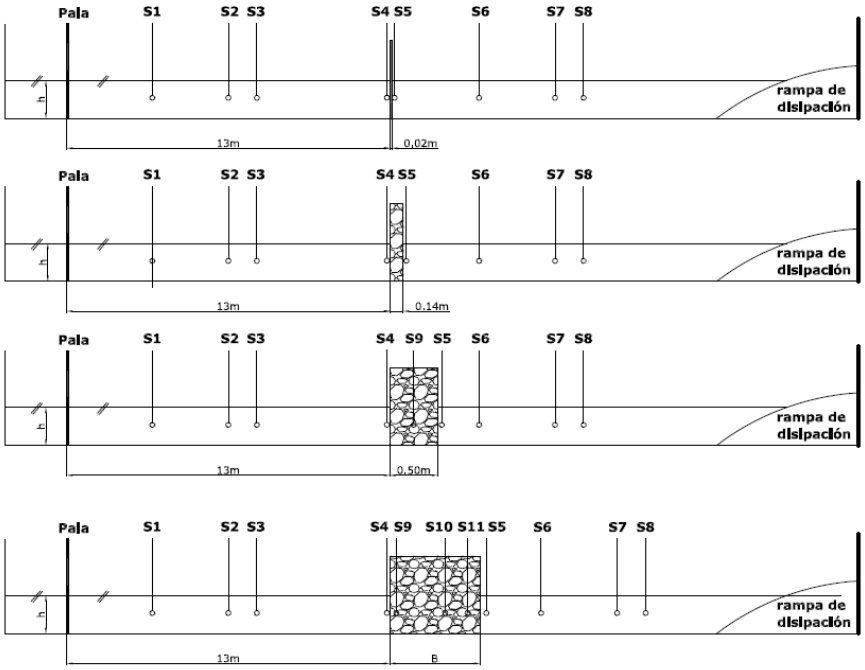


Figura 1. Esquema del dispositivo experimental

RESULTADOS

En las Figura 2 y 3 se presentan el efecto de la anchura relativa (B/L) en los coeficientes de reflexión y transmisión experimentales, así como en los resultados teóricos (líneas continuas). El comportamiento de K_R y K_T se resume a continuación.

1. Con el aumento de (B/L) el coeficiente de reflexión aumenta hasta alcanzar un valor máximo, a partir del cual comienza a disminuir. Este comportamiento concuerda con lo establecido por Losada et al. (1995).
2. Para todos los tamaños de material granular ensayados, el coeficiente de reflexión alcanza su valor máximo entorno a (B/L) ≈ 0;11 - 0;14, punto en el que se produce el cambio de pendiente de la curva. Se observa, que la relación entre el ancho del modelo y la longitud de onda para el cual se obtiene la máxima reflexión es independiente de las características del medio. Sin embargo, el valor máximo alcanzado por el coeficiente de reflexión, depende del diámetro del material que lo conforma.
3. Con el incremento de B/L, el coeficiente de reflexión sigue decreciendo hasta alcanzar un máximo en (x/L)c, siendo x la distancia de propagación de la onda dentro del dique. Para anchuras mayores, el coeficiente de reflexión alcanza un régimen de saturación a partir del cual no se incrementa o, en su caso, lo hace ligeramente.

4. En el régimen de saturación, el valor del coeficiente de reflexión depende del diámetro del material (porosidad) y débilmente de B/L. Si la anchura del dique excede la distancia de saturación (x/L)c, puede aceptarse que el coeficiente de reflexión es contante. Solamente bajo condiciones de resonancia (B/L=1/4,1/2,3/4,1,…) en las que existe un acoplamiento perfecto entre la onda transmitida y reflejada, el coeficiente de reflexión alcanza sus valores máximos y mínimos.

5. En los resultados se distinguen tres zonas identificadas: 1) la zona de máximo coeficiente de reflexión; 2) la zona de ajuste de la saturación, para valores de 0.12<(B/L)< (B/L)c; 3) la zona de saturación, B/L > (B/L)c, aguas abajo del punto de saturación.

6. El coeficiente de transmisión decrece de forma exponencial con el incremento de (B/L), para todos los diámetros de material granular ensayados. Este comportamiento concuerda con (1) la disminución exponencial de la presión dentro del medio (Burcharth et al. 1999) y (2) el descenso de la envolvente de la altura de ola dentro del medio poroso propuesto por Scarcella et al. (2006).

En la Figura 4 se presenta la variación del módulo (K_{Rs}) y la fase (φ_s) del coeficiente de reflexión saturado y el correspondiente coeficiente de transmisión (K_{Ts}) en función de Dk. Los resultados muestran que K_{Rs} decrece para ondas cortas y piedras grandes. En la Figura 5 se muestra la distancia a partir de la cual se alcanza el régimen de saturación (x/L)c en función de Dk.

En la Figura 6 se representa la variación de K_{Rs} con la porosidad de los materiales utilizados en los ensayos. Para definir mejor la tendencia de los datos, se ha incorporado el valor de la reflexión perfecta ($K_R = 1$) en una pared impermeable ($\varepsilon = 0$) así como las ecuaciones de las curvas de mejor ajuste. Si la porosidad se incrementa (lo que implica un incremento del tamaño de las piedras), el módulo del coeficiente de reflexión decrece, la fase alcanza un valor constante alrededor de π y el coeficiente de transmisión aumenta Cabe mencionar que la curva de ajuste de φ_s es simétrica con respecto a π, indicando que para valores pequeños de Dk la curva puede aproximarse a cero o a 2π.

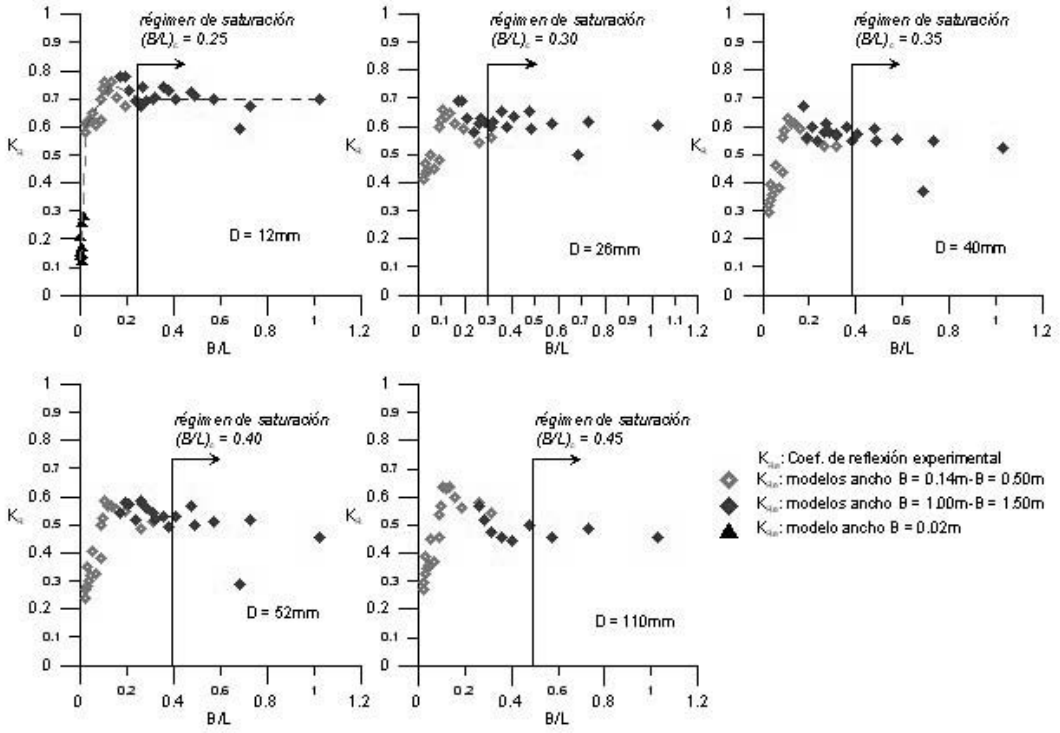


Figura 2. Resultados experimentales y teóricos del coeficiente de reflexión en función de B/L para todos los modelos y los cinco diámetros de material granular. Rango de parámetros experimentales: 0;003 < B/L < 1;02; 0;01 < Dk < 0;44; 0;01 < H/L < 0;07; 0;07 < h/L < 0;25

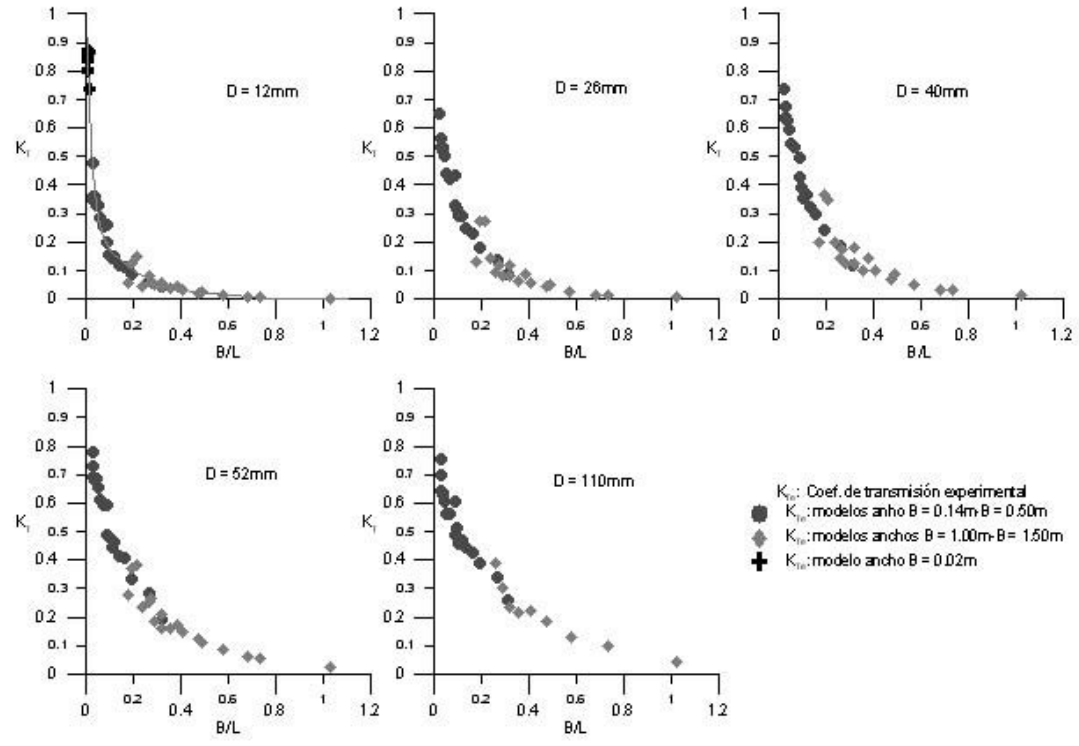


Figura 3. Resultados experimentales y teóricos del coeficiente de transmisión en función de B/L para todos los modelos y los cinco diámetros de material granular. Rango de parámetros experimentales: 0;003 < B/L < 1;02; 0;01 < Dk < 0;44; 0;01 < H/L < 0;07; 0;07 < h/L < 0;25

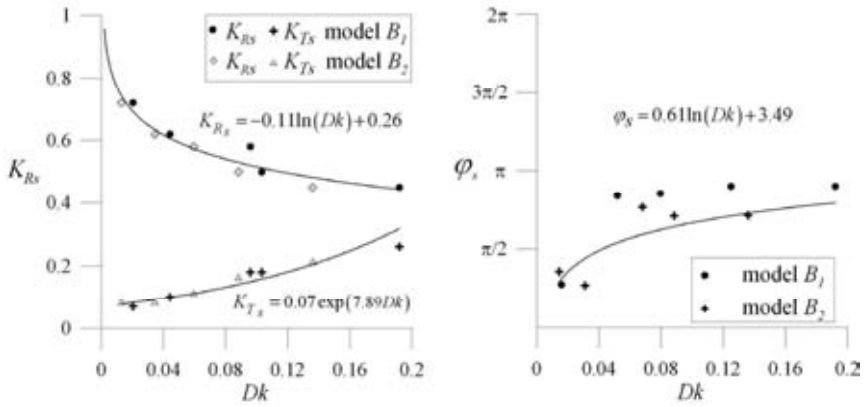


Figura 4. Módulo (izquierda) y fase (derecha) del coeficiente de reflexión saturado en función de Dk, válido para B/L > (x/L)c. Rango de los parámetros experimentales: 0.006 ≤ H/L ≤ 0.095; 0.07 ≤ h /L ≤ 0.3 y 0.013 ≤ Dk ≤ 0.34; 0.173 ≤ B/L ≤ 1.02.

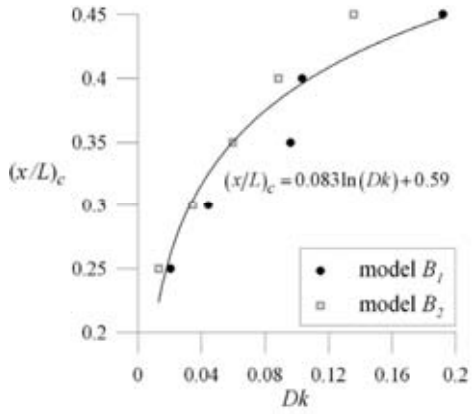


Figura 5. Distancia de propagación de la onda dentro del medio poroso para alcanzar el punto de saturación de la reflexión en función de Dk, válido para B/L > (x/L)c. Rango de los parámetros experimentales: 0.006 ≤ H/L ≤ 0.095; 0.07 ≤ h /L ≤ 0.3 y 0.013 ≤ Dk ≤ 0.34; 0.173 ≤ B/L ≤ 1.02.

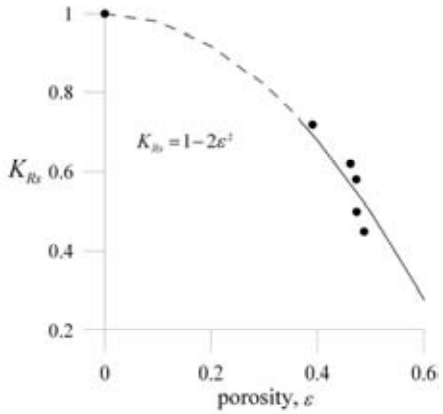


Figura 6. Coeficiente de reflexión en el punto de saturación en función de la porosidad. Rango de los parámetros experimentales: 0.006 ≤ H/L ≤ 0.095; 0.07 ≤ h /L ≤ 0.3 y 0.013 ≤ Dk ≤ 0.34; 0.173 ≤ B/L ≤ 1.02.

Diagrama de fricción

Scarcella et al. (2006) propone que el decaimiento de la envolvente de la altura de ola dentro de un estructura porosa sigue la ley

$$H(x) = H_0 exp(-\beta x)$$

El coeficiente adimensional β se obtiene del diagrama propuesto por los autores en términos de Dk *y* D/H_I, donde H_I representa la altura de ola incidente, D es el diámetro característico del material, k el número de onda y H_0 representa la altura de ola total (incidente más altura de ola reflejada obtenida con el módulo y la fase del coeficiente de reflexión) frente al dique. En consecuencia, el coeficiente de fricción característico se puede definir a partir de la siguiente ecuación funcional

$$f_c = \Psi(B/L, Dk, D/H)$$

La Figura.8 presenta el diagrama de fricción característico en función de Dk*;* los datos se han agrupado en intervalos de D/H_I. Asimismo, se presentan las curvas de mejor ajuste y las bandas de confianza (inferior y superior) del 95%. Para aplicaciones ingenieriles es posible asumir que el parámetro D/HI no influye significativamente en la determinación de f_c.

En el diagrama se pueden observar que para algunos puntos correspondientes al ancho de modelo B = 0;14m y diámetro D = 110mm existe una cierta tendencia a formar una rama separada del resto de los puntos.

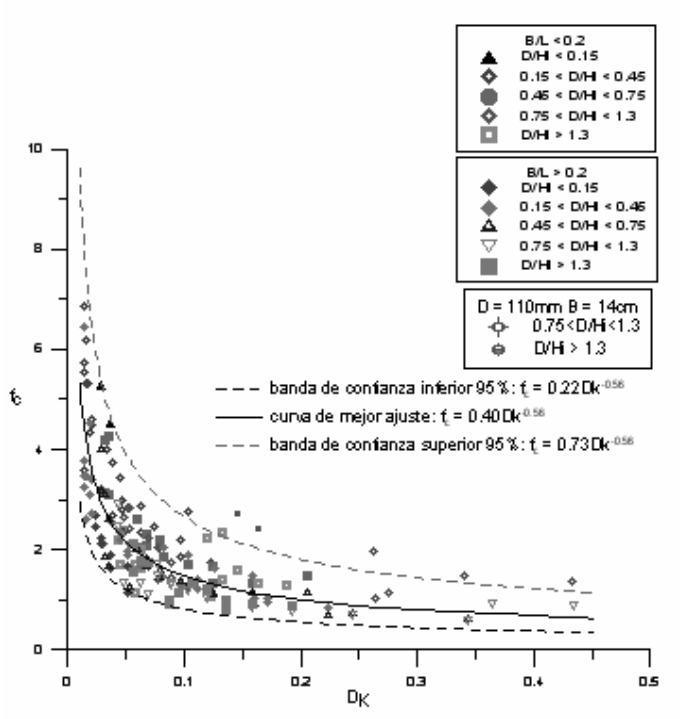


Figura 8. Diagrama del coeficiente de fricción característico. Rango de parámetros experimentales: 0;02 < B/L < 1;02; 0;01 < Dk < 0;44; 0;01 < H/L < 0;07; 0;07 < h/L 6 0;25

Conclusiones

Con base en un modelo potencial para oleaje regular y resultados experimentales, se ha obtenido un diagrama de fricción característica considerando el balance de energía, en lugar de analizar las características internas del flujo. La calibración del coeficiente de fricción se ha realizado minimizando el error entre los coeficientes de transmisión experimentales y los obtenidos con el modelo teórico. Bajo estas condiciones el modelo reproduce satisfactoriamente los coeficientes de transmisión y reflexión. Los resultados muestran la existencia de tres regiones:

1) la región donde se observa el aumento del coeficiente de reflexión con el aumento de (B/L) hasta alcanzar su valor máximo, que se da entorno a B/L≈0;11-0;14. La relación entre el ancho del modelo y la longitud de onda para el cual se obtiene la máxima reflexión es independiente de las características del medio. Sin embargo, existe dependencia del valor que alcanza con el diámetro del material que lo conforma.
2) la zona de ajuste de la saturación, para los valores de 0;12 < (B/L) < (B/L)c a partir de la cual el coeficiente de reflexión disminuye su valor con el aumento de (B/L), hasta alcanzar la zona de saturación.
3) la zona de saturación, para los valores de (B/L) > (B/L)c a partir de la cual el coeficiente de reflexión toma un valor constante, pasando a depender de la porosidad

del medio. En esta zona, se puede asumir que la propagación de la onda a través del medio poroso depende solamente del diámetro relativo Dk y de la porosidad del material; la dependencia con la anchura relativa y el cociente del diámetro entre la altura de ola es débil.

En las tres regiones estudiadas se observa que el coeficiente de transmisión sigue un decaimiento exponencial con el incremento de (B/L), para todos los diámetros de material granular ensayados. Este comportamiento concuerda con: (1) Scarcella et al. (2006) quienes establecieron que la envolvente de la altura de ola decae de forma exponencial en el interior del medio poroso; y (2) y que en teoría lineal, la presión en el interior del medio poroso presenta una disminución exponencial.

REFERENCIAS

Baquerizo, A., 1995. Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción. Ph.D. thesis, Universidad de Cantabria (in Spanish).

Burcharth, H. F., Liu, Z., Troch, P., 1999. Scaling of core material in rubble mound breakwater model tests. Proc. 5th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Conuntries. Cape Town, South Africa, 1518-1528.

CIRIA-CUR. 1991. Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. A.A. Balkema Publishers. Rotterdam NL, 607.

Dalrymple, R.A., Losada, M.A., Martin, P.A., 1991. Reflection and transmission from porous structures under oblique wave attack. J. Fluid Mech. 224, 625-644.

Goda, Y., 1988. On the methodology of selecting design wave height. In: B.L. Edge, Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering. ASCE, 899-913.

Losada, M.A., 1990. Recent development in the design of mound breakwaters. Handbook of Coastal and Ocean Engineerng, vol. I. Herbich, J. B. Chapter 21, 939-1050.

Scarcella, D., Benedicto, M. I., Moñino, A., Losada, M.A., 2006. Scalle effects in rubble mound breakwaters considering wave energy balance. Proc. 30th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, San Diego, 4410-4415.

Sollit, C.K., Cross, R.H., 1972. Wave transmission through permeable breakwaters. Proc., 13th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, Vancouver, 1827-1846.

Van Gent, M.R.A., 1995. Wave interaction of permeable coastal structures. Ph.D. thesis, Delft Univ., Delft, The Netherlands, 177.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL REBASE DE UN DIQUE EN TALUD DE CUBÍPODOS

E. Smolka[1], G. Zarranz[2], J. R. Medina[2]

1. Centro Andaluz de Medio Ambiente, Universidad de Granada, Av. Del Mediterráneo s/n 18006 Granada, España. e-mail: smolkac@correo.ugr.es.
2. Laboratorio de Puertos y Costas, ETSICCP, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia. e-mail: guizarbu@upvnet.upv.es, jrmedina@upv.es.

INTRODUCCIÓN

Los grandes diques en talud de las costas españolas se han construido habitualmente con mantos principales formados por dos capas de bloques cúbicos colocados aleatoriamente. Los bloques cúbicos convencionales son robustos, fáciles de construir y manipular y tienen un comportamiento flexible frente al oleaje. Sin embargo, como señalan Gómez-Martín y Medina (2006, 2008), tienen poca fricción con la capa inferior, poca estabilidad hidráulica y presentan el problema del adoquinamiento producido por la compactación heterogénea (daño sin extracción) que agrava los problemas anteriores y aumenta el rebase. Para superar los problemas del bloque cúbico convencional y mantener sus grandes ventajas logísticas, la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y la empresa constructora SATO han desarrollado una nueva pieza para mantos: el Cubípodo (ver Corredor y otros, 2008). Este nuevo elemento, con base cúbica y protuberancias en sus caras, mantiene las ventajas del bloque cúbico tradicional y corrige sus desventajas, impidiendo el adoquinamiento, aumentando la fricción con la capa inferior, mejorando significativamente su estabilidad hidráulica y reduciendo el rebase.

Para estudiar el comportamiento del Cubípodo y cubo frente al rebase, se ha desarrollado en el canal de ensayos de la UPV el Proyecto CUBIPODrebase. Los resultados han permitido estimar el rebase en una sección estándar sin limitación de fondo en un dique en talud con un manto formado por Cubípodos colocados en una y dos capas y compararlo con la misma sección de bloques cúbicos convencionales.

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Los ensayos realizados para evaluar y analizar el comportamiento del Cubípodo frente al rebase se han desarrollado en el canal de oleaje y viento 2D del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV). Se trata de una canal de 30m

de longitud y sección cuadrada de 1.2x1.2m, el cual posee un fondo variable que permite la recirculación del agua.

El modelo sobre el que se han realizado los ensayos consiste en una sección convencional de dique en talud (3/2) con espaldón rebasable sin escala específica. En la Figura 1 puede verse una sección esquemática del mismo. La metodología seguida en los mismos es similar a la utilizada por Medina et al. (2002) dentro del proyecto CLASH.

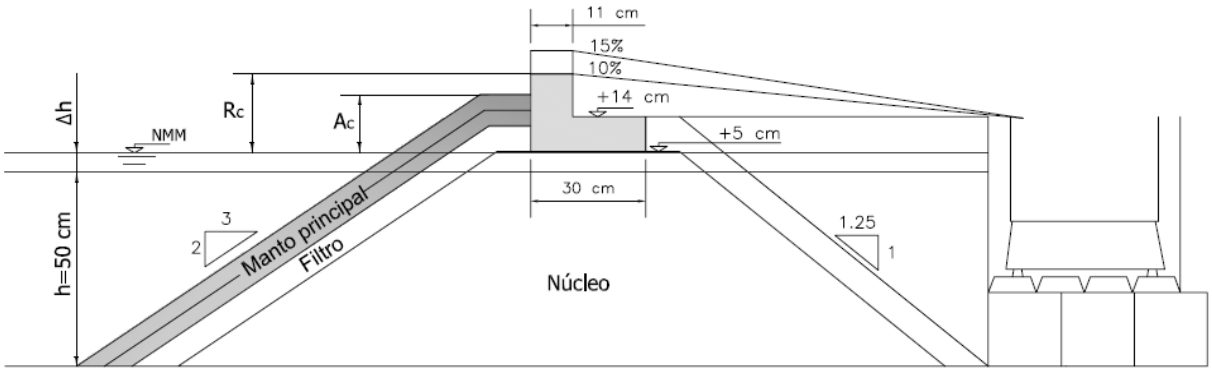


Figura 1. Sección transversal empleada en los ensayos de rebase. R_c francobordo del espaldón y A_c francobordo del manto principal.

