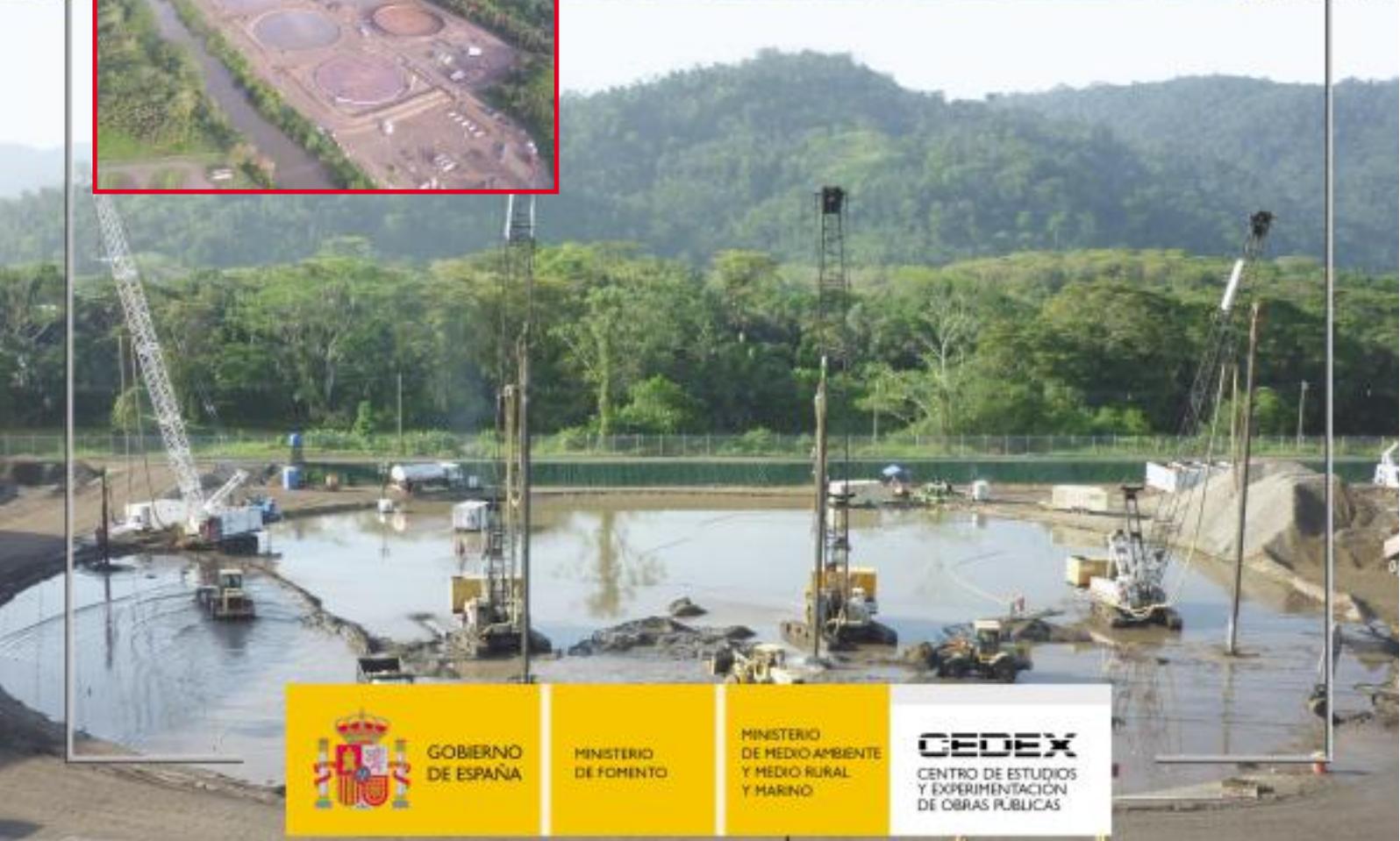


Ingeniería Civil

NUM. 162/2011

ISSN: 0213-8468



 <p>GOBIERNO DE ESPAÑA</p>	<p>MINISTERIO DE FOMENTO</p>	<p>MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO</p>	<p>CEDEX CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS</p>
---	------------------------------	--	--



MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA
GENERAL
TÉCNICA

CENTRO DE
PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Vocales

Enrique Dapena García

Víctor Elviro García

Antonio Lechuga Alvaro

Pablo Mira McWilliams

M^a Angeles de Pablo Sanmartín

Francisco Javier Sainz de Cueto Torres

Francisco Sinis Fernández

Jaime Tamarit Rodríguez

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid - Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49

e-mail: ingcivil@cedex.es

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD

Manuel Pombo Martínez

PUBLICIDAD

Ornse, 6 - Telfs.: 915 55 36 93 - Fax: 915 56 40 60 - 28020 Madrid

e-mail: revistacivil@terra.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-11-001-5

Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD



NUESTRA PORTADA: Cimentación de tanques de petróleo en Chiriquí Grande (Panamá), en la *página 3* se publica el artículo correspondiente a esta portada.

SUMARIO

MEJORA DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA Y MECHAS DRENANTES. CIMENTACIÓN DE TANQUES DE PETRÓLEO EN CHIRIQUÍ GRANDE (PANAMÁ). Juan Balderas-Meca, Jean Marc Debats, Gregory Scharff y John Reynolds	3
MODELO FÍSICO DE AGITACIÓN Y BARCOS ATRACADOS. AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE CASTELLÓN. Lázaro Redondo Redondo, Antonio Baonza González y Ramón Gutiérrez Serret	17
EVOLUCIÓN DE LA BARRERA GEOSINTÉTICA POLIMÉRICA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (PEAD) INSTALADA EN LA Balsa de Plá de Sant Jordi. Manuel Blanco, Enrique Santarrufina, Francisca Castillo, Jesús Soriano y Florencio García	27
CARACTERIZACIÓN TECNOLÓGICA DE PRODUCTOS POLIMÉRICOS. BALIZAMIENTO DE CARRETERAS. Carlos García Sánchez-Molina, Francisca Castillo Rubí, Manuel Blanco Fernández y Rosario Solera Martínez	37
CÁLCULO DE COLUMNAS DE GRAVA: ALGUNOS PUNTOS OSCUROS. César Sagaseta Millán	43
ANÁLISIS DE LA FIABILIDAD DEL COMPORTAMIENTO SISMO RESISTENTE DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. Mohamed Bezzazi, Miguel Ángel Parrón Vera, María Dolores Rubio Cintas, Francesc López-Almansa, Abdelouafi El Ghoulzouri y Abdellatif Khamlichi	61
PROCEDIMIENTO DE DIMENSIONADO EFICIENTE DE PAVIMENTOS CON MÁRMOL BLANCO PROCEDENTE DE LA COMARCA DE MACAEL. E. Garzón	67
EVALUACIÓN AMBIENTAL DE AZUDES EN CAUCES MEDITERRÁNEOS. Álvaro Enríquez de Salamanca, María José Carrasco García, Juan Manuel Varela Nieto y Cruz Anegón Estéban	73
DISTRIBUCIÓN CONJUNTA ALTURA-PERÍODO DE OLA EN EL LITORAL ESPAÑOL. Manuel Sotillo Membibre	87
OBTENCIÓN DE CONJUNTOS INICIALES DE POLÍGONOS CONVEXOS COMO FASE PREVIA A LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS. Roberto L. Roselló Valera, Irvin P. Pérez Morales, Yordanis Pérez Brito y Carlos A. Recarey Morfa	99
INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DEL CORTANTE HORIZONTAL EN LA INTERFASE DE FORJADOS COMPUESTOS CON PLACAS ALVEOLARES MEDIANTE ENSAYO PUSH OUT. Noel Iraola Valdés y Rafael Larrúa Quevedo	109
EL PROCESO DE INTELIGENCIA EMPRESARIAL EN LAS EMPRESAS DEL GRUPO DE DISEÑO E INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN EN CUBA. Julio Alfredo García Caraballo y José A. Macías Mesa	119
INFLUENCIA DE LAS ACELERACIONES SÍSMICAS VERTICALES EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE CARRETERAS DE LUCES MEDIANAS DE HORMIGÓN ARMADO. José María Ruiz Ruiz y Guillermo Godínez Melgares	127

En nuestra página web <www.cedex.es>
encontrará las normas para la publicación de artículos



Mejora de terreno mediante columnas de grava y mechas drenantes. Cimentación de tanques de petróleo en Chiriquí Grande (Panamá)