Con el objetivo de poder comparar los resultados, el manto principal se construyó con una o dos capas de Cubípodos de resina de una densidad similar a la del hormigón (D_{n50}=3.82 cm, γ_r =2.30 gr/cm^3, W=128 gr) o con dos capas de cubos convencionales de mortero de cemento. Inicialmente se emplearon cubos de D_{n50}=4.0 cm (γ_r =2.20 gr/cm^3, W=143 gr) pero resultaron inestables y tuvieron que ser sustituidos por cubos del mismo material de mayor tamaño y D_{n50}=6.0 cm (W=475 gr), en consonancia con la menor estabilidad hidráulica del bloque cúbico ya que el coeficiente de estabilidad a iniciación de averías es cinco veces superior en el caso del Cubípodo (ver Gómez-Martín & Medina, 2008). Todos ellos se colocaron sobre el mismo material de filtro (D_{n50}=1.70 cm) y núcleo (D_{n50}=0.70 cm).

Para poder determinar las características del oleaje incidente y reflejado mediante el método LASA-V (Figures & Medina, 2004) se colocaron, en la zona de aguas arriba del dique, 8 sensores de nivel a lo largo del eje longitudinal del canal organizados en dos grupos de 4 sensores: el primero situado cerca de la pala para medir el oleaje en la zona de generación y el segundo en las proximidades del modelo. La distribución de los sensores en la sección longitudinal del canal es la que se muestra en la Figura 2.

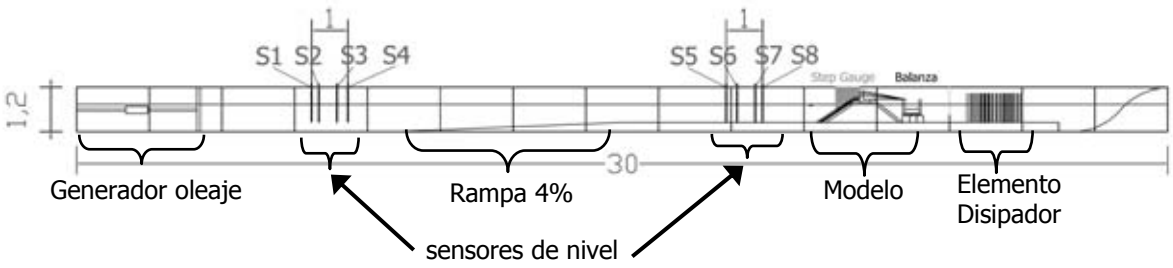


Figura 2. Sección longitudinal del canal de ensayos de oleaje y viento de la UPV: dispositivo experimental.

La distancia entre los sensores de un mismo grupo se fijó según los criterios definidos por Mansard y Funke (1980), de manera que se puedan abarcar todos los periodos de ola a ensayar sin necesidad de variar la posición de los sensores en cada ensayo.

Para la medición del rebase se ubicó en la parte posterior del dique un dispositivo de captación y medición que consta de una canaleta de recepción y conducción del agua rebasada, una cubeta receptora y una balanza de pesaje de 40 kg de capacidad y una precisión de 0.01Kg. A partir del registro de la báscula se calcula el rebase medio que se ha producido durante el ensayo haciendo uso de la siguiente expresión:

$$q(m^3/s/m) = \frac{Peso(Kg)\cdot 10^{-3}}{t(s)\cdot b(m)}$$

siendo b el ancho de la canaleta (0.20 m) y t la duración del ensayo en segundos.

Se realizaron ensayos con oleaje regular e irregular (espectro JONSWAP γ=3.0) de intensidad creciente, desde la condición de no rebase hasta el límite máximo del sistema de medida de rebase o hasta el inicio de avería (IDa), con dos niveles de agua a pie de dique (Δh= 0 y 5 cm), dos cotas de coronación (Δh+Rc=25 cm y 31 cm) y números de Iribarren comprendidos entre 2.7 y 7.0 (2.7<Ir<7.0).

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

A partir de los resultados de los ensayos de rebase se obtiene una herramienta que permite estimar el rebase en un dique en talud con manto principal de cubípodos colocados en una y dos capas y compararlo con el obtenido en uno formado por cubos. Para ello se han contemplado dos opciones:

- Determinar el factor de rugosidad a introducir en el programa NN_Overtopping 2.0 (red neuronal del proyecto CLASH)

- Obtener una fórmula o expresión que modele el comportamiento del rebase del manto bicapa de cubos y el monocapa y bicapa de cubípodos, teniendo en cuenta las variables más influyentes.

NN_Ovetopping 2.0: Cálculo del factor de rugosidad del cubípodo

El programa NN_Overtopping 2.0 es una red neuronal fruto del proyecto europeo CLASH, a partir de la cual se obtiene una estimación del rebase medio (q(m^3/s/m) proporcionando además una medida de la fiabilidad del resultado obtenido.

De entre todas las variables de entrada necesarias en el programa falta por determinar el factor de rugosidad del cubípodo colocado en una y dos capas. Este factor da cuenta del efecto que sobre el rebase tiene la rugosidad del manto principal (dada por el tipo de elemento) y la porosidad (dada por los materiales y características del filtro y del núcleo). El proceso seguido para su obtención consiste en introducir diferentes valores del factor de rugosidad en el programa NN_Overtopping 2.0 para cada caso (cubípodos monocapa, bicapa y cubos) y comparar las estimaciones de rebase obtenidas con las observaciones de los ensayos. Los tanteos se inician tomando como valor de referencia el valor del factor de rugosidad de los cubos γ_f =0.5, (NN_Ovetopping 2.0, Junio 2005). Para poder comparar los resultados, la obtención de los factores de rugosidad se realiza a partir de los datos de los ensayos con condiciones semejantes, tomando como parámetro geométrico de referencia A_c/R_c (relación entre el francobordo de la coronación de los elementos del manto principal, A_c, y el francobordo del espaldón, R_c). Por tanto, se comparan los resultados de cubípodos monocapa con bicapa y cubípodos bicapa con cubos.

El valor óptimo del factor de rugosidad para cada elemento se ha elegido en función del error cuadrático medio, la desviación estándar de los errores y el porcentaje de error. Bajo este criterio se obtiene de la comparación entre cubípodos monocapa y bicapa los valores óptimos de γ_f =0.48 y γ_f =0.44, respectivamente, mientras que de la comparación entre cubípodos bicapa y cubos los valores de γ_f =0.44 y γ_f =0.50, respectivamente.

Como se puede observar, el valor del factor de rugosidad obtenido para los cubos coincide con el propuesto por CLASH, por tanto los ensayos realizados están dentro del rango de aplicación de la red. Además, se obtiene el mismo valor del factor de rugosidad para los

cubípodos bicapa en las dos comparaciones realizadas, por lo que este es el valor óptimo a introducir en la red, sea cual sea el rango y en consecuencia valida el obtenido para el cubípodo monocapa de 0.48. (Tabla 1)

Elemento	Factor de rugosidad
Cubos	0.50
Cubípodos Monocapa	0.48
Cubípodos Bicapa	0.44

Tabla 1. Valor del factor de rugosidad a introducir en el programa NN_Overtopping 2.0

Otra de las conclusiones que se obtienen al analizar los resultados obtenidos es que el rebase será menor en un dique con manto principal de cubípodos bicapa que en uno de cubípodos monocapa, siendo el correspondiente a los cubos mayor a ambos.

Fórmula de rebase:

Para la obtención de una fórmula explícita de rebase se ha propuesto un modelo exponencial lineal similar al propuesto por Medina et al. (2002), de la forma:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = a \cdot \exp\left(b \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f} + c \cdot \frac{A_c}{R_c} + d \cdot I_{rp} \right)$$

donde:

$I_{rp} = (2/3)T_p \Big/ \sqrt{\frac{2\pi H_{m0}}{g}}$, con T_p el periodo de pico y H_{m0} la altura de ola significante.

Este modelo unifica el comportamiento de los elementos estudiados (Cubípodos colocados en una y dos capas y cubos) empleando el factor de rugosidad (γ_f) con un significado similar al de CLASH, como parámetro diferenciador. Tanto el factor de rugosidad como los parámetros a, b, c y d se estimaron minimizando el error cuadrático medio entre las observaciones y las estimaciones. Asimismo se determinó el valor del francobordo de la cota de coronación adimensional (R_c/H_{m0}) a partir del cual el rebase adimensional por unidad de ancho es significativo (mayor a 10^{-7}). Las expresiones resultantes fueron:

$$1)\ Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} < 10^{-7} \quad si \quad \frac{R_c}{H_{m0}} > 2.6$$

$$2)\ Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(0.53 \cdot I_{rp} - 3.27 \cdot \frac{A_c}{R_c} - 2.16 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f} \right)$$

La fórmula es aplicable a los bloques cúbicos en el rango de $0.70<A_c/R_c<1.00$, a los Cubípodos en una capa en el rango de $0.40<A_c/R_c<0.65$ y a los Cubípodos en dos capas en el rango de $0.58<A_c/R_c<0.80$. Los factores de rugosidad obtenidos para Cubípodos en una y dos capas fueron de γ_f =0.46 y γ_f =0.44 respectivamente, mientras que para el cubo se obtuvo un valor de γ_f =0.50, igual al obtenido en el proyecto CLASH. De estos valores se deduce que los Cubípodos colocados tanto en una como en dos capas reducen el rebase significativamente respecto del manto bicapa de bloques cúbicos convencionales. La Figura 3 muestra el ajuste de los datos a la formulación propuesta cuando el rebase adimensional ($Q=q/(gHm03)^{0.5}$) resulta significativo.

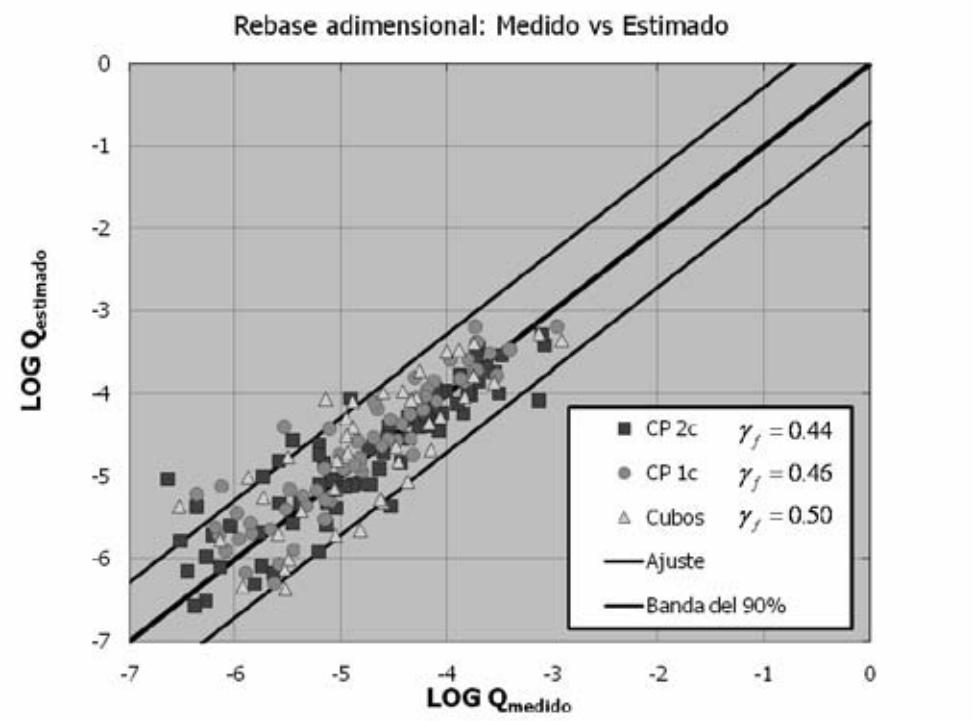


Figura 3. Ajuste del Q estimado con la fórmula respecto al observado para Cubípodos colocados en una y dos capas (CP 1c y CP 2c respectivamente) y cubos.

Cabe destacar que la fórmula obtenida es única para los tres elementos estudiados, en la que sólo se modifica el valor del factor de rugosidad, con cierta robustez, por la técnica empleada en su obtención y los resultados obtenidos, y sobre todo sencilla, ya que son tres las variables implicadas y su obtención no resulta compleja.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este artículo se realiza el estudio del rebase en un dique en talud cuyo manto principal está construido con una ó dos capas de Cubípodos y dos capas de cubos convencionales, presentándose una fórmula que permite su cálculo para cada configuración dentro del rango establecido en función del Número de Iribarren, el francobordo del espaldón, el francobordo de los elementos, la altura de ola significante incidente y el factor de rugosidad. Esta fórmula se ha obtenido a partir del análisis de los datos experimentales obtenidos en los ensayos realizados en el LPC-UPV. Por otro lado, se han obtenido los valores del factor de rugosidad que se deben introducir en el programa NN_Overtopping 2.0, de esta forma se dispone de una herramienta adicional para estimar el rebase del Cubípodo colocado en una y dos capas. De los resultados obtenidos se deduce que los Cubípodos colocados tanto en una como en dos capas reducen el rebase significativamente respecto del manto bicapa de bloques cúbicos convencionales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD.

REFERENCIAS

CLASH. (2008). CLASH. Retrieved 2008, from Website of the European Project CLASH (Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full Scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping): http://www.clash-eu.org/

Coeveld, E., van Gent, M., & Pozueta, B. (2005). Neural Network Manual NN_OVERTOPPING 2. Report of Clash: Workpackage 8, Delft Hydraulics.

Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndes, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. y Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. *Libro de ponencias del III Congreso Nacional de la ATPyC*, O.P. Puertos del Estado, 187-211

Figueres, M & Medina, J. (2004). Estimation of incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model. Proceedings of the 29th ICCE, Lisbon, Portugal.

Gómez-Martín, M.E. and Medina J.R. (2006). Overtopping analysis using neural networks. *Proceedings ICCE 2002, ASCE, 2165-2177.*

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2008). Erosion of cubes and Cubipods armor layers under wave attack. *Proc. ICCE 2008*, ASCE, 3461-3473.

Medina,J.R., J.A. González-Escrivá, J.M. Garrido, and J. de Rouk. (2002). Overtopping analysis using neural networks. *Proceedings ICCE 2002, ASCE, 2165-2177.*

ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DE LA INFLUENCIA DE LA LONGITUD DEL DIQUE DE ABRIGO, EN LA OPERATIVIDAD DE UN ATRAQUE DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE CASTELLÓN.

L. Redondo, A. Baonza, R. Gutiérrez Serret

Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.c/Antonio López, 81.28026-Madrid.
lazaro.redondo@cedex.es, *antonio.baonza@cedex.es*, *ramon.m.gutierrez@cedex.es*

INTRODUCCIÓN.

Para adaptarse al notable incremento del tráfico de mercancías que se viene produciendo en los últimos años, la Autoridad Portuaria de Castellón (APC) está acometiendo una importante ampliación de sus instalaciones hacia el sur del puerto actual. Dicha ampliación se ha definido teniendo en cuenta tanto las necesidades actuales como la demanda prevista en un horizonte de medio-largo plazo. Dadas las considerables dimensiones de las obras, definidas en el Plan Director del Puerto de Castellón, se ha previsto llevarlas a cabo en diversas fases constructivas de manera que permitan el uso de determinados atraques una vez finalizadas las obras correspondientes a cada una de ellas.

Para estudiar esta ampliación la APC solicitó a Puertos del Estado la realización de unos ensayos en modelo físico 3-D con el fin de analizar las condiciones de agitación y el comportamiento de los buques atracados en tres de las siete fases constructivas que contempla el plan director, denominadas fase 2, 4 y 7, correspondiendo esta última a la configuración definitiva del futuro puerto.

Con posterioridad a la realización de los ensayos iniciales correspondientes a la Fase 2 y como consecuencia de una potencial concesión de los atraques situados en el tramo sur del Muelle de Ribera (MR), la APC consideró necesario efectuar diversas modificaciones en el diseño del citado muelle, principalmente en aumentar la longitud de atraque. Esta nueva situación del puerto se ha denominado Fase 2. El presente artículo recoge lo relativo a los estudios de agitación y barcos atracados en modelo físico de tres alternativas de la Fase 2 de la ampliación sur del Puerto de Castellón, en el que se exponen los trabajos realizados, el análisis de los resultados obtenidos y las conclusiones fundamentales derivadas del estudio.

En los ensayos de agitación, se han evaluado las condiciones de agitación de la dársena y de la zona de maniobra entrada-salida, en las configuraciones en planta mencionadas, mientras que en los ensayos de barcos atracados se ha analizado el comportamiento de un buque portacontenedores de 4.000 TEUS situado en dos atraques del MR.

El estudio se ha llevado a cabo en un modelo físico a escala 1:100 en el que se han representado las diversas configuraciones mencionadas de la dársena y su entorno costero próximo con

influencia en la agitación interior. En el modelo se han aplicado cuatro oleajes correspondientes a tres direcciones en aguas profundas, Sector E+ENE con Tp = 9 y 11 s, sector SE con Tp = 7 s y sector S con Tp = 5 s, representantes de unas características medias y extremales (estas sólo en el caso del sector E+ENE con Tp = 11 s), que se consideran las más relevantes de cara a conseguir el objetivo del estudio. El modelo se ha construido en las instalaciones que el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX tiene para tal efecto en su Laboratorio de Experimentación Marítima. En total, se realizaron 3 **ensayos de agitación** de la configuración inicial más 12 ensayos de agitación de las tres alternativas de la Fase 2 (4 oleajes por 3 alternativas). En lo que se refiere a los **ensayos de barcos atracados**, se han realizado un total de 49 ensayos como combinación de diversas alternativas en planta, alturas de ola, periodos de oleaje, posiciones del buque atracado y puestos de atraque.

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.

Oleajes de ensayo

Los oleajes utilizados en los ensayos han sido ajustados a espectros tipo JONSWAP, con las características indicadas en la tabla 1 y sus características han sido suministradas a partir de los estudios previos de Clima Marítimo y Propagación de Oleaje realizados por el departamento de Estudios Portuarios del CEPYC. La caracterización estadística de estos oleajes en mar profunda se ha llevado a cabo a partir de la serie histórica de oleaje sintético del punto de malla WANA, situado en las coordenadas 44,0ºN - 0,125ºE. La dirección de incidencia de los sectores activos establecidos en la zona de estudio se ha definido como una media ponderada de los resultados de propagación correspondientes a cada uno de los sectores representativos en mar profunda.

La direcciones de oleaje consideradas en el modelo para la disposición de las paletas (profundidad = -15 m) fueron las siguientes:

E: Para simular los oleajes del sector direccional E+ENE, con Tp = 9 y 11 s

E-42ºS: Para simular los oleajes del sector direccional SE, con Tp = 7 s

E-85ºS: Para simular los oleajes del sector direccional S, con Tp = 5 s

Dirección en aguas profundas	Dirección (d=-15 m)	T_p (s)	f_α	f_T	H_s (m)	γ	K_{rs}	WEIBULL	
								B	C
S	E-85º-S	5	0.0534	0.6799	2.0	3.3	0.86	0.392	1.588
SE	E-42º-S	7	0.1181	0.9988	2.5	3.3	0.90	0.332	1.292
E+ENE	E	9	0.3215	0.9043	2.0	7	0.88	0.605	1.252
	E	11	0.3215	0.0795	3.0	7	0.84	1.248	1.701

Tabla 1. Oleajes

Las alturas de ola de referencia se eligen, en general, de forma que sean suficientemente representativas desde el punto de vista de 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 produciría pérdidas de energía por rotura en la zona de alimentación y, por tanto, impediría obtener unos resultados correctos de la agitación.

Se ha considerado para el sector direccional E+ENE dos periodos siendo el periodo inferior el que caracteriza el régimen medio y el mayor representante de condiciones extremales.

Alternativas consideradas.

En este estudio se han analizado las 3 alternativas de la Fase 2 de la ampliación sur del Puerto de Castellón, resultantes de las modificaciones del diseño inicial de dicha fase en relación a la longitud del dique de abrigo, a los dragados en el interior de la dársena y a la longitud del Muelle de Ribera (MR) donde se han realizado los ensayos del buque atracado. El MR pasa de una longitud inicial de 372 m a unos 610 m y está diseñado para permitir el atraque de buques graneleros o contenedores, por lo cual es necesario incrementar el dragado de la dársena hasta la cota -16 m incluso frente a la alineación futura de dicho muelle hasta alcanzar el Dique de Poniente actual. Bajo estas condiciones, las 3 alternativas en planta ensayadas correspondientes a 3 actuaciones sobre la prolongación del Dique Este manteniendo en todo caso la orientación, son las siguientes (figuras):

Fase 2. Alternativa 1: L1 = 0 m, es decir, sin prolongación, lo que se corresponde con la situación prevista inicialmente para la Fase 2.

Fase 2. Alternativa 2: Longitud de prolongación, L2 = 229 m. En este caso, el morro del dique se sitúa en el borde del canal de acceso.

Fase 2. Alternativa 3: Longitud de prolongación, L3 = 358 m. Es la longitud definida inicialmente en el proyecto para las fases constructivas posteriores a la Fase 2.

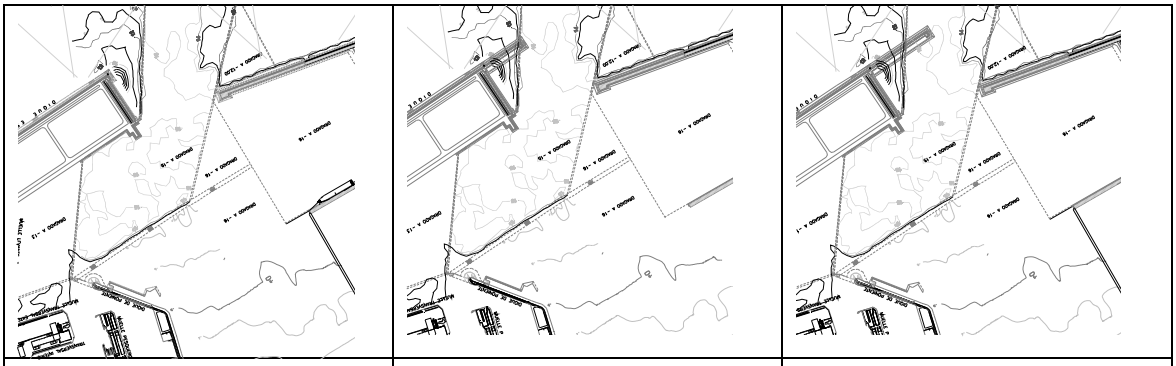


Figura 1. Disposición en planta de las tres alternativas.

Las tres alternativas, se han analizado bajo la acción de los oleajes más influyentes en la zona. Se han realizado ensayos adicionales, con el oleaje del sector direccional E+ENE y dos periodos de pico, Tp = 9 y 11 s con varias longitudes de prolongación del Dique Este de valores intermedios entre los arriba indicados. Estos ensayos adicionales tuvieron por objeto analizar la influencia de la prolongación progresiva del Dique Este en el grado de agitación en la zona donde se realizan

los ensayos de buques atracados, una vez que los resultados obtenidos en estos últimos, aparentemente contradictorios (resultados con el dique de L2 = 229 m peores que sin prolongación del Dique Este), crearon cierta incertidumbre.

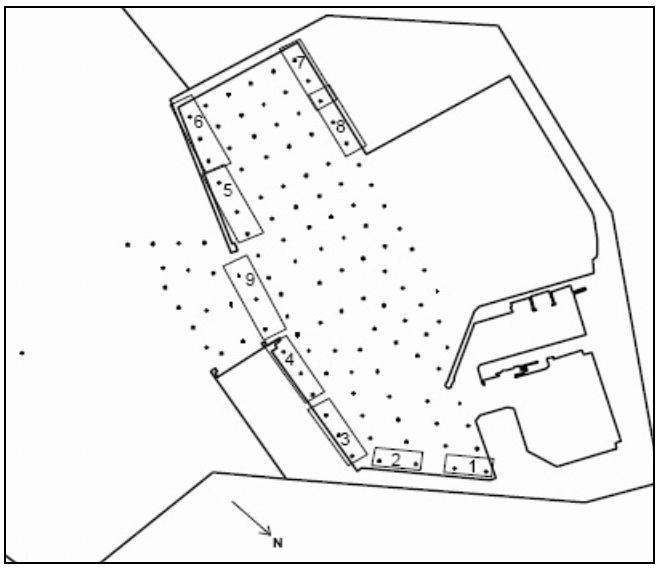
De los resultados obtenidos en estos ensayos adicionales, se pudo corroborar la coherencia de los resultados obtenidos en la zona mencionada en las configuraciones correspondientes a las 3 alternativas de ensayo, determinando las causas de la aparente contradicción antes aludida.

Ensayos de agitación.

Los ensayos de agitación consisten en medir la elevación de la capa de agua en una malla de puntos (figura 2) que posteriormente son relacionados con el punto de referencia, donde se mide el oleaje con el que se alimenta el modelo físico en cada toma de datos. La interpretación de los resultados obtenidos se realiza analizando los valores de los coeficientes de agitación k_i, definidos como la relación entre la altura de ola significante en un punto considerado, H_{si}, y la altura significante de referencia, H_{so}, medida en un punto exterior al puerto, generalmente frente a la paleta: $k_i = H_{si} / H_{so}$

Una vez obtenidos los valores de los coeficientes de agitación se dibujan, para cada caso, las curvas de isoagitación. Estas curvas, determinan las zonas en las que la agitación está comprendida entre determinados valores, de manera que se puede apreciar claramente cómo se distribuye la energía del oleaje en el interior del puerto facilitando, además, la comparación de las diversas situaciones de ensayo estudiadas.

Para una mejor interpretación de los resultados se definieron, unas zonas de cálculo (figura 2) de especial interés en cuanto al comportamiento hidrodinámico del puerto 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 si existía alguna dispersión significativa en las zonas consideradas. Esta metodología facilita la comparación de los resultados obtenidos en cada alternativa estudiada y, por tanto, contribuye a una mejor comprensión del comportamiento hidrodinámico de las instalaciones portuarias.



ZONA	Nº PUNTOS	DESCRIPCIÓN
1	2	Muelle Levante Exterior Norte
2	2	Muelle Levante Exterior Sur
3	3	Muelle Dique Este Norte
4	3	Muelle Dique Este Sur
5	3	Muelle Contradique Norte
6	3	Muelle Contradique Sur
7	3	Muelle Ribera Sur
8	3	Muelle Ribera Norte
9	3	Bocana Exterior

Figura 2. Zonas de estudio seleccionadas.

Ensayos de barcos atracados.

El objetivo principal de los ensayos de comportamiento de buques atracados es poder estimar el rango de las tensiones en las amarras y de las reacciones en las defensas, así como las amplitudes de los movimientos de los buques, con el fin de orientar sobre las condiciones de explotación y la operatividad de los atraques.

El buque atracado se considera 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, la corriente y el viento. De acuerdo con el buque tipo, sus disposiciones de amarras y defensas y los dispositivos de ensayo antes descritos, se midieron y almacenaron las series temporales de las distintas variables definitorias del comportamiento del buque atracado. Concretamente: oleaje exterior, movimientos del buque (vaivén, deriva, guiñada, alteada, cabeceo y balance), fuerzas en las amarras (largos, springs y traveses) y reacciones en las defensas, para su posterior análisis.

Dispositivos de ensayo.

Para la medida de las fuerzas tanto en las amarras como en las defensas, se utilizaron extensómetros. Las curvas de alargamiento de las amarras y de compresión de las defensas se corrigieron considerando características de deformación lineales, que se reprodujeron mediante varillas y pletinas de acero respectivamente.

Los movimientos de los buques atracados se registraron empleando cuatro parejas de emisores-receptores de rayos láser calibrados previamente, dirigiendo el haz a puntos concretos de la

cubierta y del costado del buque. A partir de estos datos, se obtuvieron las traslaciones y giros del buque (vaivén, deriva, alteada, guiñada, cabeceo y balance).

El equipo de captores de señal se completó con una sonda para la medida de la altura de ola de referencia en el exterior del puerto, a suficiente distancia del generador de oleaje, de forma que permitiera obtener la señal de aquel, una vez desarrollado.

Los distintos captores se conectaron a un ordenador de toma de datos a través de sus correspondientes acondicionadores de señal (amplificadores, conversores A/D, etc), permitiendo el registro y posterior tratamiento de las series temporales de los valores de las diferentes variables a medir (tensiones de las amarras, esfuerzos de las defensas y movimientos de los buques)

Modelo de buque.

El buque tipo ensayado fue un portacontenedores de unos 4.000 TEUS, a plena carga, de 218 m de eslora total, manga de 28,3 m, calado de 9,3 m y desplazamiento de 38.095 t. La construcción del buque tipo ensayado, así como el ajuste de sus parámetros dinámicos característicos (alturas metacéntricas, inercia, periodos propios de balance, arfada y cabeceo, etc.) fue realizada, conforme a la ley de semejanza de Froude.

El buque portacontenedores fue atracado en el MR, sometido a la acción de los oleajes mencionados en los ensayos de agitación en las 3 alternativas definidas anteriormente. Se persiguió obtener alturas de ola semejantes con cada dirección y periodo del oleaje a fin de poder comparar los resultados obtenidos en cada una de las alternativas, soslayando en lo posible los efectos no lineales en el comportamiento del oleaje y en la respuesta del buque.

Amarras

Para este buque se adoptó la misma geometría de amarre en todos los ensayos, disponiendo las líneas conforme a su equipo específico y a la situación de los bolardos proyectada en los muelles.
El portacontenedores fue ensayado en las diversas alternativas de la Fase 2, en los atraques Norte y Sur del MR, con la misma configuración de amarre. La configuración de amarre reproducida en los ensayos fue de veintidós líneas, distribuidas de la siguiente forma: 4 Largos a proa y 4 a popa, 4 traveses a proa y 4 a popa, y 3 Springs a proa y 3 a popa. Para todas ellas se tomaron amarras de polipropileno de mena 12" (97 mm de diámetro)

Defensas.

En todos los atraques, se dispusieron las mismas defensas con una separación de 30 m, estando intercaladas con los bolardos. La modelización de las defensas se realizó, como es habitual, a

base de pletinas de acero inoxidable a las que se adhiere un tetón de metacrilato en la zona de contacto con el modelo del buque. El tetón de metacrilato se fija a lo largo de la pletina en una sección tal que la deflexión producida en la misma, en combinación con las características mecánicas del material, ajustara a la escala adoptada, la rigidez de la defensa. En estos atraques se reprodujeron las defensas HZ 1700-L2000, que poseen una carga de trabajo de 313 t.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Ensayos de agitación.

A continuación, se detallan los datos más significativos del comportamiento del puerto en cada una de las situaciones de ensayo, tanto en lo que se refiere a los oleajes como a las diversas alternativas de la Fase 2 estudiadas. Los resultados obtenidos en todas las alternativas analizadas han mostrado una mejoría de la agitación en lo que se refiere al comportamiento de las zonas del puerto actual.

Fase 2. Alternativa 1 (sin prolongación del Dique Este)

Esta configuración en planta deja gran parte de la ampliación sur muy expuesta a los oleajes de los sectores E+ENE y SE, lo que se traduce en unos coeficientes de agitación muy altos en esta zona.

El oleaje incidente en el Muelle de Ribera procedente principalmente de los sectores E+ENE y SE, se refleja hacia el Muelle Contradique incrementando la agitación de este último.

La zona norte del puerto presenta coeficientes de agitación altos (ki = 0,31), cuando el oleaje proviene del sector S, mientras que para los oleajes de los sectores E+ENE y SE los resultados se pueden considerar aceptables (k_i = 0,18).

Las excedencias de las alturas de ola límite en la zona sur, son debidas en mayor medida, a los oleajes del sector E+ENE, siendo escasa la contribución de los oleajes de los sectores SE y S. En cambio, para la zona norte son los oleajes de dirección S los más desfavorables, aunque los valores obtenidos han sido bajos.

Del análisis de excedencias de alturas de ola límite para la operatividad de los buques se puede decir que para la altura de ola (Hs)límite = 0,30 m, referente de la operatividad de buques tipo ro-ro, las excedencias son aceptables en las zonas donde se piensa ubicar los atraques para este tipo de buques (inferiores a 2 días/año).

Los atraques del Muelle de Ribera presentan unos valores de excedencias, para la altura de ola límite (Hs)límite = 0,50 m, muy bajos (del orden de 3 días/año), siendo prácticamente nulos para la altura de ola (Hs)límite = 0,75 m.

Las zonas ubicadas en los muelles de la zona norte del puerto han presentado un índice de excedencia, para las alturas de ola límite de valores (Hs)límite = 0,50 m y (Hs)límite = 0,75 m, prácticamente nulos.

En el Muelle adosado al contradique, cuyos atraques van destinados a buques de gases licuados, las excedencias de (Hs)límite = 1,00 m son nulas.

Fase 2. Alternativa 2 (longitud de prolongación del Dique Este, L = 229 m)

La agitación disminuye en todas las zonas del interior del puerto, respecto a la obtenida en la configuración anterior, excepto en el extremo norte del Muelle de Ribera para los oleajes de dirección E+ENE y en la zona norte del puerto para los oleajes de dirección S. La situación del Muelle de Ribera, se debe a fenómenos puntuales provocados por la conjunción de diversas circunstancias. Por un lado, que la prolongación del Dique Este se realice hasta el borde del canal de acceso y por otro, la doble difracción en los morros del Dique Este y del Contradique. El resultado de la acción conjunta de estos factores es una concentración de energía en dirección a la zona norte del Muelle de Ribera con el consiguiente aumento de la agitación, lo cual como se ha comentado en el apartado 3.4, ha sido corroborado con la realización de ensayos adicionales para diferentes longitudes del Dique del Este.

Las excedencias de las alturas de ola límite en la zona sur aumentan, con relación a la Alternativa 1, debido de nuevo a los oleajes del sector E+ENE, con escasa contribución de los oleajes de los sectores SE y S. En la zona norte, son los oleajes de dirección S los más desfavorables, con valores más altos que en el caso de la alternativa anterior.

El análisis de excedencias para la operatividad de los buques tipo ro-ro ha mostrado un índice relativamente alto en las zonas potencialmente usuarias de este tipo de buques.

En los atraques del Muelle de Ribera aumentan considerablemente los días de excedencia alcanzando valores del orden de 6,9 días/año en su zona norte, por la razón antes indicada.

Las zonas ubicadas en los muelles de la zona norte del puerto han presentado un índice de excedencia, para la altura (Hs)límite = 0,50 m, muy bajo y prácticamente nulo para la excedencia de (Hs)límite = 0,75 m. En el Muelle adosado al contradique, las excedencias de (Hs)límite = 1,00 m son, al igual que para la Alternativa 1, nulas.

Fase 2. Alternativa 3 (longitud de prolongación del Dique Este, L = 358 m)

La agitación es muy baja en todas las zonas del interior del puerto salvo en la zona norte del puerto si el oleaje proviene de la dirección S, en cuyo caso los coeficientes son bastante elevados. En general, los coeficientes de agitación son inferiores a los correspondientes de la alternativa anterior.

En esta alternativa, la energía asociada al oleaje reflejado en el tramo en talud situado en el cabecero del Muelle de Levante tiene mayor importancia que en las configuraciones anteriores al estar más confinado por la mayor longitud del Dique Este.

Las excedencias de las alturas de ola límite son inferiores a las de la Alternativa 1 salvo en las zonas ubicadas en la conjunción de los muelles de Levante y adosado al Dique Este, aunque para los tipos de buque usuarios de esos atraques los valores son muy bajos.

Para esta configuración, el análisis de excedencias de altura de ola límite para la operatividad de cualquier tipo de buque en sus atraques respectivos ha dado como resultado unos índices muy bajos, por lo que se puede estimar una operatividad del puerto prácticamente del 100%.

Finalmente, hay que hacer notar que la inoperatividad de los atraques queda cuantificada principalmente por los resultados obtenidos en los ensayos de barcos atracados, siendo el índice de excedencia de una altura de ola límite determinada un coeficiente meramente indicativo de las condiciones de agitación en las diferentes zonas de atraque analizadas. Si bien dichas condiciones tienen una relación directa con algunos movimientos del buque, no deben tomarse como determinantes de la operatividad de los muelles y sí los resultados específicos del buque atracado con su sistema de amarre en una posición concreta en el muelle. De esta manera, se obtiene una estimación más realista del rendimiento de las instalaciones portuarias.

Operatividad del buque.

La determinación de la operatividad de los muelles se realiza de acuerdo con los resultados de los ensayos, siguiendo el método que a continuación se expone:
En primer lugar, se fijan los valores máximos admisibles para los movimientos del buque a efectos de explotación del atraque y las fuerzas máximas admisibles en las amarras y en las defensas.
Los criterios para determinar las amplitudes admisibles de los movimientos de los buques depende, entre otros factores, del tipo de buque, de la mercancía y de los medios de carga y descarga disponibles. Los valores utilizados en este trabajo, fueron los establecidos por el Grupo de Trabajo nº 24 de la Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC) en su Informe Final de 1995, para buques portacontenedores:
En cuanto a las fuerzas admisibles en las amarras y en las defensas, se adoptan los valores de sus respectivas cargas de trabajo, las cuales fueron de 68.4 t para las amarras y 626 t para las defensas.

Posteriormente los límites anteriores se interpretan desde un punto de vista estadístico, asociando los fenómenos -movimientos y esfuerzos- 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 (Hs) - amplitud admisible del movimiento
Altura significante del oleaje (Hs) - fuerza admisible

que permiten estimar los máximos de las amplitudes de los movimientos y de las fuerzas esperables en 8 horas de oleaje continuado.
Procediendo en sentido contrario, a partir de los valores umbrales de referencia puede obtenerse la altura de ola significante límite correspondiente al valor admisible de cada movimiento o de cada fuerza, bien sea la tensión en las amarras o la reacción de las defensas.

De esta forma, se detecta el movimiento o la fuerza que daría lugar a la suspensión de la operación de carga/descarga y su altura de ola límite admisible.
Combinando este resultado con el régimen direccional del oleaje, y extrapolando mediante una distribución de Weibull, puede calcularse un índice de operatividad -horas/año o días/año-, en que los movimientos o fuerzas superan la amplitud admisible y durante los cuales no puede desarrollarse la transferencia de carga a pleno rendimiento. En consecuencia, puede compararse la bondad de cada configuración analizada en términos de operatividad.

Como resultado del proceso descrito, en la tabla 4 se muestran las alturas de ola límites en el exterior del puerto, a una profundidad de 15 m, que producen las cargas de trabajo de las amarras y de las defensas o las amplitudes máximas admisibles de cada movimiento.

En la tabla 5 se exponen, respectivamente, las amplitudes de los movimientos durante 8 horas ininterrumpidas de permanencia de los buques en sus correspondientes atraques actuando cada uno de los oleajes ensayados.

MUELLE	Oleaje	H_s (m)	Movimiento	Horas/año	Días/año
N-A1	E - 9 s	1,9	Deriva	12	0,5
N-A2	E - 9 s	1,4	Deriva	72	3,0
N-A3	E - 9 s	2,8	Deriva	0	0,0
S-A1	E - 9 s	1,6	Deriva	34	1,4
S-A2	E - 9 s	1,3	Deriva	103	4,3
S-A3	E - 9 s	2,0	Deriva	7	0,0
N-A1	E - 11 s	1,5	Balance-Vaivén	24	1,0
N-A2	E - 11 s	1,3	Balance	33	1,4
N-A3	E - 11 s	1,8	Deriva	12	0,5

Tabla 4. Alturas de ola significante límite (m) para cada movimiento.M. Ribera N y S. Alternativas 1, 2 y 3

MUELLE	H_s (m)	Oleaje Dir - T_p	Vaivén (m)	Deriva (m)	Guiñada (°)	Alteada (m)	Cabeceo (°)	Balance (°)
N-A1	2	E - 9 s	0,4	0,7	0,8	0,5	0,6	2,6
N-A2	2	E - 9 s	0,4	0,8	1,1	0,7	0,8	3,3
N-A3	2	E - 9 s	0,2	0,4	0,6	0,4	0,4	1,6
S-A1	2	E - 9 s	0,3	0,7	0,3	0,5	0,3	3,0
S-A2	2	E - 9 s	0,3	0,9	0,5	0,7	0,3	3,6
S-A3	2	E - 9 s	0,1	0,6	0,3	0,4	0,2	2,2
N-A1	3	E - 11 s	2,1	2,3	1,9	1,4	1,2	6,2
N-A2	3	E - 11 s	1,5	3,1	2,2	1,5	1,4	7,3
N-A3	3	E - 11 s	0,8	1,2	1,3	0,8	0,7	3,2

Tabla 5. Amplitudes durante 8 horas ininterrumpidas de permanencia. M.Ribera N y S. Alternativas 1, 2 y 3

En todos los atraques ensayados se ha obtenido una operatividad aceptable, observando en todos ellos que los mejores resultados se obtienen para las alternativas 1 y 3, con valores de 0,5 a 1,4 días/año en la primera y de 0 a 0,5 días/año en la alternativa 3 y los peores para la alternativa 2, con valores entre 1,4 y 4,3 días/año.
Atraques Norte y Sur del Muelle de Ribera. Oleaje de Tp = 9 s. En las tres alternativas estudiadas, el movimiento crítico que provoca la menor altura de ola límite admisible es la deriva.

Este movimiento se puede reducir incrementando las líneas de amarre, en particular los traveses o cambiando el tipo de amarras.

Atraque Norte del Muelle de Ribera. Oleaje de Tp = 11 s. En las alternativas 1 y 2, el movimiento crítico es el balance. Dado que es un movimiento que está en plano vertical, es difícil disminuir su valor cambiando o modificando únicamente el sistema de amarre. En la alternativa 3, el movimiento crítico es la deriva. Para corregir estos valores sirve lo que se ha dicho anteriormente para el oleaje de Tp = 9 s de incrementar los traveses.

CONCLUSIONES.

Ante la aparente contradicción de aumentar la longitud del dique de abrigo y obtener peores resultados en el MR, se realizaron ensayos adicionales, con el oleaje del sector direccional E+ENE y dos periodos de pico, Tp = 9 y 11 s con varias longitudes de prolongación del Dique Este de valores intermedios entre los anteriormente indicados. Estos ensayos adicionales tuvieron por objeto analizar la influencia de la prolongación progresiva del Dique Este en el grado de agitación en la zona de atraque del MR donde se realizan los ensayos de buques atracados, una vez que los resultados obtenidos en estos últimos, aparentemente contradictorios (resultados con el dique de longitud 229 m, peores que sin prolongación del Dique Este), crearon cierta incertidumbre. A partir de los resultados obtenidos en estos ensayos adicionales, se pudo corroborar la coherencia de los resultados en la zona mencionada, para las configuraciones correspondientes a las 3 alternativas de ensayo de la Fase 2, determinando que la elevada agitación en el MR, se debe a fenómenos locales provocados por la conjunción de diversas circunstancias.

Por un lado, que el extremo de la prolongación del Dique Este coincida con el borde de la margen derecha del canal de acceso y por otro, la doble difracción producida por los morros del Dique Este y del Contradique. El resultado de la acción conjunta de estos factores es una concentración de energía en dirección a la zona norte del Muelle de Ribera, con el consiguiente aumento de la agitación.

SISTEMA INNOVADOR DE AYUDA A LA PLANIFICACIÓN, CONSTRUCCIÓN Y EXPLOTACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS

M. Vázquez[1], I. J. Losada[2], E. Oñate[3]

1. Dragados- Dirección Técnica, Servicio de Obras Marítimas, Avda./ Camino de Santiago 50, 28050, Madrid.
2. Universidad de Cantabria, Cátedra de Ingeniería Hidráulica. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Avda. de Los Castros, s/n. 39005 Santander.
3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Edificio C1, Campus Norte UPC. c/ Gran Capitán, s/n. 08034 Barcelona.

INTRODUCCIÓN

En las IX Jornadas de Costas y Puertos celebradas en San Sebastián (año 2007) se presentaron las directrices generales del entonces recién comenzado proyecto de I+D+i SAYOM (Sistema innovador de ayuda a la planificación, construcción y explotación de obras marítimas).

Se trata de un Proyecto de Investigación Industrial Concertada (PIIC) liderado por DRAGADOS, S.A. El proyecto es financiado parcialmente por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI) del Ministerio de Ciencia e Innovación.

En este proyecto, de dos años de duración, DRAGADOS ha contratado como entidades colaboradoras al Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (GIOC) de la Universidad de Cantabria, y al Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE). Igualmente se cuenta con el apoyo de Puertos del Estado como Ente Promotor Observador, el cual colabora activamente en la puesta a disposición de parte de sus bases de datos y en la aportación de su experiencia y conocimientos en el ámbito del clima marítimo.

Los trabajos para el desarrollo del proyecto comenzaron en el año 2007 y están previstos finalizarse a lo largo del año 2009.

OBJETIVOS DEL PROYECTO SAYOM

Los objetivos principales del proyecto son:

- el desarrollo y la implementación de un sistema que sirva para elaborar planes de obra optimizando los recursos y medios de Dragados para la ejecución de sus obras marítimas más importantes e influidas por el clima marítimo
- ser un complemento de ayuda para la toma de decisiones durante el proceso de ejecución y explotación de la obra
- todo ello con el fin de contribuir a garantizar la seguridad

Como objetivos secundarios se plantean:

- que el sistema sea generalizable para su aplicación independientemente de la localización de la obra
- que el sistema una vez implantado pueda servir al puerto receptor como una herramienta para la optimización de las operaciones y explotación

DESARROLLO DE LOS TRABAJOS

El proyecto consiste en el desarrollo de sistemas expertos previamente entrenados con amplias librerías de casos. El resultado es un Sistema de Ayuda a la toma de Decisiones (SAD) en tiempo real en base a las predicciones de clima marítimo disponibles.

Figura 1. Ejemplo del resultado del sistema de alertas para un escenario concreto

Para llevar a cabo el proyecto se han tenido que desarrollar, en base a las técnicas más avanzadas en este campo, múltiples aplicaciones que suponen importantes innovaciones en el estado del arte, como por ejemplo en:

- la calibración direccional de bases de datos de reanálisis de oleaje
- el empleo de datos de satélites para la validación de dichas calibraciones
- el desarrollo de sistemas expertos de combinación de modelos de propagación de oleaje en función de las características de distintos estados de mar
- la clasificación de estados de mar en base a las técnicas de redes neuronales autoorganizativas
- el estudio de interacción con la obra en sus distintas fases de ejecución, con análisis tanto en planta (para determinación de regímenes de agitación interior) como en secciones provisionales y definitivas (regímenes de run-up y rebase)
- el desarrollo por parte del GIOC del Programa de Alerta Temprana de Oleaje (PATO), en base a las técnicas desarrolladas en los puntos anteriores, que dan como resultado la posibilidad de trabajar o no en distintos tajos y para distintas partes de la obra en función de umbrales previamente definidos
- el desarrollo de predicciones de clima marítimo a medio plazo (hasta 6 meses)
- el análisis de la interacción oleaje-estructura (provisional y definitiva) con el modelo de Partículas y Elementos Finitos (PFEM) del CIMNE, tanto en 2D como en 3D, para determinación de efectos tridimensionales con oleajes oblicuos, especialmente para tres aplicaciones concretas:
    - análisis de la estabilidad de secciones constructivas provisionales
    - análisis de la viabilidad de fondeo de cajones
    - análisis del impacto producido por el rebase sobre equipos en coronación

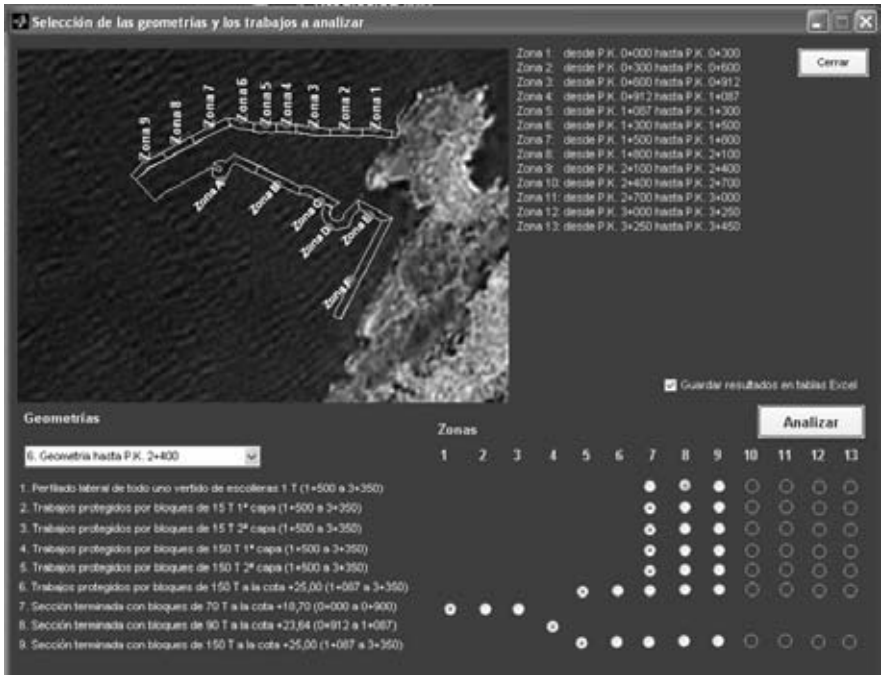


Figura 2. Selección de geometrías y tajos a analizar

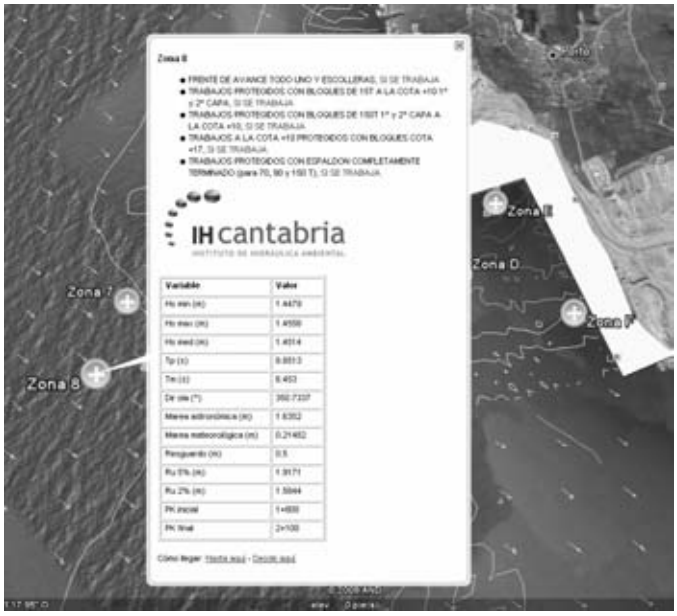


Figura 3. Resultados detallados del sistema de alertas para un escenario concreto

Todos estos desarrollos se están implementando, en esta primera versión del proyecto, en la obra de las Nuevas Instalaciones Portuarias en Punta Langosteira, si bien el sistema es transferible a otras localizaciones siempre que se dispongan o generen las bases de datos correspondientes.

Igualmente, en otras ponencias de estas Jornadas se ha profundizado en algunos aspectos específicos que han desarrollado tanto la UNIVERSIDAD DE CANTABRIA como CIMNE a lo largo de este proyecto SAYOM, del mismo modo que se muestran algunos resultados obtenidos en la implantación de esta primera versión en Langosteira.

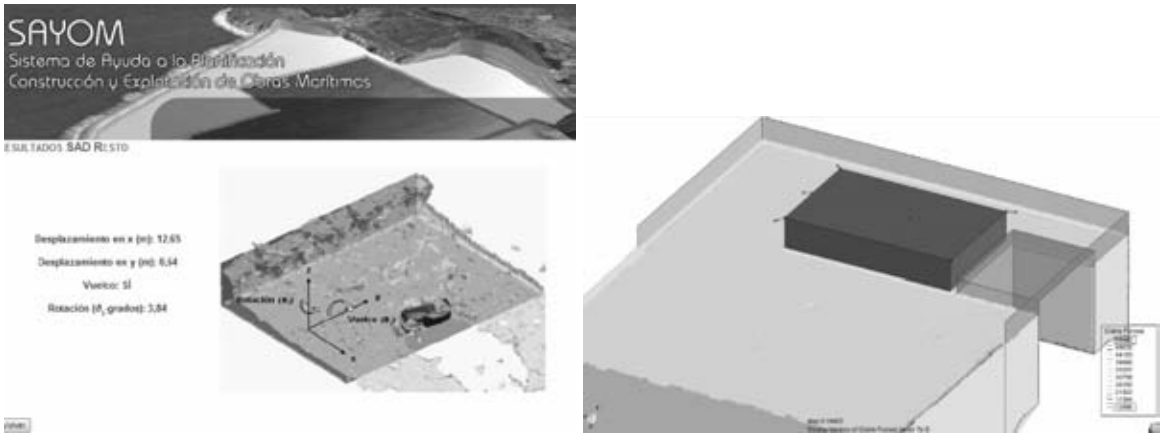


Figura 4. Ejemplo de resultados de la aplicación del PFEM al estudio del impacto de los caudales de rebase sobre equipos en coronación y viabilidad del fondeo de cajones

RESOLUCION DE UN CASO DE AMPLIFICACION POR ONDA LARGA EN EL ROQUE DE LA HILA (ISLAS CANARIAS)

J.I. Mora Quintana[1], J.M. González Herrero[2], A. Losada López[3]

1. A.P. TENERIFE, Avda. Francisco la Roche nº 49, Santa Cruz de Tenerife. jmora@puertosdetenerife.org
2. IBERINSA, C/ Anabel Segura, 11- 28108 Alcobendas. jgherrer@acciona.es
3. IBERINSA, C/ Aragó, 141 Ático, 08015 Barcelona. alosadal@acciona.es

INTRODUCCIÓN

El Roque de la Hila se encuentra situado al sureste de la isla de la Gomera en San Sebastián de la Gomera (Islas Canarias). Su puerto está en proceso de ampliación, con la construcción de una nueva explanada, delimitada por el inicio del Roque, el nuevo muelle y el dique en talud de protección. (Fig.1). Desde el arranque del nuevo dique hasta el mirador de la cima del Roque, discurre un camino peatonal, protegido de los oleajes del sureste por un muro de mampostería (cota de coronación +7.05). La batimetría al sur del muro, alcanza en aprox. 30-40m la cota - 10, excepto la zona del Roque, dónde se localiza un bajo (cota +1.00). Al norte del Roque, hay una plataforma marina a la cota +0.50. Durante el año 2006 (6-8 junio, 23-24 septiembre y 13-20 noviembre), a pesar de la calma observada en el mar, se produjeron episodios de rebase, que generaron situaciones peligrosas para los visitantes y daños en el pavimento del camino.

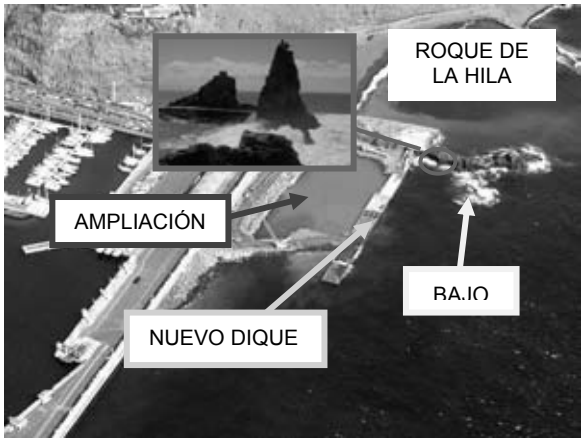


Figura 1. Descripción de la zona de estudio

OBJETIVOS

El objeto del estudio es:

- Identificar las causas que han producido los rebases
- Analizar soluciones que permitan evitarlos.

IDENTIFICACIÓN DE LAS CAUSAS DEL PROBLEMA

Metodología

Se realizan varios análisis para encontrar las causas del problema:

- Análisis del oleaje durante los días en que se produjeron los rebases
- Estudio de la posible influencia de la nueva obra

Análisis del Oleaje

Las características del oleaje se definen con el estudio del clima marítimo en aguas profundas y la propagación del oleaje hasta el punto en el que se producen los rebases.

Clima marítimo: se han utilizado los registros de la boya situada al sur de la isla de Tenerife (710m de calado). Las variables analizadas en los días en los que se produjeron los rebases son: dirección del oleaje, periodo de pico y altura de ola. Los resultados obtenidos durante los diferentes días tienen características comunes; la dirección del oleaje fue del S20W, los periodos de pico elevados (15-20s) y la altura de ola pequeña (0.5-1.5m).

Propagación del oleaje: Con el fin de obtener las características del oleaje en el punto en que se producen los rebases se realizan dos propagaciones:

Desde aguas profundas hasta las inmediaciones del dique actual (25-30m de calado). Se analizan tres direcciones de oleaje (S, S20W y S20E), y para cada una de ellas dos periodos de pico (15 y 20 s) y una altura de ola de 1.00 m. El estudio se ha realizado utilizado el programa informático, SMC (Oluca-SP), desarrollado por la Universidad de Cantabria, basado en un modelo parabólico de propagación espectral del oleaje, que considera los fenómenos de asomeramiento, difracción, refracción, disipación de

energía por rotura de oleaje y fricción por fondo, y reflexión lateral. Para llevar el oleaje desde el dique actual hasta el punto en que se producen los rebases, se usa el programa MANOLO, desarrollado por la Universidad de Cantabria, que introduce además de los aspectos considerados en el SMC, el efecto de la reflexión del oleaje sobre las estructuras que se va encontrando en su camino. De los resultados se observa que, los coeficientes asociados a los períodos de 20s son mayores que los correspondientes a los de 15 s. Por lo tanto, se puede identificar un problema de onda larga, cuyo efecto se amplifica al llegar al Roque.

Influencia de la nueva obra

Con el fin de determinar la influencia del nuevo dique en la zona, se realizan dos análisis:

- Determinación de los coeficientes de agitación entre la situación antes de empezar las obras y los de la nueva configuración
- Análisis de los periodos con mayor amplificación vertical. Para ello, se analiza el comportamiento de las curvas de resonancia para ambas situaciones, colocando sensores numéricos en todo el dominio del puerto y se realiza un barrido entre 20 y 200s.

Los resultados del primer análisis demuestran que, con la presencia del nuevo dique se produce un aumento del coeficiente de agitación respecto a la situación basal (aproximadamente 30%). Del segundo estudio se obtiene que, los periodos en los que se produce la amplificación, varía de la situación original a la situación con la nueva obra construido, de 26-33s a 17-20 s. Además, los valores de los coeficientes de amplificación se multiplican por 3 en esta nueva configuración.

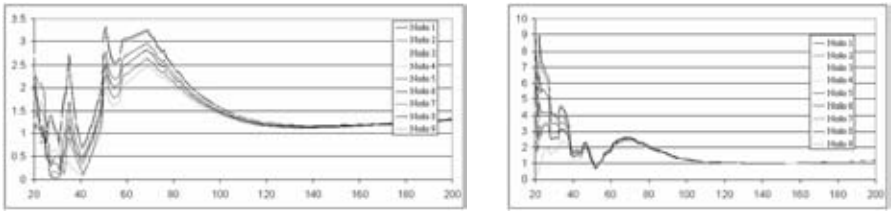


Figura 3. Curvas de resonancia del coeficiente de amplificación superficie libre. Situación Actual (izda) y Situación con obra terminada (dcha).

ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS

Las alternativas se estudian primero desde un punto de vista teórico, con ayuda de las formulaciones y de herramientas informáticas existentes actualmente, y, una vez

comparados los resultados de cada una de ellas, se eligen las más eficaces y se verifica la solución a través de ensayos en modelo reducido realizados en los laboratorios del INHA.

Análisis Teórico

Los estudios previos presentados apuntan a la onda larga como causa del rebase. La forma de hacer frente a la onda larga es modificar la batimetría en la zona afectada, disipando la energía del oleaje o encauzándola hacia una zona más abierta. Las soluciones planteadas se dividen en 4 grupos:

- Soluciones emergidas: Se coloca un escollerado de protección con cota de coronación a la +4.00 (Cota máxima deseable).
- Soluciones sumergidas: Se define un escollerado de protección con cota de coronación por debajo del nivel del mar.
- Formación de canal para paso de agua
- Sin cambio de configuración

1. Soluciones Emergidas. Se analizan diferentes configuraciones:

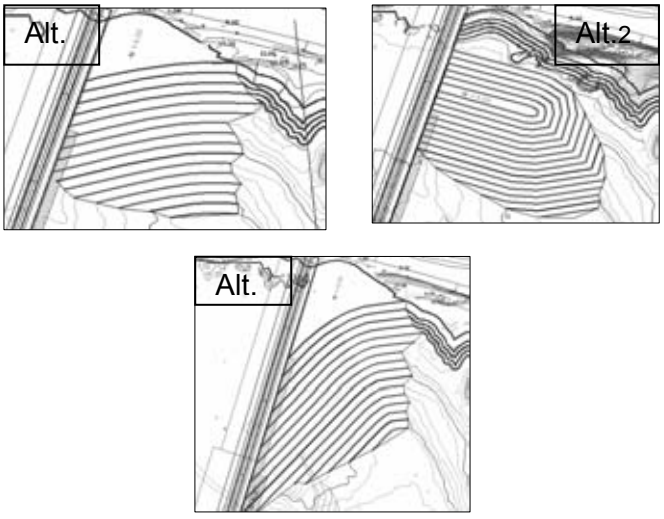


Figura 4. Esquema de soluciones del grupo 1. Escollerado a cota +4.00.

Para cada una de las soluciones ellas, se realiza un estudio de resonancia con en programa MANOLO, similar al del estudio previo, determinando el coeficiente de amplificación para diferentes periodos en varios puntos de control. Y Comparando los resultados se obtiene que:

- En la Alternativa 1 se reduce significativamente la amplificación frente a la zona donde se produjeron rebases. La reducción es de un 20% en el pico mayor (Tp=19s) con respecto a la situación en la que se produjeron los rebases.

- La Alternativa 2 no es adecuada, ya que, la nueva dársena entra en resonancia para períodos relativamente bajos, por lo que no arreglaría el problema de rebase.
- En la Alternativa 3 el coeficiente de amplificación es menor que en la Alt.1, siendo, por lo tanto, la que mejor disminuye el efecto de la onda larga frente a las obras. El efecto de la pendiente del talud en esta solución no es significativo.

2. Soluciones Sumergidas

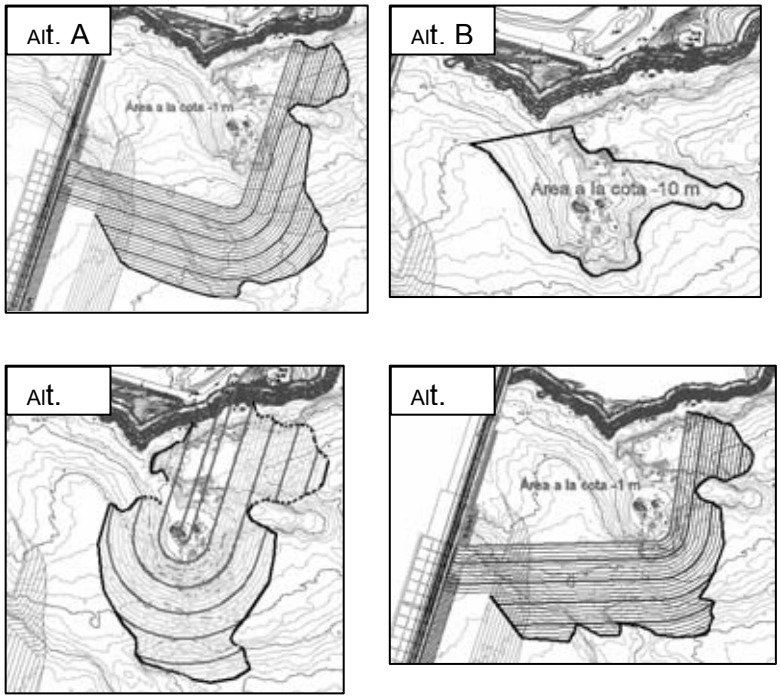


Figura 4. Esquema de soluciones sumergidas

El análisis realizado coincide con en el de las soluciones emergidas. Y, comparando los resultados, se obtiene que la Alternativa A es la más eficaz para los períodos entre 18-22 segundos, que corresponde con la situación de los eventos de rebase registrados. Sin embargo, se decide ensayar la alternativa D, que presenta menor volumen de obra, y se espera que los resultados del modelo físico sean mejores, ya que el modelo numérico no incluye la rotura y en la realidad existe.

3. Formación de canal para paso del agua

En el caso de que ninguna de las soluciones anteriores resulte satisfactoria se plantea otra solución (Alternativa E), y que consiste en derribar el muro y dejar un canal que

facilite el paso del agua y evite la acumulación de energía. Se construye una pasarela peatonal, que permita el acceso al Roque. (Fig.9)

Esta solución admite posibles variantes, como es, profundizar el canal para aumentar la sección o cambiar la forma de la pasarela para hacerla más elevada.

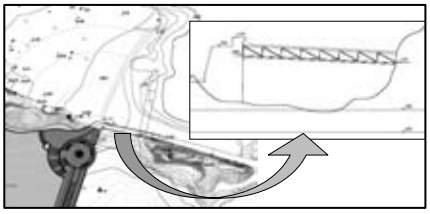


Figura 9. Esquema de Alternativa E. Apertura de canal

4. Alternativa sin cambio de configuración

En el caso de que los resultados de ninguna de las soluciones anteriores sen satisfactorios, se propone otra, en la que no se modifica la configuración, sino que se sustituye el muro existente por una estructura tipo aliviadero que permite el paso del agua por encima. El paso por dentro de la galería está abierto y deja un paso seguro a los peatones. Se definen también unos muros laterales que encauzan el agua.

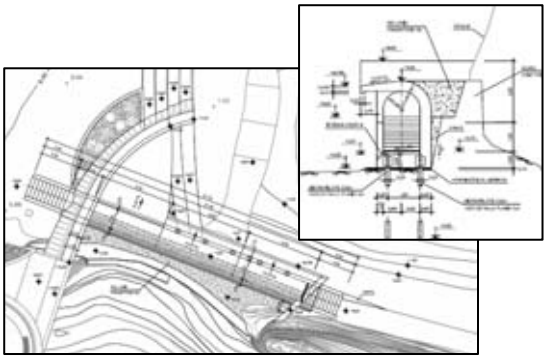


Figura 10. Esquema de solución sin cambio de configuración.

El funcionamiento de esta solución no requiere ninguna comprobación, por lo que no es necesario modelizarla.

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS ALTERNATIVAS

Se decide modelar el problema en el tanque 3D del laboratorio INHA. Como primer ensayo se reproduce la situación en que sucedieron los rebases, con el fin de comprobar que se consigue el mismo fenómeno.

Las especificaciones a partir de las cuales se desarrollan los ensayos son:

- Escala: 1/60

- Configuraciones en sección: Piezas Especiales
- Nivel de marea +1.00
- Dirección: S25E
- Altura de ola: +0.50, +1.50 y +2.00 (oleaje regular de energía creciente)
- Periodo de pico constante: de 16-22s

Una vez verificada la situación actual se comprueba el comportamiento de las alternativas elegidas tras el análisis teórico (alt. 3, alt. D y E).

Además, para la solución más eficaz de todas, se determina la estabilidad de la misma con las características del oleaje extremal (Tp = 7 y 10s, Hs = 4.88m y dirección E, Hs = 4.83 m y dirección SE y Hs = 4.14 m con dirección S).

En cada una de las soluciones se analiza el caudal que rebasa por encima del muro, midiendo el volumen de agua recogida en la bandeja colocada detrás de la estructura, excepto en el caso de la apertura de canal con pasarela, en la que se verifica si el rebase alcanza o no la pasarela.

Situación actual: Se ensaya la configuración real en la que sucedieron los episodios de rebase, tanto a nivel de geometría como de características del oleaje. En ese momento se encontraba el nuevo dique vertical construido, pero sin espaldón, y el dique de cierre también estaba terminado. Se observa, que los ensayos consiguen reproducir el fenómeno de amplificación. Además, se detecta una clara influencia de los bajos situados frente a la costa, cuya presencia provoca, junto a la construcción del nuevo dique vertical, una zona de concentración de energía por efecto de la refracción, difracción y reflexión.

FIGURA 11. Izda. Foto del rebase producido 08/06/07. Hs= 1.5m Tp= 17 s. Dcha. Ensayo realizado para la configuración actual: Hs=1.30 m y Ts= 16 s

Alternativa 3 (plataforma a la cota +6.10): Para el ensayo se ha considerado la obra el dique terminada, por lo que el espaldón alcanza su cota definitiva (+10.50).

De los resultados se observa, que los rebases disminuyen aproximadamente un 40% con respecto a la situación actual, pero los valores siguen superando los límites aceptables para la seguridad de de la sección.

Alternativa D (explanada coronada a la -1.00): La sección está compuesta únicamente por bloques cúbicos de 25 t, sin ningún tipo de filtro. Éstos rodean la isla que se encuentra frente al Roque de la Hila, quedando la explanada coronada a la cota -1.00 m. Los ensayos realizados coinciden con los del ejemplo anterior, y en los resultados se observan dos periodos con mayor rebase: T=18s y T=22s. Los caudales máximos oscilan entre 154.53 y 252.87 l/s/ml. Se percibe una reducción del rebase, con respecto a la solución anterior, si bien los caudales por metro lineal superan los límites que garantizan la seguridad de los peatones.

Figura 13. Modelo y Ensayo de oleaje para alternativa D con Hs=1m, T=18s

Alternativa E (Apertura de canal y pasarela): En esta alternativa se demuele el muro existente en la zona entre el arranque del dique y el Roque de la Hila, dejando un canal de paso para el agua. Los ensayos se realizan para dos cotas de canal, primero dejando el fondo al nivel del terreno natural en dicha zona (alrededor de la -0.5m) y después dragando hasta la -2.00.

Figura 14. Ensayos de la alternativa E con dragado a la -2.00.

En ambas situaciones, los ensayos pésimos coinciden con los periodos entre 18 y 21s. Por lo tanto, el dragado mejora el comportamiento del oleaje: se consigue el paso el agua a través del canal, se reduce la reflexión y se evita la concentración del agua, que es la que produce el peralte en la parte central de la pasarela y con ello, se minimiza el rebase producido por la onda larga.

CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS TEÓRICO Y EXPERIMENTAL

Las conclusiones obtenidas del análisis teórico y experimental realizados son las siguientes:

- Episodios de rebase tienen características comunes: periodo de pico elevado (Tp=15-20s) y altura de ola significante pequeña (Hs = 0.5 -1.5 m). SE IDENTIFICA UN PROBLEMA DE ONDA LARGA
- AMPLIFICACIÓN DEL NIVEL DEL MAR influenciada por la existencia del bajo y la construcción del nuevo dique vertical. Se produce una concentración de energía, debida al efecto de la refracción, difracción y reflexión.
- TODAS LAS SOLUCIONES ANALIZADAS REDUCEN LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LA ONDA LARGA. La mejor solución es la última, en la que se abre el canal y se draga. Sin embargo, debido al impacto ambiental y paisajístico, la Autoridad Portuaria junto con el Ayuntamiento de la zona eligen para ser construida la alternativa en la que no se producen cambios en la configuración.

DATOS GENERALES DE LA OBRA

La Autoridad Portuaria de Tenerife desarrolló con la colaboración de IBERINSA en proyecto constructivo de la solución definitiva, mientras que una UTE formada por Acciona Infraestructuras y Construcciones Y Promociones Ramón Arteaga Alvarez, S. L., fue la encarga de ejecutar la obra. El presupuesto de licitación de las obras ascendió a 370.000 €, y el plazo fue de 2 meses. Las obras se realizaron siguiendo a siguiente secuencia: primero se ejecutó la excavación en roca, en la que se intentó conservar el muro existente para que sirviera de protección, después se llevaron a cabo los micropilotes, necesarios para garantizar la estabilidad de la estructura frente a los esfuerzos a los que se encontraba sometida. La siguiente actividad fue la de colocar ferralla y el encofrado, mientras se avanzaba con el hormigonado.

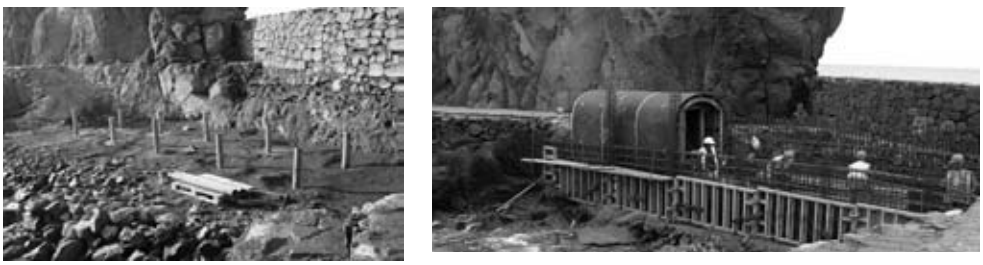


Figura 14. Detalles de la obra

FUNCIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN

Una vez finalizada la obra se volvió a producir el fenómeno de rebase, en un día, una vez más, en la que el mar se encontraba totalmente en calma. Pero esta vez, la forma de la nueva estructura produjo el efecto deseado, el agua pasó por encima de la estructura como si de un aliviadero de una presa se tratara, alejando el chorro de las ventanas. Además, los peatones podrían haber pasado por el interior sin mojarse y apreciando la lámina de agua cayendo. Por lo tanto, parece que la solución ha cumplido los objetivos buscados: un acceso al mirador, que en situaciones críticas no se ponga en peligro la integridad de los visitantes ni se originen daños en la urbanización de la zona. Y todo, esto con una solución integrada en el entorno y de pequeño impacto paisajístico y ambiental.

ANTES. Situaciones peligrosas y daños en pavimento

DESPUÉS. Acceso seguro, no daños en urbanización y pequeño impacto paisajístico.

Figura 14. Funcionamiento de la solución antes y después de las obras

ANÁLISIS DE ONDAS LARGAS EN LA ENSENADA Y PUERTO DE ARES (A CORUÑA)

Juan A. Rodríguez Pardo[1], Pedro Urquijo Gómez[2], Ana Baró Ollero[3]

1. Portos de Galicia. Pza. Europa 5ª-6ªB, 15707 Santiago de Compostela. e-mail: jarpardo@portosdegalicia.com
2. Portos de Galicia. e-mail: pedro.urquijo.gomez@xunta.es
3. HIDTMA, S.L C/Perú, 6-28290 Las Matas. e-mail: a_baro@hidtma.com

INTRODUCCIÓN

El estudio surge de la necesidad de analizar los fenómenos hidrodinámicos que se producen actualmente en el Puerto de Ares, asociados a la incidencia de ondas largas. Estas ondas largas generan corrientes muy intensas que han llegado a provocar el descalce de la cimentación de algún tramo de muelle, la rotura de pantalanes flotantes y el hundimiento de embarcaciones. Se realiza una revisión metodológica del análisis de este fenómeno y de los posibles modelos numéricos a emplear. A partir de este análisis se determina las variaciones que las diversas alternativas de remodelación del puerto introducen sobre el comportamiento de la dársena.

EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL PUERTO Y PROBLEMÁTICA

La situación y configuración de la ensenada de Ares ofrece un buen abrigo frente a los temporales de los sectores WNW al NNW, que son los más activos en este tramo de costa. Las instalaciones del puerto de Ares fueron concebidas inicialmente en los años 70, llevándose con posterioridad una importante ampliación entre 1993 y 1995, que fue la base de la actual configuración del puerto. Posteriormente, entre los años 2001 y 2003 se ejecutaron las obras de las instalaciones náutico deportivas, que fueron ampliadas entre 2006 y 2007 con lo que en su actual configuración este puerto

da servicio a una flota de más de 300 embarcaciones deportivas y unas 20 embarcaciones profesionales de distinto porte.

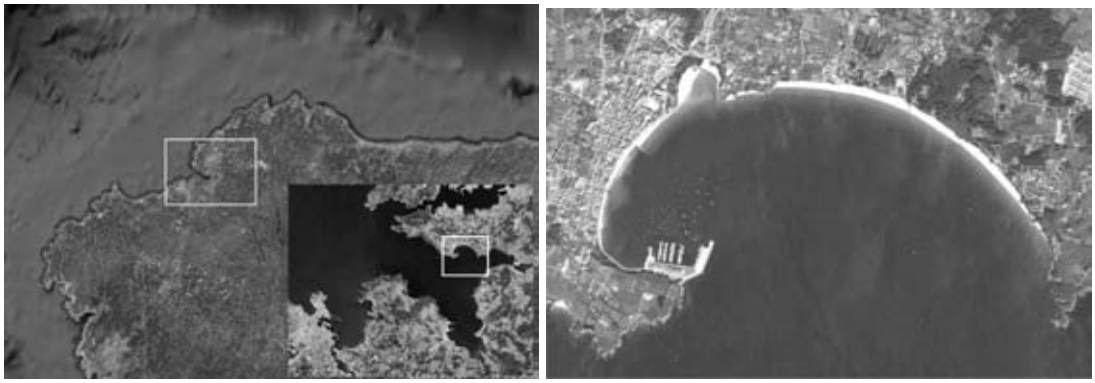


Figura 1. Situación del Golfo Ártabro y ensenada de Ares

Siendo el puerto de Ares una instalación que se encuentra adecuadamente protegido frente a los diferentes tipos de oleaje, los problemas más importantes de los que se han venido quejando habitualmente los usuarios están relacionados con la existencia de una serie de fuertes corrientes que se hacen notar tanto en los amarres deportivos como en la zona del muelle pesquero. Concretamente, durante la construcción de las obras de ampliación de las instalaciones náutico deportivas se pudieron observar problemas de descalce en las cimentaciones de las ampliaciones que se estaban llevando a cabo en el muelle pesquero y en la zona de construcción del foso del travel-lift.

Sin embargo, el suceso de mayor importancia tuvo lugar el 10 de febrero de 2007, cuando a raíz de las fuentes corrientes que se estaban produciendo en la zona de los pantalanes se hundieron tres embarcaciones deportivas de pequeño tamaño. Además de las grabaciones de video realizadas ese mismo día, a las 24 horas del suceso aún se podían observar estas corrientes en el puerto, aunque con menor intensidad.

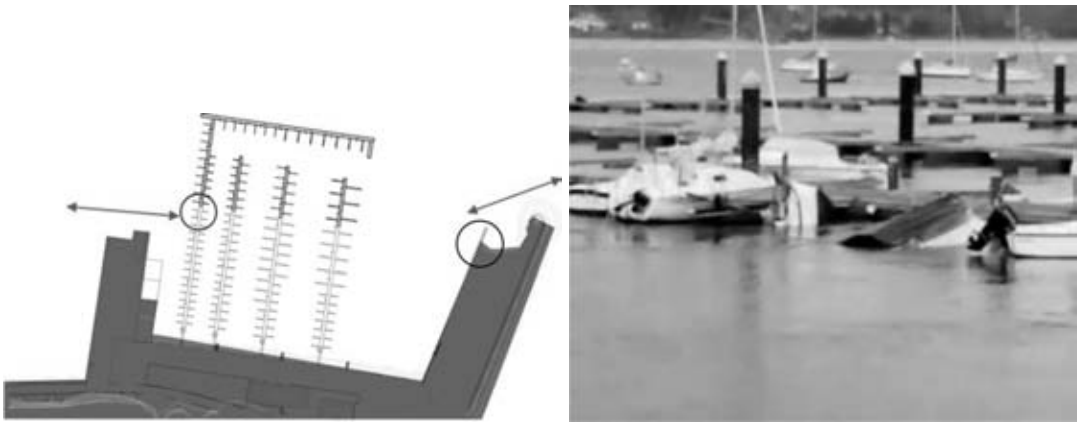


Figura 3. Zona de fuertes corrientes en el puerto y siniestro en febrero de 2007

ORIGEN DE LAS CORRIENTES

Si bien la observación in situ del fenómeno lleva a pensar en un primer momento en una situación de resonancia de la dársena, con fuertes corrientes de sentido alterno en unos períodos de tiempo del orden de pocos minutos, la ausencia de instrumentación o de otras fuentes de datos concretos sobre la frecuencia e intensidad de este fenómeno hizo que la búsqueda de los orígenes de este problema partiese de un planteamiento muy generalista. Por ello se plantearon, inicialmente, dos posibles fenómenos a analizar como orígenes de las corrientes: corrientes de marea y resonancia de la dársena debido a la llegada de ondas largas; causado, a su vez, por las oscilaciones de masas de agua producidas por perturbaciones meteorológicas, la liberación de ondas asociadas a un grupo de olas o la formación de ondas de orilla en la playa.

Corrientes de marea

Esta posibilidad se plantea como parte del proceso de análisis lógico de una situación de corrientes, pero resulta evidente, a tenor de las dimensiones de la ensenada y de su configuración geométrica, abierta y sin ningún tipo de estrechamientos, que las corrientes generadas por el efecto de las mareas no puede ser significativamente intenso. En cualquier caso las mareas tampoco pueden generar corrientes de sentido alterno en un período de tiempo tan pequeño como se pudo observar en las grabaciones y visitas realizadas en esos días.

Onda larga asociada a perturbaciones meteorológicas

Estas perturbaciones pueden ocasionar aumentos o descensos diferenciales de la presión atmosférica, lo que genera oscilaciones de largo periodo en la lámina de agua. Para el caso que nos ocupa y utilizando un modelo hidrodinámico, como elemento forzador se ha generado una sobreelevación artificial de 20 cm en el fondo de la ría de Betanzos, y se ha estudiado la propagación de la misma a lo largo del tiempo. La figura 4 muestra el origen de la depresión y el detalle de las corrientes generadas en la zona del puerto, en la situación actual. En la gráfica se observan corrientes especialmente intensas en el morro del puerto, aunque su intensidad máxima es siempre relativamente reducida, de unos 30 cm/s aproximadamente, a pesar de la

elevada magnitud de la sobreelevación generada, por lo que se descartó que éste fuese el origen del problema.

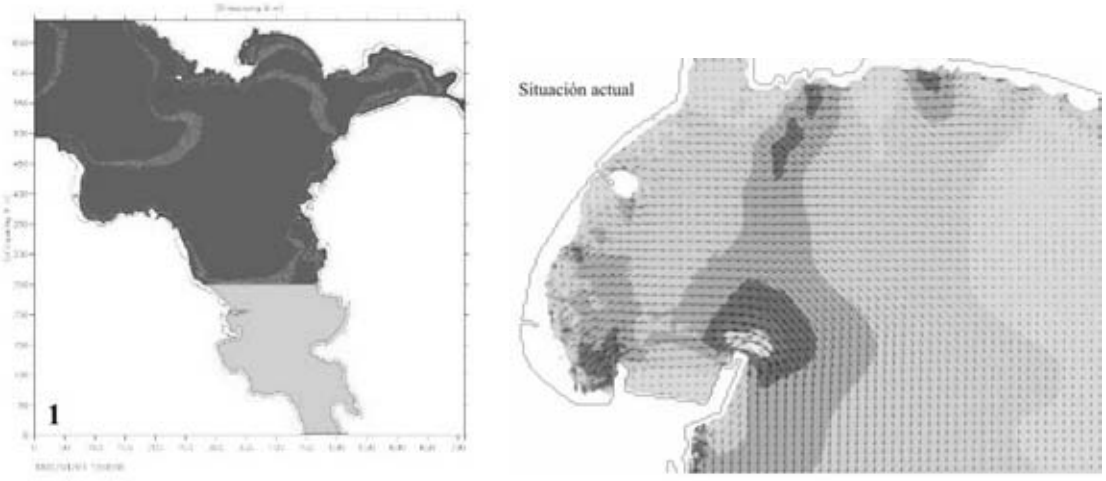


Figura 4. Depresión atmosférica y corrientes generadas en Ares

Ondas largas asociadas a un grupo de olas

La propagación de un oleaje se realiza mediante grupos de olas, tal como se muestra en la figura 5, a cuyo paso el nivel medio del mar sufre oscilaciones derivadas de las variaciones del tensor de radiación (*S*). De esta forma, en los grupos de olas altos se produce un descenso del nivel medio (*set-down*), mientras que al paso de las alturas de ola más reducidas se produce una elevación de ese nivel (*set-up*). Dado que el gradiente del tensor de radiación es casi nulo en profundidades indefinidas, el fenómeno sólo va adquiriendo relevancia cuando el oleaje se aproxima a profundidades reducidas, y alcanza su máximo valor cuando se produce la rotura del oleaje. En el caso de Ares se comprobó que el siniestro coincidió con la presentación de un fuerte temporal exterior.

Figura 5. Grupo de olas y oscilaciones del nivel medio del mar

Ondas largas en una playa

Se han propuesto varios mecanismos para explicar el origen de las ondas largas que se forman en la zona de rotura. Este tipo de ondas, llamadas *surf beat*, son muy

relevantes en profundidades reducidas, donde controlan los campos de oscilación de la superficie del mar y de velocidades de las partículas. En general, estas ondas de baja frecuencia presentes en la zona "*surf*" son alimentadas por la interacción no lineal con ondas de gravedad de alta frecuencia, mientras que son disipadas por mecanismos muy variados, como son la fricción del fondo, la rotura del oleaje y la propagación hacia aguas profundas.

Las ondas largas en la costa se pueden generar por las oscilaciones en el punto de rotura de los diferentes grupos de onda (Symonds, Huntley, and Bowen 1982), la liberación de la onda larga asociada al oleaje tras la rotura (Longuet-Higgins and Stewart 1964), y las interacciones no lineales del oleaje (Gallagher 1971).

Cuando una onda larga se libera en una playa, ésta puede reflejarse y quedar atrapada en la línea de orilla por la refracción sobre el fondo, dando lugar a las llamadas ondas de orilla o *edge waves*.

ONDA LARGA ASOCIADA AL OLEAJE Y FORMACIÓN DE UNA ONDA DE ORILLA

Metodología y modelización

El análisis de las ondas largas en el caso de Ares fue realizado mediante tres modelos diferentes. Las ecuaciones en las que se basan los tres modelos son diferentes, y suponen tres caminos alternativos para el estudio de las ondas largas. De este modo, se ha empleado el Modelo BW (modelo hidrodinámico con las ecuaciones de Boussinesq) para propagar un espectro de bajas frecuencias del que obtener los periodos de resonancia que se dan en la ensenada de Ares y las amplificaciones que se producen para cada uno de ellos. Posteriormente se han analizado individualmente los periodos más significativos con los modelos tipo EMS (*eliptic mild slope,* basado en la ecuación de Berkhoff) y HD (modelo hidrodinámico puro que permite la propagaciónd e una onda senoidal), representando las elevaciones de la lámina de agua y las velocidades que se producen en cada caso.

Es importante señalar que se realizó una comparativa de los resultados de amplificación de la onda entre los modelos tipo BW y HD, existiendo una importante

diferencia entre los valores de ambos para cualquiera de los punto seleccionados (ver figura 6) . Dado que el problema detectado en el puerto de Ares tenía relación con la presencia de elevadas velocidades de corrientes y no se observaron importantes sobreelevaciones, se consideró que el modelo BW aportaba datos sensiblemente fiables para la identificación de los intervalos de periodos críticos, pero no resultaba válido en este caso para el cálculo de las sobreelevaciones.

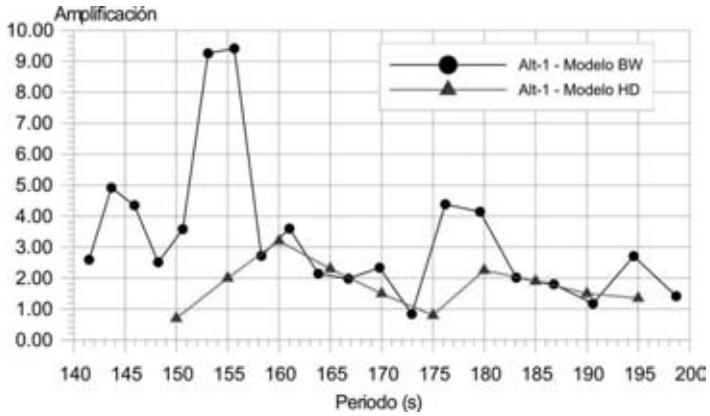


Figura 6. Comparación entre el modelo tipo BW y HD en el pie de la rampa de varada

El modelo tipo EMS el MIKE 21 EMS (*Eliptic Mild Slope*) ha sido empleado en el estudio a efectos de comparar sus resultados con los del modelo HD en cierto rango de periodos. Tal y como se ha señalado, este modelo permite obtener velocidades de corriente en cuatro momentos diferentes al paso de la onda. Para las simulaciones con el modelo EMS se han empleado las mismas mallas que con el modelo BW, por lo que se mantienen las mismas limitaciones en cuanto al calado mínimo de la batimetría. Las intensidades máximas en el interior del puerto se han trasladado a la gráfica de la figura 7, en la que se comparan con las proporcionadas por el modelo HD. Los resultados obtenidos son muy similares en el rango de frecuencias ensayado, aunque el modelo HD siempre proporciona valores ligeramente superiores.

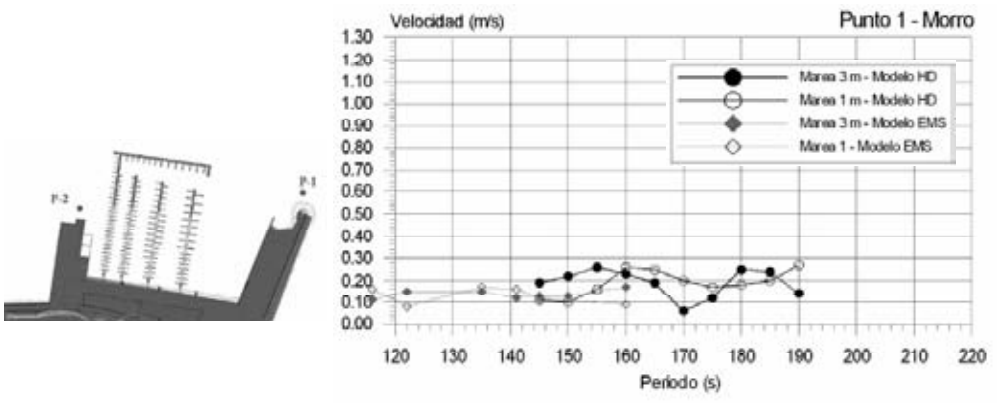


Figura 7. Comparación entre el modelo tipo EMS y HD

Por estos motivo, todos los análisis y conclusiones finales del estudio se centraron en los resultados obtenidos con el modelo hidrodinámico tipo HD, que se consideró el más fiable para un análisis de este tipo y bajo estas circunstancias.

Aplicación y resultados

El efecto de las ondas largas sobre el Puerto de Ares se ha estudiado en tres situaciones diferentes que se presentan en la figura 8: situación actual, Alternativa 1 (nuevo espigón de 100 m en prolongación del muelle Oeste del puerto) y Alternativa 2 (nueva dársena del futuro puerto deportivo, con espigón de 250 m de longitud perpendicular a la playa

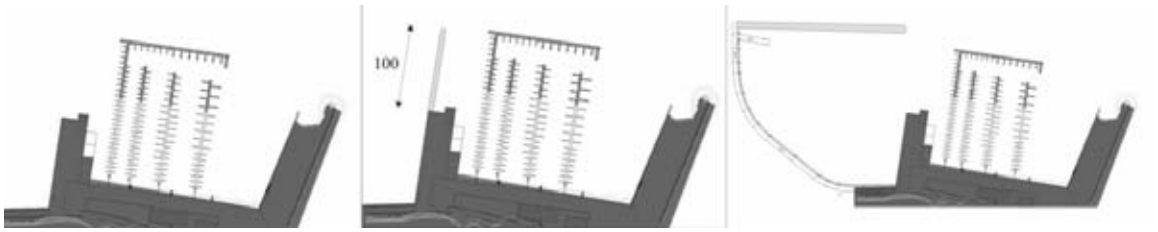


Figura 8. Alternativas analizadas

Empleando el modelo MIKE 21 BW se obtiene el resultado de la amplificación sufrida por un espectro “rosa” en diferentes puntos del Puerto de Ares, tanto en marea alta (+3 m) como en marea baja (+1 m). Los picos de resonancia en la situación actual se aprecian para periodos comprendidos entre 130 y 160 s, los cuales se producen preferentemente durante la fase de marea alta. Tanto la Alternativa 1 como la 2 inducen un incremento del coeficiente de amplificación de estas frecuencias, surgiendo un nuevo pico para 155 s en la Alternativa 1.

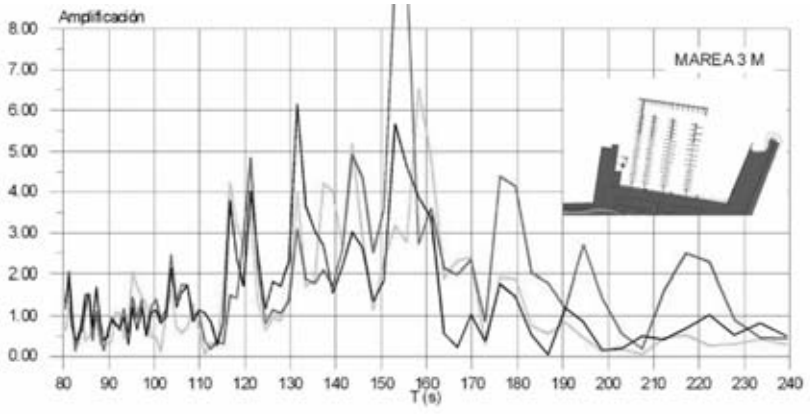


Figura 9. Amplificación resultante de la propagación de un espectro “rosa”

No obstante, y como ya indicamos con anterioridad, el modelo que se va a considerar que realiza un mejor ajuste a las condiciones de la dársena de Ares y a los fenómenos observados es el hidrodinámico (MIKE 21 HD). Según indican los resultados de este modelo, en la ensenada de Ares se generan corrientes muy intensas derivadas de la propagación en su interior de ondas largas. Estas corrientes son especialmente intensas frente al muelle interior y en el morro del dique de defensa. La figura 10 muestra la intensidad de las corrientes en marea alta y baja en las dos localizaciones (modelo HD).

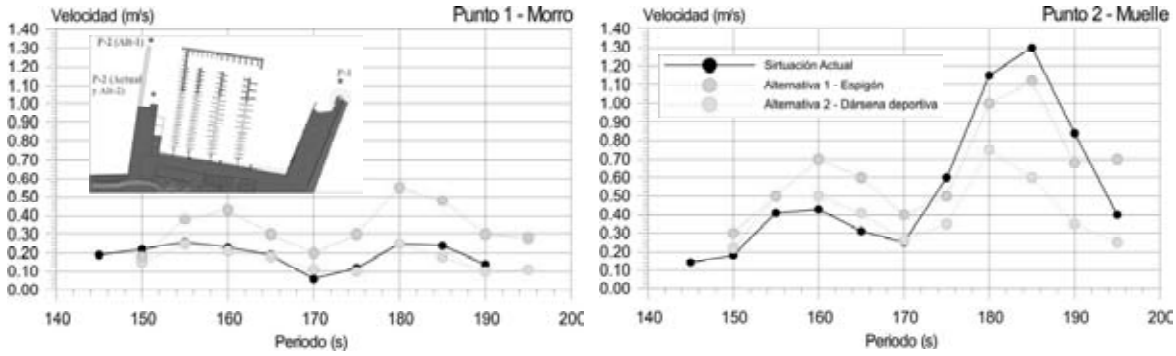


Figura 10. Velocidades de las corrientes en dos puntos con el modelo HD

El fenómeno de las corrientes en el Puerto de Ares parece surgir del establecimiento de una onda de orilla a lo largo de la playa ("*edge wave*"), la cual se origina al quedar atrapada la onda larga incidente por el efecto de la refracción sobre la pendiente de la playa. El resultado se visualiza muy bien en la figura 11, correspondiente a la fase de marea alta, y en la que se aprecian los nodos y senos de la onda estacionaria en la playa para el periodo en el que se producen las máximas corrientes en el puerto (T=185 s, con una onda incidente de amplitud 20 cm a la entrada del modelo). En esta figura se puede apreciar como un análisis teórico según la llamada fórmula de Merian,

$$T = \frac{2l}{n\sqrt{gh}}$$

está en el mismo orden de magnitud y con una relativa aproximación a los resultados de la modelización, a pesar de las evidentes diferencias entre un modelo perfectamente rectangular y de profundidad constante y la ensenada de Ares.

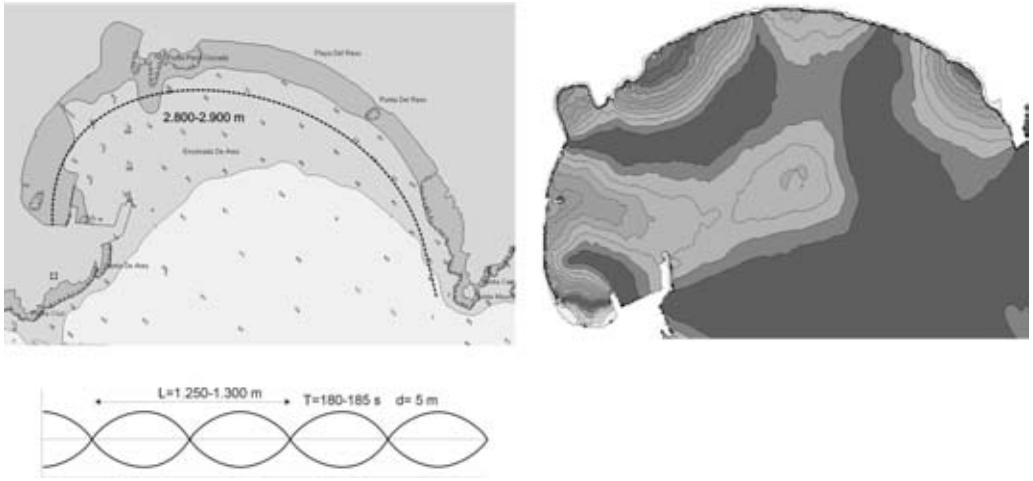


Figura 11. Modelo teórico y simulación de elevaciones en la ensenada de Ares

La figura 12 muestra la distribución de velocidades máximas en la ensenada durante todo el periodo de simulación en cada una de las situaciones analizadas, para T=185 s. En esta figura se aprecia cómo, para la situación actual, una onda de amplitud tan reducida como 20 cm genera corrientes superiores a 1.30 m/s en el interior del puerto.

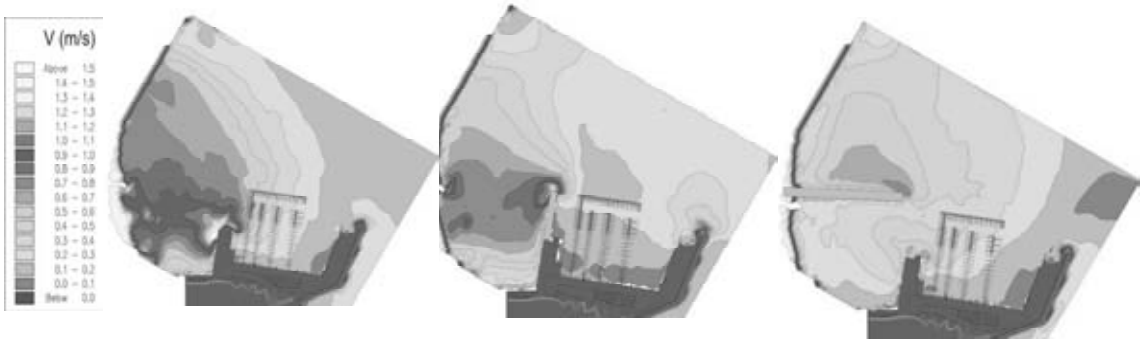


Figura 12. Velocidades de corriente en las diferentes alternativas. T=185 s.

En la Alternativa 1, el espigón de prolongación del muelle adosado a la rampa reduce notablemente la corriente sobre los pantalanes para los periodos más perjudiciales (180-185 s). Así, mientras que en la situación actual inciden corrientes máximas del orden de 0.70-0.90 m/s, con la Alternativa 1 estos valores se reducen a 0.20-0.30 m/s. Las corrientes asociadas a periodos de 160-165s, de menor intensidad en la actualidad, son más intensas en el extremo de la nueva obra (0.70 m/s) que en el extremo del actual muelle adosado a la rampa (0.45 m/s), aunque sin llegar a niveles similares a los producidos actualmente por las ondas de 180-185 s. Por su parte, el espigón de cierre de la dársena deportiva de la Alternativa 2 modifica las características resonantes de la ensenada de Ares, reduciendo significativamente las corrientes en el muelle de la rampa (P-2) y manteniendo los mismos valores en el morro del dique de defensa (P-1).

CONCLUSIONES

La existencia de ondas infragravitatorias en la costa gallega es un fenómeno muy poco estudiado hasta la fecha. Sin embargo, análisis recientes de distintas situaciones que se están produciendo de forma habitual en algunos puertos autonómicos gallegos en las provincias de Lugo y A Coruña han venido a demostrar que si existe un problema real asociado a este tipo de ondas. En el caso de Ares, las modelizaciones realizadas demuestran que las ondas largas procedentes del exterior pueden generar corrientes muy intensas en el interior del puerto, incluso cuando la amplitud de la onda es relativamente reducida. Así, una onda de 20 cm de amplitud puede provocar corrientes de hasta 1.30 m/s frente al muelle pesquero.

El mecanismo que genera estas corrientes tan intensas es el derivado del establecimiento de una onda de orilla a lo largo de la playa (”*edge wave*”), la cual se origina al quedar atrapada la onda larga incidente por el efecto de la refracción sobre la pendiente de la playa. Los periodos que generan corrientes más elevadas se sitúan en torno a los 185 s, mientras que también se producen picos de intensidad algo menor en torno a 160 s. Las diferentes alternativas analizadas mejoran sensiblemente el comportamiento de la dársena.

REFERENCIAS

Symonds, Huntley, and Bowen, 1982. Two-Dimensional Surf Beat: Long Wave Generation by a Time-Varying Breakpoint. Journal of Geophysical Research 87(C1):492–498.

Longuet-Higgins and Stewart, 1964. Radiation Stress and Mass Transport in Gravity Waves with Application to “Surf Beats.” Journal of Fluid Mechanics 13(4):481–504.

Gallagher, 1971. Generation of surfbeat by non-linear wave interaction. J. Fluid Mech., v. 49(1), pp. 1-20

Ciriano Y., Falqués, A. & Losada, M. A.,2000. Resonance of a Harbour Under Edge Wave Forcing. Coastal Engineering 2000 (ASCE), vol.4, pp. 3580-3591

Schäffer, H. A., 1990 Infragravity water waves induced by short-wave groups. PhD Thesis,168 pp. Technical University of Denmark.

Komar, P. D., 1998. Beach processes and sedimentation. Prentice Hall, Inglewood Cliffs, New Jersey, p.543

OPTIMIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE DIQUES VERTICALES DE CAJONES Y CREACIÓN DE UN SISTEMA DE ALARMA FRENTE A AVERÍAS.

J. L. Almazán Gárate[1], A. Matías Mateos[2], J. R. García Montes[3], Jorge Martín Jiménez[4] M. C. Palomino Monzón[5], Armando Parada González[6] Eric Iribarren Lasconateguy[7]J. R. Amorós Serret[8]

1. Universidad Politécnica de Madrid. Investigador Principal del Grupo de Investigación de Ingeniería Marítima y Portuaria
2. Director de la Autoridad Portuaria de Baleares.
3. Universidad Politécnica de Madrid.
4. Puertos del Estado.
5. Universidad Politécnica de Madrid.
6. Autoridad Portuaria de Baleares.
7. Universidad Politécnica de Madrid.
8. CEDEX. Ministerio de Fomento.

INTRODUCCIÓN.

La Autoridad Portuaria de Baleares y Almazán Ingenieros han desarrollado un sistema de instrumentación para el cajón número 8 del Dique Vertical de Botafoc, que integra dos secciones con 12 sensores de presión cada una, situados en tres superficies, dos en contacto con el agua de mar y otra con el fondo. Este diseño se completó con un sistema inercial que mide la velocidad angular y la aceleración sobre los tres ejes cartesianos.

De esta forma el sistema mide las acciones (presiones) y reacciones (movimientos y aceleraciones) experimentados por el cajón, debidos al oleaje y las cargas de uso.
El Departamento de I + D de la Autoridad Portuaria y Almazán Ingenieros, basándose en el sistema exitosamente implementado en Ibiza, están trabajando en dos direcciones, el desarrollo de nuevas teorías en diseño vertical rompeolas que vayan más allá de Goda y Sainflou, y en la creación de un sistema de alarma en tiempo real.
Este sistema de alarma tiene dos partes principales. En primer lugar, la instrumentación en sí que recoge los datos y los procesa en tiempo real (el proceso de datos compara la presión sufrida por ley de presiones al paso de las olas con el estado límite con el que se diseñó el cajón, en este caso la ley de Goda para 6,5 m de ola), dando un coeficiente de seguridad que señala el nivel de riesgo en tiempo real. Por otra parte, el sistema de alarma estaría instalado en el Centro de Control de Palma de

Mallorca, en el que se mostraría en tiempo real el nivel de riesgo y se aconsejaría, en caso necesario, una eventual evacuación de esta crítica instalación portuaria.

En las figuras 1 y 2 se muestra el registro de este temporal medido por dos boyas situadas en las Islas Baleares: la de Mahón y la de Capdepera.

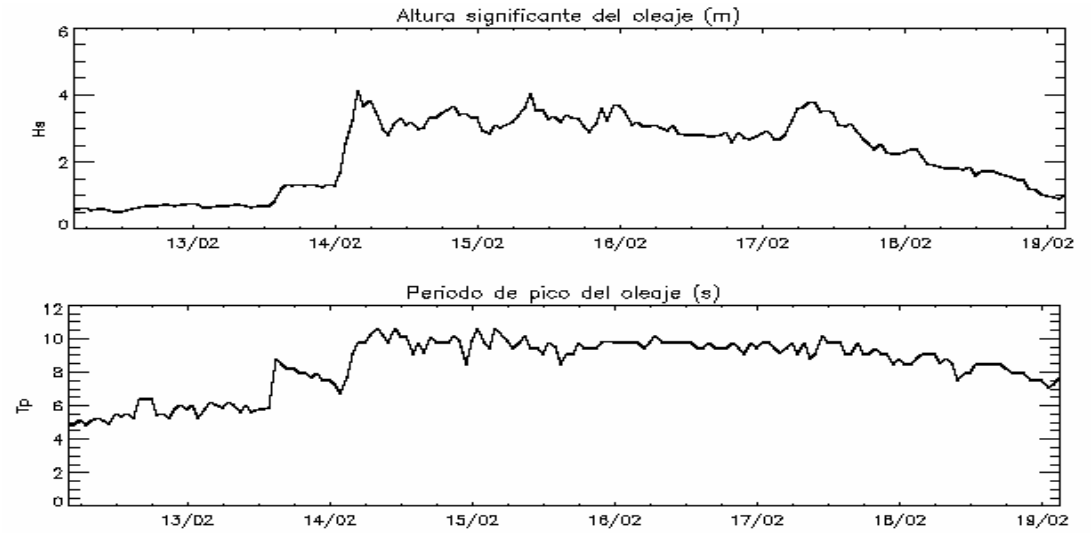


Figura 1. Registro de temporal en Mahón.

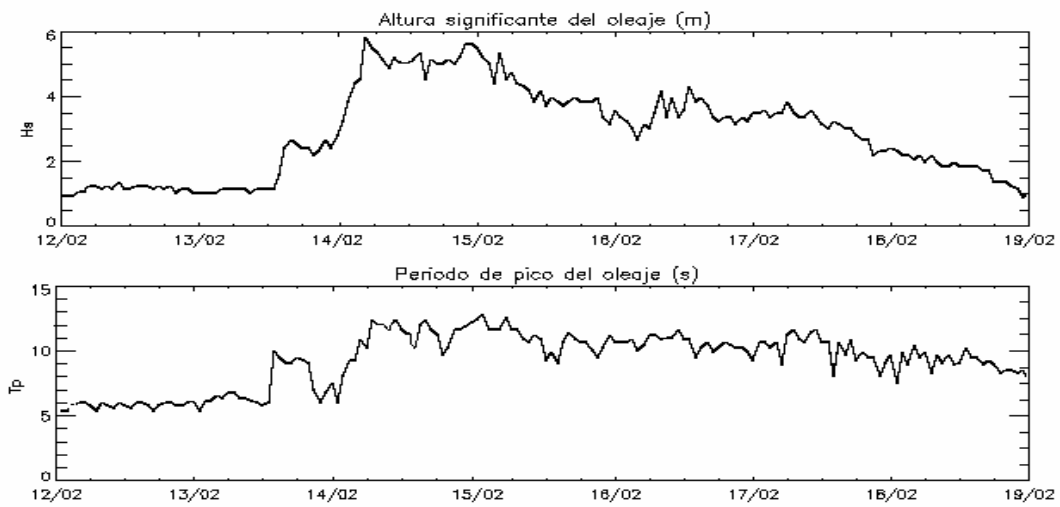


Figura 2. Registro de temporal en Capdepera.

El registro obtenido en Mahón muestra oleajes más severos, tanto en altura de ola como en periodos, ya que la boya de Mahón está fondeada a mayor profundidad y los oleajes registrados por la misma son mas “puros” que los registrados por la boya de Capdepera.

ROTURA DE DIQUES VERTICALES EN CASO DE FUERTES TEMPORALES

Los fuertes temporales que se dan en el Mediterráneo occidental han causado históricamente fallos en los Diques de Abrigo de instalaciones portuarias. Son muchos los casos que se podrían reseñar, entre ellos el muy referenciado dique de Argel.

Para evaluar el riesgo de la estructura frente al colapso instantáneo por una única acción debida a condiciones de oleaje extremas, se pueden comparar las fuerzas inducidas por el oleaje al cual la instalación está sometida con las fuerzas con las que la instalación fue proyectada, determinando así el coeficiente de seguridad disponible frente al fallo.

La mejor manera de realizar esta comparación es medir en tiempo real las presiones a las que está sometida la estructura y compararlas con las presiones con las que ha sido diseñada, recalculando en cada instante el coeficiente de seguridad con el que la instalación está funcionando.

Esta es la base sobre la que se concibió la instrumentación del Dique de Botafoc, la cual se describe a continuación.

LA INSTRUMENTACIÓN DE BOTAFOC COMO SISTEMA DE ALARMA FRENTE A TEMPORALES

El dique de Botafoc fue construido en el año 2002 por la unión de las empresas Dragados y Construcciones, DRACE y Aglomsa, y partiendo del Faro del mismo nombre con orientación Sureste, está constituido por 15 cajones fondeados a la cota – 19.50 m. Durante su construcción se previeron alojamientos para instrumentar dos secciones idénticas en el cajón número ocho con el objetivo de crear un sistema de alarmas tanto para analizar la estabilidad de la estructura como para estudiar las condiciones de oleaje del exterior del puerto.

En la figura 3 se muestran la ubicación del cajón numero 8 en el dique y, en la figura 4, el esquema, en alzado, de situación de los sensores.

Figura 3. Situación del cajón nº 8 en el Dique Botafoc

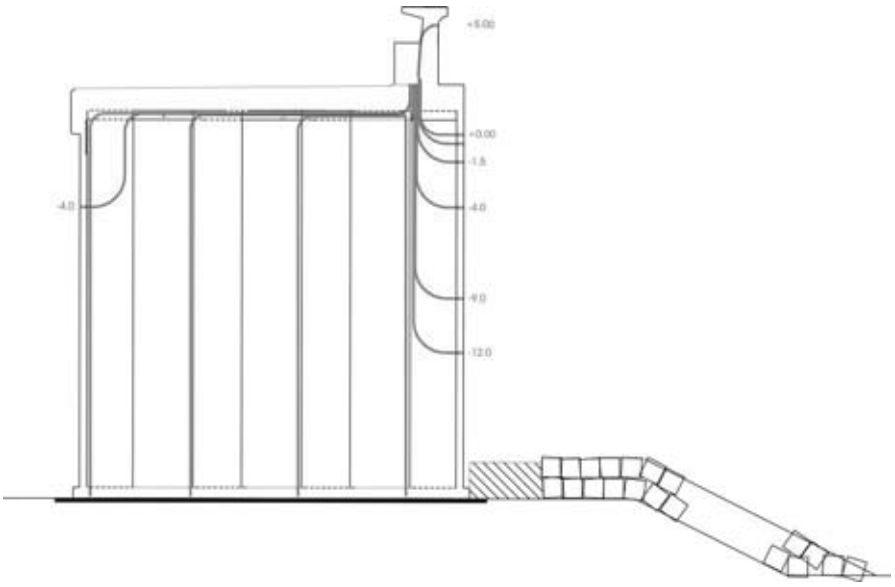


Figura 4. Esquema en alzado de la instrumentación

El análisis de datos que se realiza en tiempo real en esta instalación calcula una serie de estadísticas de la señal de un sensor, tal como media, máximo, mínimo, pasos por cero y periodo de la onda, cada cierto número de segundos a definir por el usuario. Para mostrar el resultado obtenido se muestra un gráfico obtenido a partir de datos del sensor 5 de la sección 2 durante la segunda mitad del mes de diciembre de 2007, cuando se registró una tormenta con intensidades mayores incluso que las que causaron el incidente del crucero Valentina en el año 2005. La figura 5 muestra las estadísticas (máximo, mínimo y media) para muestras de 90 segundos de registro

continuo a lo largo del periodo analizado. En negro se muestra la media, en rojo el valor máximo, y en azul el valor mínimo. En este gráfico además se puede apreciar como la distancia entre la banda roja y la banda azul representa la magnitud de la presión ejercida por el oleaje entre el paso de una cresta y el paso de un seno.

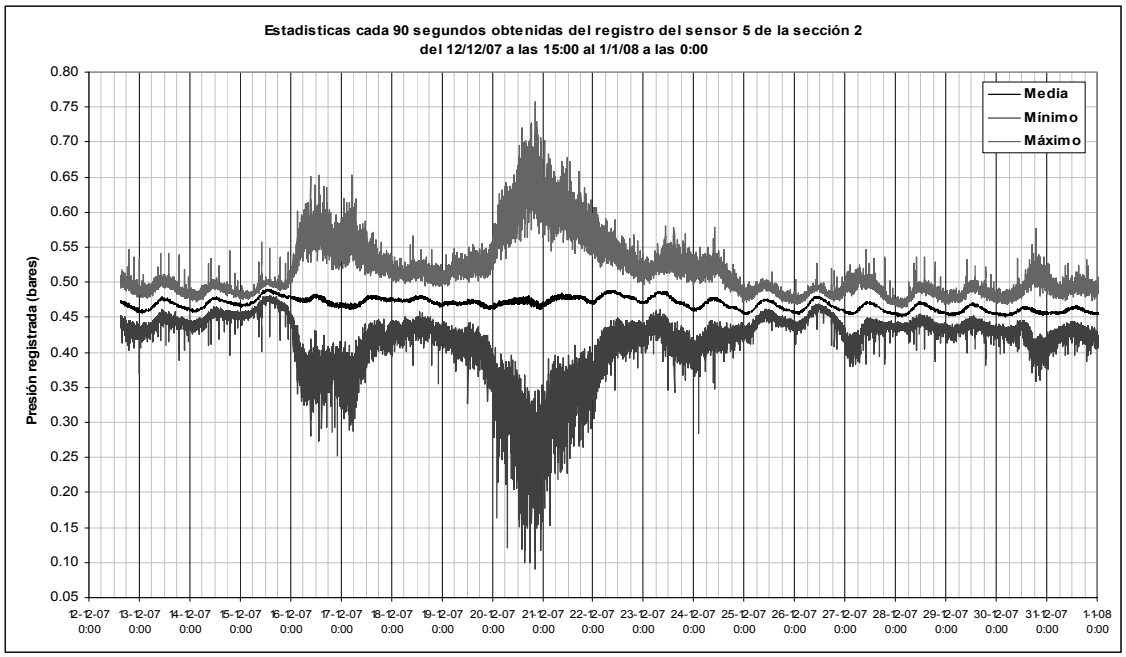


Figura 5. Estadísticas (máximo, mínimo y media) para muestras de 90 segundos de registro continuo a lo largo del periodo analizado

El análisis de detalle realizado muestra la llegada al dique del mayor grupo de olas durante el temporal a las a las 20:21:59 del día 20 de diciembre de 2007. En la figura 6 se muestra el registro simultáneo de los 30 segundos alrededor de este máximo de oleaje en los sensores del paramento enfrentado al oleaje del cajón. Se puede apreciar en el mismo como el registro de alguno de los sensores se queda plano cuando pasa el seno de la ola y el sensor se queda en seco.

Integrando las presiones medidas en cada punto es posible recalcular el coeficiente de seguridad frente al fallo estructural que presenta el Dique.

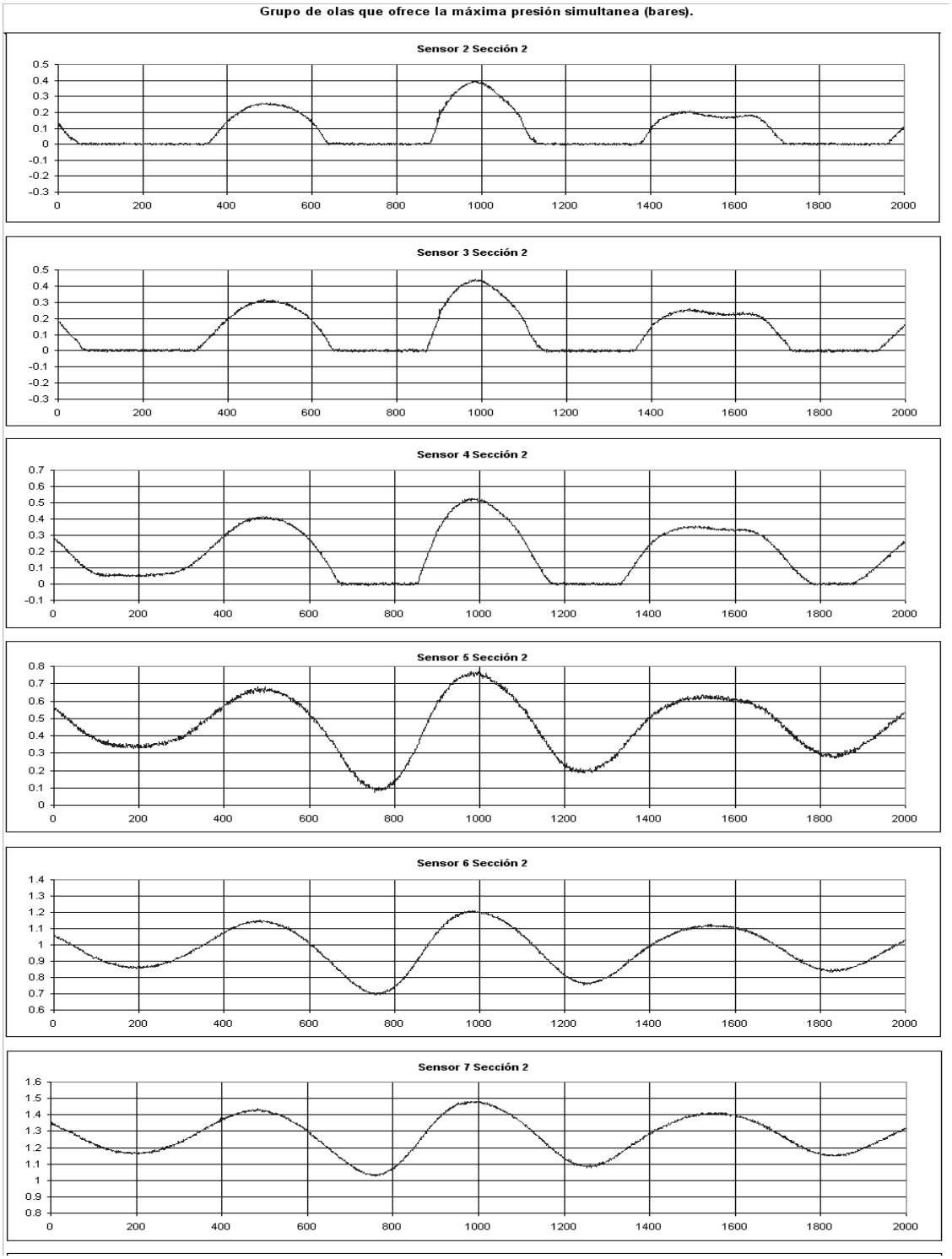


Figura 6. Registro simultáneo de los 30 segundos alrededor de este máximo de oleaje en los sensores del paramento enfrentado al oleaje del cajón

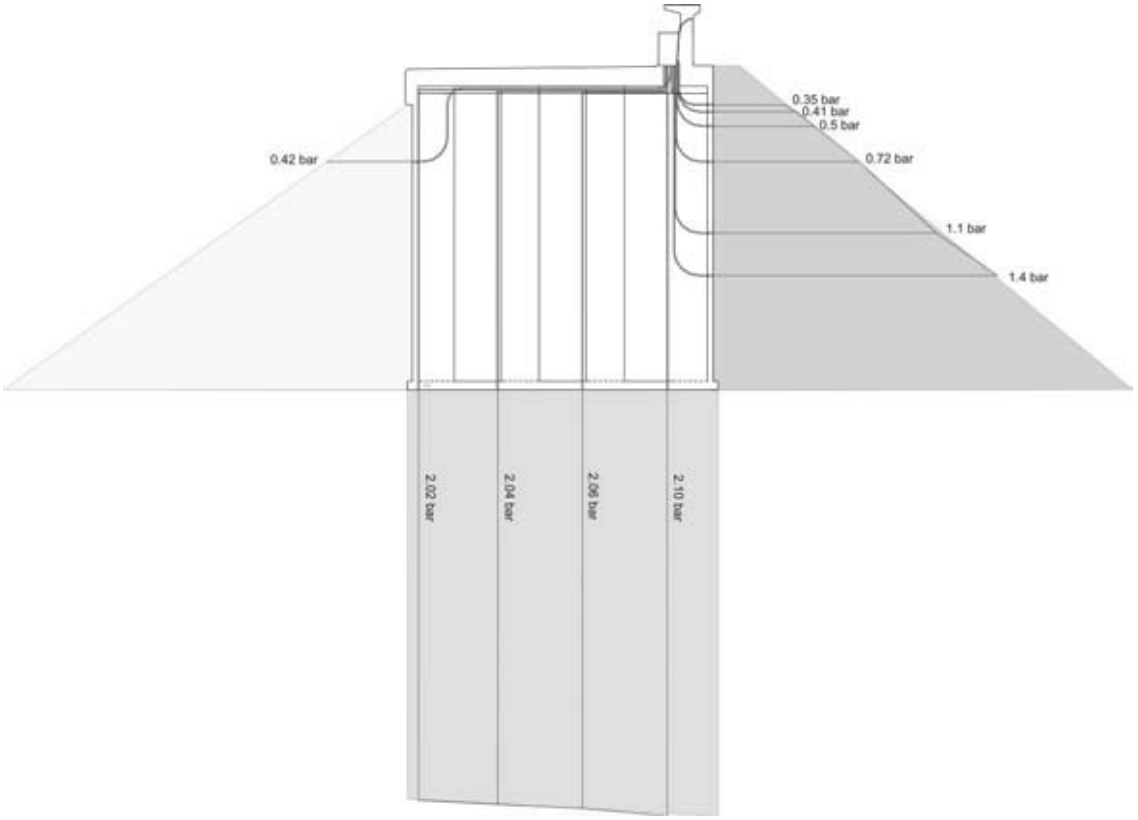


Figura 7. leyes de presiones medidas al paso de la mayor ola registrada a las 20:21:59 del día 20 de diciembre de 2007

El análisis realizado permite además analizar las olas individuales (desde un paso por cero hasta el siguiente), calculando su periodo en segundos y la amplitud en bares de cada una de ellas.

En las figuras 8, 9 y 10 se muestra el análisis realizado sobre 64000 ondas individuales (desde un paso por cero hasta el siguiente) registradas por el sensor 5 de la sección 2 durante el estado de máximo oleaje analizado, de las 0:00 horas del 19 de diciembre de 2007 a las 0:00 horas del día 23 de diciembre de 2007.

En la figura 8 se muestran las parejas de amplitud de onda (en bares en el eje X) frente a periodo de la onda (en segundos en el eje Y), en las figuras 9 y 10 se muestran, de forma secuencial, según se han ido registrando por el sensor 5, las amplitudes de cada onda y, de forma secuencial los periodos de cada onda.

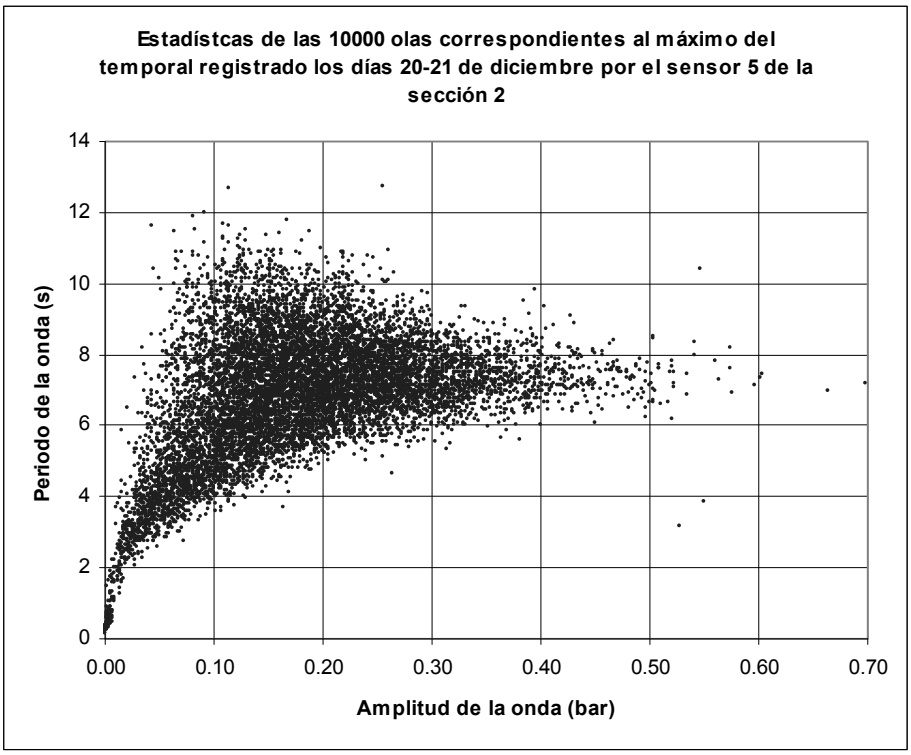


Figura 8. Parejas de amplitud de onda (en bares en el eje X) frente a periodo de la onda (en segundos en el eje Y)

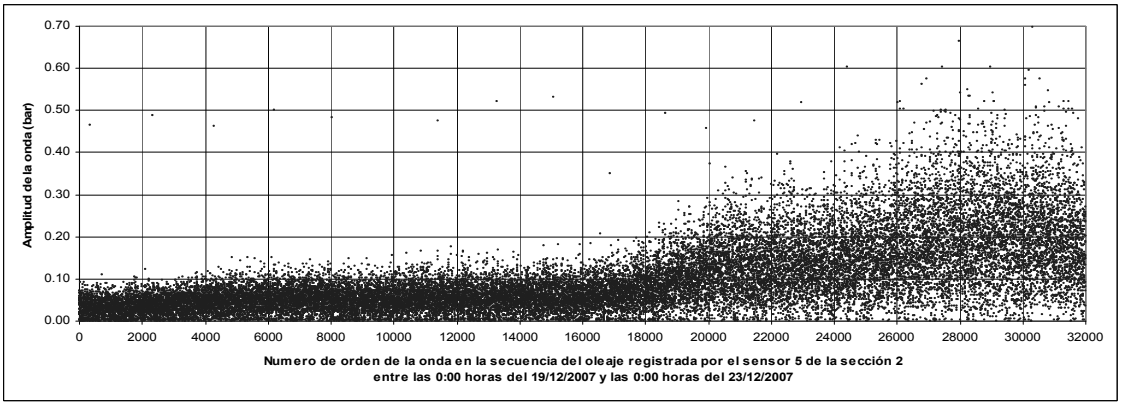


Figura 9. Amplitudes de onda.

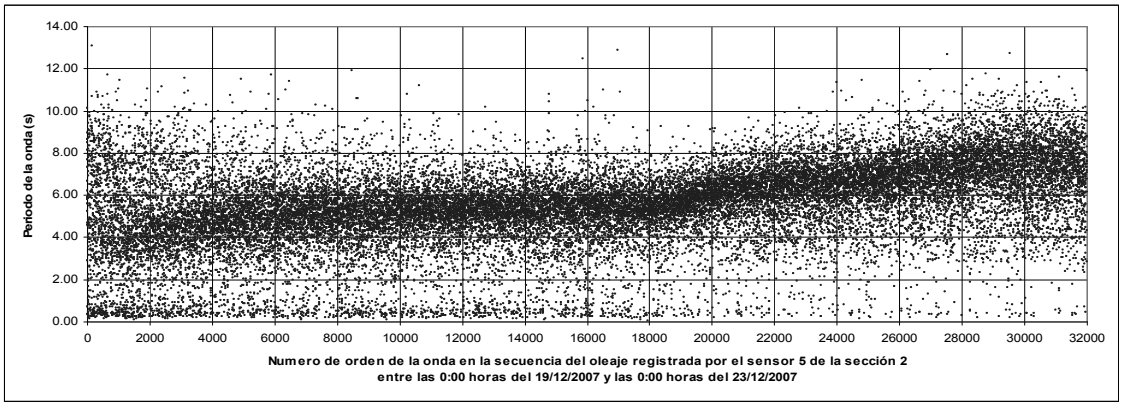


Figura 10. Periodos

El análisis de las figuras 8, 9 y 10 permite apreciar la evolución del temporal y da la posibilidad de iniciar un procedimiento de alarma para evitar que los barcos salgan de puerto al superar un umbral dado de oleaje en el exterior del puerto.

CONCLUSIÓN

Las grandes tormentas en el Mediterráneo occidental inciden notablemente en los riesgos, tanto de la estabilidad estructural de las obras de abrigo de las instalaciones portuarias, como de la navegación de buques, sobre todo de cruceros, especialmente sensibles a la variación brusca de las condiciones del mar. Las boyas de medida de oleaje, que siempre se han tomado como referencia para el estudio y definición del oleaje, son caras y difíciles de mantener. El sistema de instrumentación propuesto, además de servir para estudiar la estabilidad de la estructura, permite caracterizar el oleaje y obtener datos útiles sobre su evolución temporal.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos la gran ayuda prestada a todas las personas que de forma directa o indirecta han intervenido y están actualmente trabajando en el mantenimiento y la explotación de datos de la instrumentación del cajón número ocho del Dique de Botafoc en el Puerto de Ibiza, pertenecientes a la Universidad, a la Autoridad Portuaria de Baleares y al Ente Público Puertos del Estado.

REFERENCIAS

ALLSHOP, W ; KORTENHAUS, A. (2001). Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, February 2001, pp 61-151

ALMAZÁN GÁRATE, J.L et al. (2001). Oscilaciones en masas de agua confinadas: resonancia en puertos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

ALMAZÁN GÁRATE, J.L et al. (2000). Descripción, medida y análisis del oleaje. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

ALMAZÁN GÁRATE, J.L et al. (1999). Estática de Fluidos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

AMORÓS, J.R; LLORCA, J; ELVIRA, A.R; LOPEZ, J.D; LARRAZ, M.A. (1997). Instrumentación en prototipo de un dique de cajones. Caso del Dique de Reina Sofía del Puerto de Las Palmas. IV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos, Mayo de 1997. Universidad de Cádiz.

FRANCO, L. (1994). Vertical breakwaters: the Italian experience. Coastal Engineering, vol 22: pp 31-55

GODA, Y. (1985): Random seas and design of maritime structures. Tokyo: University of Tokyo Press.

OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, W.; DE GROOT, M.; CROUCH, R.; VRIJLING, H.; VOORTMAN, H. (2001): Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Balkema Publishers.

Coastal Engineering, vol 22: pp 3-29

OUMERACI, H. 1998. Wave impact loading and dinamyc response of vertically faced breakwaters. European Reserch Project Mast III/Proverbs.

TAKAHASHI, S. (1999): Breakwater Design. Gregory P. Tsinker. Chapman and Hall. International Thomson Publishing.

.

MODELO INTEGRAL DE GESTIÓN Y OPTIMIZACIÓN PORTUARIA. APLICACIÓN A LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE LA BAHIA DE CÁDIZ

S. Solari[1], A. Moñino[1], A. Pardo[2], M.A. Losada[1]

[1] Universidad de Granada. Centro andaluz del Medio ambiente. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Av. del Mediterráneo s/n Edificio CEAMA, 18006 Granada. ssolari@ugr.es

[2] Autoridad Portuaria de la Bahía de Cádiz. Plaza de España 17, 11006 Cádiz.

INTRODUCCIÓN

El diseño y explotación de obras marítimas se lleva a cabo con un enfoque probabilista, mediante la aplicación de métodos de verificación de Nivel II y III, así como de técnicas de optimización y gestión basadas en el cálculo del riesgo. Los criterios para ello se definen en el documento ROM 0.0, Losada (2001), así como en ROM 1.1, Losada (en redacción), y otras recomendaciones.

Este trabajo presenta un modelo de gestión y verificación portuaria, desarrollado dentro del marco del proyecto de ampliación del Puerto de la Bahía de Cádiz (PBC). El modelo puede aplicarse durante la fase de proyecto de las obras, para verificar y optimizar el diseño de las mismas, o durante la fase de uso y explotación, proporcionando información objetiva sobre los riesgos existentes en los distintos tramos de obra, sirviendo de soporte para la gestión de las obras.

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

Antecedentes

La verificación de Nivel III de un proyecto, llevada a cabo mediante la simulación con técnicas de Monte Carlo de los distintos agentes climáticos, ha sido utilizada en el ámbito nacional en distintos proyectos en los últimos años, ya sea aplicada a obras

portuarias, e.g. ampliación del Puerto de Gijón, como a la gestión del litoral, Ávila (2007), Baquerizo y Losada (2008), Payo et al. (2008).

En lo relativo a la gestión portuaria los modelos se han enfocado, en general, de manera puntual. Por un lado están aquellos que incluyen sólo algunos tramos de especial importancia, tales como canales de acceso, e.g. Quy et al. (2008), Vantorre et al. (2002). Por otro, existen antecedentes a nivel nacional de herramientas de ayuda a la toma de decisiones, las cuales se enfocan en conocer las características de ciertos agentes climáticos en el área portuaria, e.g. los modelos SAPO de Puertos del Estado.

Descripción del proyecto de ampliación del PBC

Este trabajo se desarrolla en el marco del proyecto de ampliación del PBC. El proyecto de ampliación propuesto consiste en la construcción de una playa de contenedores, dos muelles de atraque, una estructura de abrigo, y en la ampliación del canal de navegación (Puertos y Costas, 2008). La obra está localizada en el sector central de la Bahía de Cádiz, en la zona de la dársena de Cádiz (Figura 1).

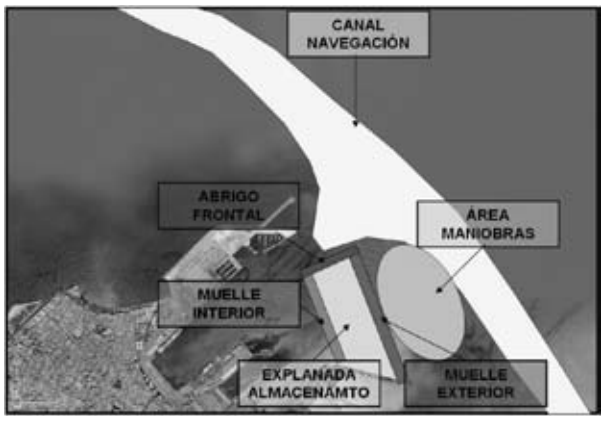


Figura 1. Tramos principales del proyecto (tomado de Puertos y Costas, 2008).

En el marco de este proyecto se plantea la implementación de un modelo de optimización y gestión con varios objetivos específicos: optimizar el dragado del canal asegurando que la probabilidad de fallo cumple con los criterios mínimos estipulados en la ROM 0.0, conocer las condiciones límite de explotación de la nueva terminal, estimando su operatividad y nivel de servicio, y que el modelo implementado quede en manos de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Cádiz, a fin de dar información en pronósticos a 72 hrs de las condiciones de trabajo y del nivel operativo de la terminal.

Objetivos del trabajo

Para desarrollar el modelo de gestión integrada de obras portuarias se plantean los siguientes objetivos específicos: (a) planteamiento del esquema conceptual del modelo y su estructura funcional; (b) formulación de los procesos involucrados; (c) implementación del modelo en el escenario del PBC, intentando que el mismo sea fácilmente aplicable a otras terminales; (d) uso del modelo para la verificación y optimización de las obras de ampliación del PBC, durante la fase de proyecto de las mismas; (e) aplicación del modelo a la gestión de las obras durante la fase de uso y explotación, generando pronósticos a 72 hrs de las probabilidades de fallo y parada.

ESTRUCTURA CONCEPTUAL DEL MODELO

Modelo de gestión portuaria se refiere a una herramienta que permita conocer la respuesta del sistema (i.e. el puerto) ante la ocurrencia de forzantes externos (i.e. agentes climáticos, de uso y explotación, etc.). La respuesta del sistema debe estar dada en términos de la probabilidad de fallo de sus componentes o, dentro de lo posible, en términos del riesgo, entendiéndose por riesgo al producto de la probabilidad de fallo (o parada) por los costes asociados al fallo (o parada). Un modelo así planteado sirve como núcleo de cálculo que puede ser usado por el gestor, como una herramienta que le proporcione información cuantitativa respecto al riesgo de fallo o parada que tiene asociado un determinado estado de la terminal, o por el proyectista, para verificar y optimizar las obras propuestas.

El modelo incluye al menos tres módulos fundamentales: (1) módulo de agentes, que dados los valores de los agentes fuera del sistema calcula su valor en cada tramo del mismo; (2) módulo de acciones, que dado el valor de los agentes en cada tramo y cada instante calcula las acciones sobre los tramos del sistema y, en función de éstas, la probabilidad de fallo de cada tramo en cada estado; y (3) módulo de cálculo del riesgo.

Para su aplicación a la verificación de las obras de ampliación del PBC se prescinde del módulo de cálculo de riesgo y se incluye la generación de agentes en el módulo de agentes, resultando el esquema de la Figura 2 (superior). Previo a la implementación del modelo se procede al planteamiento conceptual de los flujos de información entre los módulos y entre los distintos bloques de cálculo de cada módulo. La Figura 2

(inferior) muestra un ejemplo de este planteamiento para el caso concreto del Puerto de la Bahía de Cádiz asumiendo condiciones de trabajo normales.

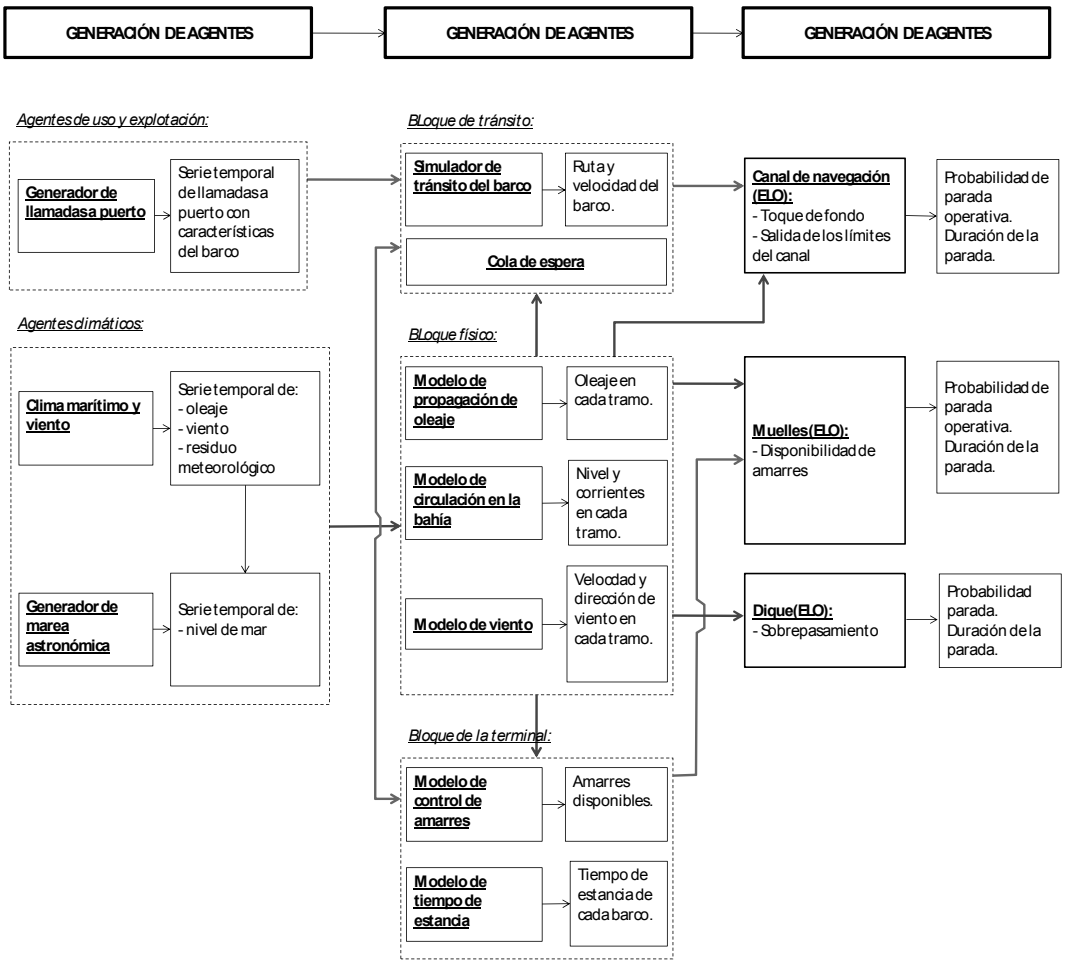


Figura 2. Esquema conceptual del modelo implementado para el puerto de la Bahía de Cádiz (arriba). Esquema conceptual de los flujos de información entre los distintos bloques de cada módulo en condiciones de trabajo normales (abajo).

IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO

Para implementar el modelo, se define una versión simplificada del modelo conceptual antes mencionado. La versión simplificada propuesta tiene en cuenta los modos de fallo: estabilidad del manto principal, estabilidad del espaldón, rebase del dique, toque de fondo en el canal y salida de márgenes del canal. Este artículo describe la implementación en el modelo de los dos últimos modos citados y la implementación del cálculo de los tiempos de espera y el nivel de servicio de la terminal.

El procedimiento seguido para la implementación es el siguiente: (1) se definen los tramos de obra y se plantea la metodología de cálculo de la probabilidad de fallo para

cada tramo; (2) se estudian los distintos agentes en cada uno de los tramos de obra a analizar; (3) se implementa el modelo en Simulink®, de MATLAB®, eligiéndose este entorno de trabajo porque permite una programación gráfica que emula el planteamiento conceptual del modelo presentado en la Figura 2.

A continuación se detallan algunos aspectos especialmente importantes de la implementación, a saber: la base teórica sobre la que se fundamenta la definición de los tramos y el cálculo de la probabilidad de fallo; la descripción de los estudios realizados para conocer el comportamiento de los agentes en los distintos tramos; el estudio de los movimientos de los barcos, y la implementación de los distintos módulos de cálculo.

Definición de los tramos y metodología de cálculo

La definición de los tramos de obra se hace de acuerdo con lo planteado en Losada (2001). En este sentido los tramos se toman de forma tal que en los mismos las acciones producidas por los agentes sean homogéneas. En el caso del canal el modo de fallo principal es el toque de fondo, para el cual el agente predominante es el oleaje, y la acción producida por el oleaje es lineal respecto a la altura de ola. Por tanto en el canal de acceso y en los muelles los tramos se definen de modo tal que el agente oleaje sea homogéneo.

Durante un tránsito de un barco en el canal, se estima la probabilidad de fallo utilizando [1], donde P_{fallo_i} es la probabilidad de fallo en cada tramo, la cual depende del estado que toman los agente, de las características del barco (tamaño, velocidad, etc.) y del tiempo que permanece el barco en cada tramo.

$$P_{fallo_transito} = 1 - \prod_{i=1}^{N_{tramos}} \left(1 - P_{fallo_i}(estado, tiempo)\right) \quad [1]$$

La dependencia espacial entre los valores de los agentes está dada por la ruta del barco durante el tránsito, mientras que la dependencia temporal está dada por la serie temporal de los agentes simulados o pronosticados. De este modo [1], que habitualmente se utiliza bajo la hipótesis de independencia entre tramos y por tanto como cota superior para la probabilidad de fallo (ver Losada, 2001), es usada en el modelo para el cálculo exacto de la probabilidad de fallo durante el tránsito.

La probabilidad de fallo en el canal, durante el período de simulación, se calcula mediante [2], donde la dependencia temporal está impuesta por el modelo de simulación de los tránsitos de los barcos, el cual controla que los tránsitos ocurran acorde a la capacidad del puerto y a sus políticas de uso del canal – i.e. no pueden ocurrir dos tránsitos al mismo tiempo, no puede entrar un barco si los muelles están ocupados, etc. –.

$$P_{fallo_canal} = 1 - \prod_{t=1}^{Ntransitos} \left(1 - P_{fallo_transito\ t}\right) \quad [2]$$

El cálculo de la probabilidad de fallo en el canal se reduce por lo tanto al cálculo de la probabilidad de fallo en cada tramo durante cada tránsito. Para calcular esta probabilidad se analizan los movimientos del barco y los agentes climáticos.

Estudio de los movimientos del barco

Primero se realiza un estudio en planta del canal, para definir las condiciones bajo las que ocurre el modo de fallo salida de los márgenes del canal. Se utiliza un modelo de piloto automático y se simulan 18000 tránsitos de entrada bajo distintas condiciones meteorológicas, utilizando diferentes maniobras y número de remolcadores. El modelo de piloto automático utilizado no incluye la aleatoriedad asociada al factor humano, por lo que dadas unas condiciones meteorológicas y de tránsito, el resultado es determinista. Debido a esto los resultados obtenidos se incluyen en el modelo en forma de condiciones meteorológicas límite para el uso del canal, i.e. se usan para definir políticas de uso del canal de acceso.

Para el análisis en alzado se procede con dos metodologías de cálculo diferentes. Por un lado se implementa un modelo lineal de movimientos verticales del buque, que partiendo del estado meteorológico y del estado del buque, en cada tramo y en cada intervalo de tiempo, denominado estado de tránsito, calcula el espectro de movimientos verticales del buque a partir del espectro de oleaje. Este espectro es usado para calcular la probabilidad de fallo en el estado (P_{fallo_estado}) utilizando la distribución de Rayleigh, según [3], en donde m_0 y m_2 son los momentos de orden cero y dos del espectro de movimientos verticales del barco, D es el espacio bajo quilla disponible y T es el tiempo que el barco permanece en un estado de tránsito, i.e. en un tramo del canal con unas condiciones meteorológicas dadas.

$$P_{fallo_estado}(D,T) = 1 - \left[1 - exp\left(-\frac{D^2}{2m_0}\right)\right]^{\frac{T}{2\pi}\sqrt{\frac{m_2}{m_0}}} \quad [3]$$

Por orto lado se utilizaron, para comparar, los resultados obtenidos de realizar un cálculo similar partiendo del movimiento vertical significante dado por la tabla 7.1 de la ROM 3.1-99. Ambos métodos dan resultados diferentes por lo que en un futuro se procederá a calcular los movimientos verticales con un modelo numérico no lineal de movimientos de buques.

Estudio de los agentes climáticos

Los principales agentes involucrados son oleaje, viento, nivel de mar y corrientes. La serie temporal de oleaje y viento se obtiene del punto WANA 1054046. El oleaje es propagado hasta los tramos de obra utilizando el modelo Oluca-SP. El viento, en principio, se considera inalterado. La marea astronómica es calculada mediante análisis de armónicos, mientras que la meteorológica se obtiene a partir de una relación funcional empírica con la altura de ola significante espectral. Por último las corrientes son calculadas utilizando los niveles de mar para forzar un modelo hidrodinámico integrado en vertical.

Implementación de los módulos de cálculo

La implementación en Simulink® se hace de forma muy intuitiva, siguiendo el esquema conceptual planteado (ver Figura 3).

El módulo de generación de agentes consta de cuatro partes principales: (1) generación de oleaje en aguas profundas; (2) generación de marea astronómica y meteorológica, obteniendo el nivel total; (3) generación de datos de viento; (4) generación de llamadas de buques a puerto de manera aleatoria.

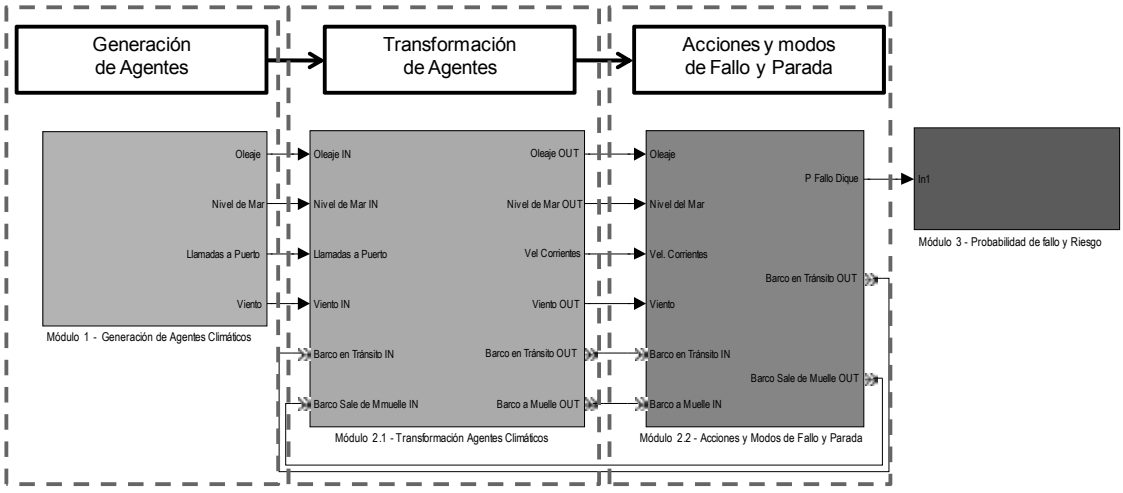


Figura 3. Implementación del modelo en SIMULINK®

El módulo de transformación el agente consiste en: (1) bloques de propagación de oleaje mediante interpolación lineal usando una base de datos de propagaciones de oleaje; (2) bloque de cálculo de la corriente a partir de los niveles utilizando técnicas de identificación de sistemas no lineales, construido a partir de los resultados del modelo hidrodinámico. Como transformación de agentes de uso y explotación se incluye el seguimiento de cada uno de los barcos que llega al puerto. Para cada barco que solicita entrar al puerto se genera una nueva entidad, que no se destruye hasta que el barco no sale del puerto. Existen distintos bloques que determinan el estado de cada barco, asignando prioridades pare el uso del canal, calculando los tiempos de servicio y de espera de cada barco, determinando los barcos que entran o salen del canal, y definiendo el estado operativo del canal en función de políticas predefinidas de operación.

Por último el módulo de acciones y fallos o paradas calcula las acciones sobre el barco, la probabilidad de que el barco toque fondo en cada estado según [3], y la probabilidad de fallo en cada tránsito según [2].

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Se simula el comportamiento de la terminal utilizando el registro de clima disponible en el punto WANA 1054046, de unos 13 años de duración. Con esta serie de datos el modelo es ejecutado varias veces, produciéndose en cada caso una serie distinta de llamadas a puerto y tiempos de servicio asignados. Los resultados obtenidos se promedian para obtener: probabilidad de fallo en cada tramo del canal, probabilidad de fallo global del canal y tiempos de espera para entrar y salir del puerto.

La Figura 4 (izq.) muestra la probabilidad de fallo por toque de fondo en el tramo exterior del canal bajo distintas condiciones de altura de ola y nivel de mar, calculado usando los movimientos verticales significantes de la ROM 3.1-99. Se observa que existe una zona de fallo, una zona de no fallo y una zona intermedia. La Figura 4 (der.) muestra el histograma de la duración de las paradas operativas. Utilizando estos resultados se define una nueva política de operatividad del canal (Figura 5) y se simula nuevamente bajo las mismas condiciones. En este caso se observa que la probabilidad de fallo es prácticamente nula, pero también se ve que cómo la nueva

política de explotación repercute en la distribución de las paradas operativas del canal (Figura 6).

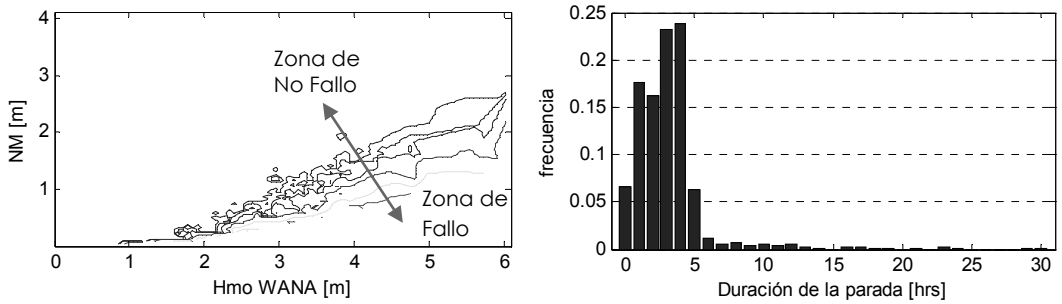


Figura 4. Probabilidad de fallo por toque de fondo en la zona exterior del canal de acceso para distintas condiciones de altura de ola y nivel de mar (izq.); frecuencia de la duración de las paradas operativas del canal de acceso para el barco de diseño (der.).

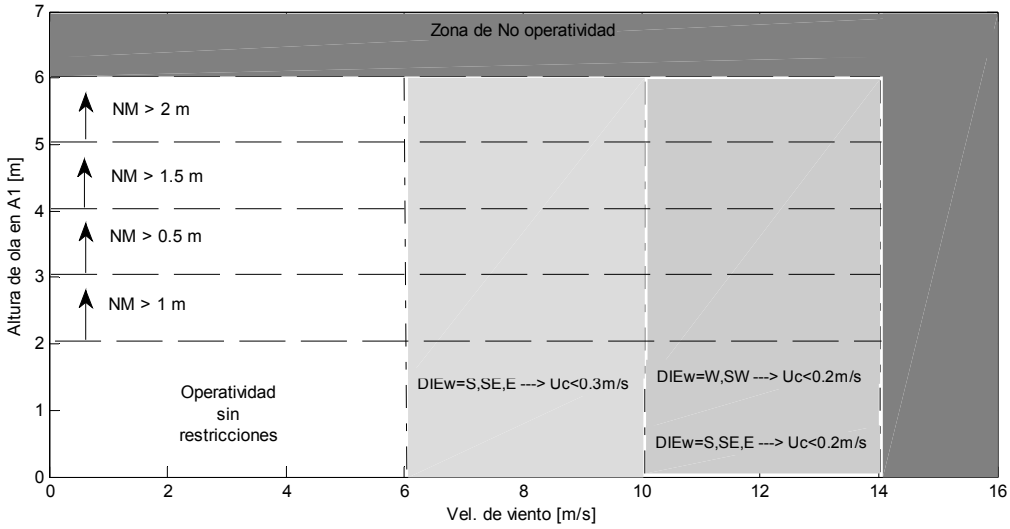


Figura 5. Ábaco de operatividad del canal de acceso para el barco de diseño.

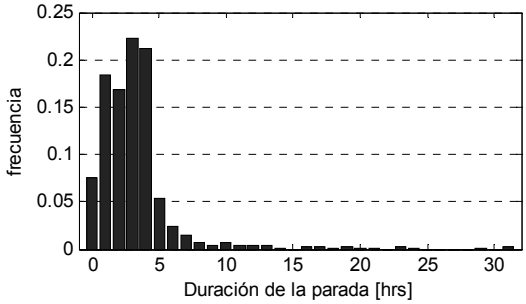


Figura 6. Frecuencia de la duración de las paradas operativas del canal de acceso para el barco de diseño, obtenido de aplicar el ábaco de operatividad del canal de la Figura 5.

CONCLUCIONES Y LÍNEAS DE TRABAJO

En el trabajo presentado en este artículo se ha definido una estructura conceptual que sirve de base para el desarrollo de un modelo de gestión portuaria, se ha implementado una versión simplificada del modelo, en un entorno de trabajo que posibilita su sencilla modificación y ampliación, y se ha puesto de manifiesto la versatilidad y utilidad del modelo al aplicar el mismo en un proceso de verificación de un tramo de obra.

Como líneas de trabajo a corto plazo se plantea: ampliar el modelo ya implementado para incluir otros modos de fallo y parada; adecuar la entrada/salida de datos para su uso en la gestión de la terminal; contrastar los modelos de movimientos verticales del buque utilizando modelos no lineales; incluir la aleatoriedad dada por el factor humano en el estudio en planta de los movimientos del barco.

REFERENCIAS

Ávila, A. 2007. Procesos de múltiple escala en la evolución de la línea de costa. Tesis Doctoral Universidad de Granada.

Baquerizo, A., Losada, M.A. 2008. Human interaction with large scale coastal morphological evolution. An assessment of the uncertainty. Coastal Eng. 55 7-8.

Grupo de Puertos y Costas. 2008. Estudio de alternativas para la ampliación de la dársena portuaria de Cádiz. Informe preliminar fases II y III, Reporte Técnico, Centro Andaluz de Medio Ambiente - Universidad de Granada.

Losada, M.A. 2001. ROM 0.0 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Parte I. Ed. Puertos del Estado.

Losada, M.A. (en redacción). ROM 1.1 Diques de abrigo frente a las oscilaciones del mar Ed. Puertos del Estado.

Payo., A., Baquerizo, A., Losada, M.A. 2008. Uncertainty assessment: application to the shoreline Journal of Hydraulic Research IAHR Vol. 46 (1).

Quy, N.M., Vrijling, J.K, van Gelder, P.H.A.J.M. 2008. Risk- and Simulation-Bases Optimization of Channel Depths: Entrance Channel of Cam Pha Coal Port. Simulation Vol. 84 (1).

Vantorre, M., Laforce, E., Dumon, G. & Wackenier, B. 2002. Development of a probabilistic admittance policy for the Flemish harbours Proc. 30th International Navigation Congress. Sidney, PIANC

DIRECCIÓN DE LAS OBRAS DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE ALICANTE. INICIATIVA PRIVADA.

Víctor Díaz[1], Fernando Elía[1], F. Javier Escartín[2], Gonzalo Baciero[3]

1. *Departamento de Puertos y Costas, PROINTEC; Muelle 23 Junto Estación Marítima s/n, 03001 Alicante; e-mail: vdiaz@prointec.es, feherranz@prointec.es*
2. *Departamento de Puertos y Costas, PROINTEC; Avda. de Burgos 12, 28036 Madrid; e-mail: jescartin@prointec.es.*
3. *OHL Concesiones; Paseo De la castellana 259 D, Torre Espacio, 28046 Madrid. e-mail: gbaciero@ohlconcesiones.com.*

INTRODUCCIÓN

Los trabajos ejecutados dentro de la Dirección de las Obras de Ampliación del Puerto de Alicante, Iniciativa Privada, corresponden a un enfoque global de las obras portuarias, ya que han abarcado desde la concepción del proyecto, su diseño parcial, la ejecución de las obras marítimas de muelles con cajones verticales, dragado de dársena, precargas, obras de urbanización de las diferentes terminales, así como el edificio de la Estación Marítima para pasajeros.

Dentro de la ejecución de todas estas obras PROINTEC como Dirección Facultativa y Asistencia Técnica de las mismas, ha jugado un papel importante en su desarrollo, que nos motiva a compartir la visión general del mismo en estas Jornadas de Costas y Puertos.

CONTENIDO

La ampliación del Puerto de Alicante, Iniciativa Privada, se constituye en una de las primeras obras de concesión en la que se ejecutan los muelles y explanadas con inversión privada, incluyendo la ejecución de cuatro (4) líneas de atraque, que corresponden a los muelles 19, 21, 23 y 25 con unas longitudes de 366, 300, 500 y 227 m respectivamente. Además incluye la ejecución de las explanadas, precargas, urbanización (subdividida en tres zonas de operaciones que corresponden a la Terminal Pasajeros (Incluye Edificio de Estación Marítima), Terminal Multipropósito (incluyendo una zona de contenedores, Mercancía General y Ro/Ro) y Terminal de Gráneles, (ver figura 1).

Figura 1. Estado Actual de Obra (Marzo 2009).

CONSTRUCCIÓN DE MUELLES

Los muelles están formados por cajones de celdas rectangulares de 31,7 m de eslora, 11,30 m de manga y un puntal de 15m. Están aligerados interiormente mediante 3 filas de celdas cuadradas de 3x4 m. Las paredes de hormigón de los cajones tienen un espesor de 25 cm en las paredes interiores y 40 cm en las exteriores.

Los cajones se construyen mediante el sistema de pontona sumergible, algunas de las cantidades empleadas en los elementos corresponden a: 3´800.000 Kg Acero, 52.000 m3 Hormigón y 1´3500.000 m3 Relleno.

Los cajones se construyen en dos fases, separando el cajón cuando se tiene suficiente flotabilidad de la pontana, para la construcción del fuste y se aprovecha la pontona para iniciar la nueva solera del siguiente cajón, el rendimiento alcanzado era de un cajón por semana.

La metodología para el control y supervisión del proceso constructivo de los cajones se basó en la designación de puntos de control en el proceso de armado y control de calidad en la producción y vertido del hormigón, haciendo énfasis en los diferentes problemas que se presentaron en su ejecución y puesta en obra.

Además del control del proceso de constructivo de los cajones, se coordinó e inspeccionó cada una de las actividades siguientes hasta su fondeo final, tomando medidas de precaución en su acopio provisional, en el transporte y por último el control topográfico de su fondeo final, teniendo en cuenta previamente la correcta colocación de la escollera y enrase

de la banqueta de soporte, como podemos observar en las figuras 2, 3, y 4 donde se muestran cada uno de los procesos anteriormente mencionados.

Otros de los controles que se realizan una vez ejecutados los cajones, colocados y rellenados tanto sus celdas como la explanada que conforma el muelle, es la inspección de la junta existente entre los cajones, de tal manera que cumpla con las especificaciones solicitadas en el proyecto. (Ver figura 5).

Figura 2. Construcción Cajones

Figura 3. Transporte de Cajón.

Figura 4. Fondeo de Cajón.

Figura 5. Inspección de Juntas Cajones

CONSTRUCCIÓN DE EXPLANADAS

El relleno de las explanadas se realizó en dos tipos, uno con relleno hidráulico aportando material obtenido durante el proceso de dragado (Ver figura 6) y otro con material de procedencia externa. Para su ejecución se separaron las áreas correspondientes al relleno hidráulico (muelle 19) y las realizadas con aporte externo (resto de muelles), permitiendo avanzar de manera planificada de acuerdo al avance de colocación de los cajones en cada uno de los muelles y cierre de los recintos. Es importante dicha planificación para que

permita al final confinar todos los lodos del fondo en una zona previamente estudiada y predeterminada que permita su retiro final y cause el menor inconveniente posible para su posterior tratamiento.

Figura 6. Relleno Hidráulico

Durante su ejecución se efectuaron diferentes controles, haciendo énfasis en el cumplimiento de las medidas de seguridad correspondiente a la distancia para la aportación de material desde el camión al borde del talud, así como en el relleno de cajones, además se realizó la supervisión de los trabajos desarrollando los controles geométricos en su ejecución. Es necesario no descuidar las medidas de seguridad y cobrar conciencia de la aplicación de las mismas, ya que pueden causar problemas en su ejecución, (véase figuras 7 y 8) que afortunadamente no tuvieron graves consecuencias.

Figura 7. Hundimiento en Relleno de Explanada

Figura 8. Camión en Relleno de Cajón

PRECARGAS

Con la finalidad de mejorar la consolidación de los rellenos y adelantar en lo posible la explotación de la zona, se realizaron precargas que según las solicitaciones de uso de cada una de ellas, variaban en altura desde los 4,9 m a los 7,4 m, dividiendo la precarga en tres zonas, realizando en cada una de éstas un sistema de auscultación que nos permita ver el comportamiento de las mismas y optimizar el tiempo de consolidación. (Ver Figuras 9 y 10).

Figura 9. Placas de Control de Asentamiento

Figura 10. Seguimiento Topográfico.

En la ejecución de las precargas, hay que destacar la importancia de su planificación de tal manera que permita optimizar los materiales tanto procedentes de dragado, así como el de procedencia externa, por lo tanto, en concordancia con lo expuesto en el relleno de las explanadas, se optimizó la utilización de materiales, sectorizando las explanadas y ejecutando dos tipos de precargas, una precarga hidráulica y otro con material externo, priorizando las zonas de acuerdo a las necesidades del cliente y reutilizando el material utilizado en cada una de las precargas, de acuerdo a la sectorización realizada (Ver figura 11).

Figura 11. Precargas

URBANIZACIÓN DE LAS TERMINALES

La urbanización se realizó en dos fases, construyendo inicialmente la terminal de pasajeros y en una segunda fase la terminal multipropósito, ambas corresponden a toda la pavimentación y disposición de servicios e infraestructura que se necesita en cada una de las terminales, de acuerdo a las necesidades del cliente, de tal manera que se optimizase en el uso de las Terminales. En este apartado se hará énfasis en el diseño de la estructura de firmes de las diferentes terminales, la ejecución de las vigas y raíles de las grúas portainer y transtainer y el montaje de las mismas, así como en la integración de las diferentes obras con la infraestructura existente.

- **Pavimentos Terminales.**

En el dimensionamiento de pavimentos portuarios lo más realista es recurrir a métodos de cálculo basados fundamentalmente en la experiencia, como es el caso de las Recomendaciones para el proyecto y construcción de pavimentos portuarios (ROM 4.1-94). En este mismo documento, ante la aparente contradicción entre la teoría y la práctica, se incluye un comentario (pág. 95) que para el caso que aquí se analiza reviste un gran interés:

"Para el depósito de contenedores, las soluciones propuestas de pavimento de hormigón responden también a criterios empíricos, pero no satisfacen los requerimientos teóricos de los modelos de cálculo, por lo que existe la posibilidad de que se produzcan fisuraciones del pavimento. Sin embargo, dicha fisuración puede considerarse un deterioro admisible, compatible con la explotación, siempre que se trate de zonas exclusivas para el depósito de los contenedores, y dé su conformidad el cliente o la propiedad. Si se quisiese garantizar una ausencia absoluta de cualquier tipo de deterioro empleando estas superficies de hormigón, habría que proceder al dimensionamiento de soleras de hormigón armado siguiendo los criterios y procedimientos de la Instrucción EH-91; sin embargo, esta solución no se considera una práctica recomendable con generalidad."

Y como complemento a lo anterior, en otro lugar (página 122) de la misma ROM 4.1-94 se señala:

"A título puramente informativo dichas soleras pueden tener espesores de 0,30 a 0,40 m, con armado tanto en la cara inferior como en la superior y cuantías de acero equivalentes a emparrillados con barras de diámetro 16-20 mm separadas unos 20 cm."

La ROM 4.1-94, aun con estas dos advertencias, optan decididamente por proponer secciones de pavimento con losas de hormigón acordes con la práctica, aunque en teoría las tensiones de tracción superen las resistencias.

En líneas generales la ordenación propuesta para la Terminal Multipropósito es la siguiente:

- Se accede a la misma por el vial principal, que dispone de tres carriles de entrada y dos de salida de vehículos.
- Las vías férreas discurrirán paralelas al vial principal en todo su recorrido.

Se distinguen cuatro zonas principales:

- Zona de almacenamiento de contenedores (muelle 23).
- Zona de estacionamiento de plataformas y semirremolques (muelles 21 y 23).
- Zona de almacenamiento de mercancía general (en la parte central del muelle 21).
- Zona de almacenamiento de gráneles sólidos (en el extremo oriental del muelle 21 y el muelle 19). En esta zona solamente se ha proyectado los accesos, acometidas de instalaciones y zona de operaciones.

Dependiendo del tipo de uso, el firme será el siguiente:

- En la zona de operaciones y de almacenamiento de mercancía (contenedores, plataformas, mercancía general) pavimento de hormigón HP-40 de espesor variable según la zona entre 26 y 35 cm, sobre una base de zahorra artificial de 25 cm de espesor, que se dispone sobre una capa de suelo seleccionado de 1 metro de espesor.
- En el resto de la Terminal (viales interiores), así como en los viales de acceso: pavimento bituminoso de 25 cm de espesor, compuesto por una capa de rodadura tipo S-20 de 5 cm de espesor, una capa intermedia tipo S-25 de 10 cm de espesor y una capa base tipo S-25 de 10 cm de espesor, con los correspondientes riegos de adherencia e imprimación. Este pavimento se construye sobre una base de zahorra artificial de 25 cm de espesor, que se dispone sobre una capa de suelo seleccionado de 1 metro de espesor. (Ver figura 12)

.

Figura 12. Pavimentos de Terminal Multipropósito.

- Vigas Raíles de Grúas Pórtico.

En la ejecución de la Terminal de Contenedores, consideramos uno de los ítem más importantes la ejecución de las vigas para raíles de las grúas, y las de los Trastainer, considerando que son los equipos fundamentales para la operación de la Terminal, dentro de este concepto, describimos la composición de dichos elementos.

La vigas de los raíles se conforman por vigas armadas sobre pilotes in sitú de 80cm de diámetro, teniendo vital importancia la colocación de los raíles, comprobando y verificando su paralelismo, linealidad y elevación con estrictas tolerancias milimétricas, de igual manera, hay que tener en cuenta en la ejecución de las vigas de transita de las Trastainer el acabado del hormigón , así como la correcta ejecución de las placas de giro, que permita minimizar el desgaste de las gomas de los equipos representando un ahorro en su explotación (ver figuras 13 y 14).

Figura 13. Raíles Grúa Portainer

Figura 14. Vigas Trastainer

EDIFICIO DE LA ESTACIÓN MARÍTIMA

La Estación Marítima consiste en un edificio que tiene por objeto ser la estación de pasajeros del tráfico marítimo Alicante – Orán y Argel. El edificio es de planta rectangular, de dimensiones 80 m x 25 m, superficie total en planta 2007 m2 y orientado hacia el mar por muro cortina con vidrio climalit. Consta de planta baja destinada a zona de pasajeros (sala de espera, facturación, venta de pasajes, cafetería, almacén y cuartos de instalaciones), Entreplanta (zona de pasajeros y zona de seguridad) y planta primera (control pasaportes y dependencias policiales).

El edificio esta formado por estructura metálica de pilares y placas de cerramiento prefabricadas de hormigón de 12 cm de espesor. La cubierta esta constituida por estructura metálica espacial y placas de cerramiento de cubierta conocidas comercialmente como Acero-Deck de acero estructural galvanizado.

La Terminal cuenta con tres (3) zonas de aparcamiento y dos muelles de embarque dotados con pasarelas que se comunican desde el Edificio de la Terminal, permitiendo optimizar la operación, ya que se dispone de un aparcamiento por cada zona de embarque, y el tercero para uso múltiple, así como zona para autobuses, zonas de sombras , y zonas de ocupación de servicios sanitarios, Cruz Roja y Defensa Civil, que son de importancia, en las épocas de alta densidad de pasajeros, teniendo en cuenta que dichos espacios son diáfanos, permiten configurar la Terminal de acuerdo a las necesidades y su utilización como apoyo a la Terminal Multipropósito en las épocas de bajo trafico de pasajeros.

Terminal Marítima de Pasajeros

CONCLUSIONES

El desarrollo de la Asistencia Técnica y Dirección de Obra del Puerto de Alicante, Iniciativa Privada, permite concluir que independiente de todos los controles, seguimientos , inspecciones , etc. técnicos y económicos que hay que desarrollar en este tipo de trabajos, es importante la relación personal y profesional tanto con el cliente como el contratista, creando una armonía que permite el desarrollo de principios gerenciales, como el ganar/ ganar , sinergia, liderazgo y relación interpersonal, viendo la ejecución de la obra como un objetivo común donde todos y cada uno de las partes que la conforman son parte de ella y necesitan interactuar de manera proactiva para conseguir el objetivo final.