JUAN BALDERAS-MECA (*), JEAN MARC DEBATS (**), GREGORY SCHARFF (***) y JOHN REYNOLDS (****)

RESUMEN Este artículo describe el tratamiento de mejora del terreno realizado por Rodio Swissboring Panamá (filial de Rodio Kronsa) para permitir la cimentación de 5 tanques de crudo de petróleo en Panamá, en las proximidades de la Laguna de Chiriquí. Presenta la solución técnica adoptada: combinación de mechas drenantes, columnas de grava y precarga. Enumera la secuencia de trabajo empleada y describe el procedimiento de instalación de las mechas drenantes y de ejecución de las columnas de grava por el método de vía húmeda empleado. Suministra información relativa al tipo y número de equipos empleados, así como los rendimientos medios obtenidos y la duración total de los trabajos. Presenta los resultados y conclusiones del análisis de los datos de la instrumentación de la precarga realizada después del tratamiento de mejora del terreno.

GROUND IMPROVEMENT BY STONE COLUMNS AND WICK DRAINS. CRUDE OIL TANKS FOUNDATION IN CHIRIQUI GRANDE (PANAMA)

ABSTRACT This paper describes the ground improvement carried out by Rodio Swissboring Panama (subsidiary of Rodio Kronsa) for the foundation of five crude oil tanks in Panama near to the "Laguna de Chiriquí". The paper presents the technical solution applied: combination of wick drains, stone columns and pre-load. The works sequence is listed and the method statement for the wick drains installation and the wet method stone columns performed are described. The paper also provides information regarding to the type and number of equipment used as well as average production rates achieved and the total duration of the works. The results and analysis of monitoring data recorded during the pre-load carried out after the ground improvement are presented.

Palabras clave: Tratamiento del terreno, Columnas de grava, Vía húmeda, Mechas drenantes, Precarga, Licuefacción.

Keywords: Ground improvement, Stone columns, Wet method, Wick drains, Preloading, Liquefaction.

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto, que es objeto del presente artículo, está ubicado en Panamá, el Océano Atlántico (Laguna de Chiriquí), inmediatamente al Norte de el Canal Margarita. Consiste en cinco tanques de almacenamiento de petróleo (fase 2: Tanques T503 al

T507). Existen dos tanques (tanques T501 y T502) que fueron construidos en el 2008 en una fase previa (fase 1) al este de la actual fase. El contratista principal del proyecto es CBI Américas Ltd y la propiedad Petroterminal de Panamá S.A

Los tanques proyectados tienen un diámetro de 76,2 m y una altura de 20,4 m, tienen un techo interior flotante y un techo exterior de forma cónica y la altura de almacenamiento prevista es de 18,9 m.

El tratamiento de mejora del terreno era necesario para proporcionar la capacidad portante requerida al terreno (200 kPa con un coeficiente de seguridad mínimo de 3) reducir asentamientos totales y diferenciales (de acuerdo a las estrictas especificaciones técnicas del proyecto de diseño de los tanques) y mitigar el riesgo de licuefacción en caso de terremoto.

La mejora del terreno realizada por Rodio Swissboring Panamá (filial de Rodio Kronsa) consistió en una combinación de tratamientos que incluye la instalación de mechas drenantes, columnas de grava y precarga.

(*) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. (Granada, 1999). Ph.D (Doctor of Philosophy) (University of Sheffield, UK. 2004). Delegado de Operaciones Internacionales. RODIO KRONSA. Email: jbalderas@radiokronsa.es

(**) Ingénieur Civil des Mines (Paris, 1967). Master of Science - Geotechnical Engineering - University of California at Berkeley, 1970. Contracts Manager, THE VIBROFLOTATION GROUP. Email: jmdebats@vibroflotation.com

(***) Geotechnical Engineer, ISTG (Polytech'Grenoble, geotechnical division 2006). Geotechnical Engineer, THE VIBROFLOTATION GROUP. Email: gregory.scharff@soletanche-bachy.com - gregory.scharff@vibroflotation.com

(****) Project Manager. CBI AMERICAS LTD. Email: jdreynolds@CBI.com

Las principales unidades del proyecto fueron:

- 1.383.000 ml de mechas drenantes. (tipo Coldbond CX-1000, diámetro equivalente 50 mm).
- 124.590 ml de columnas de grava (profundidad máxima 18 m y diámetro medio 1.06 m).
- Instrumentación durante la precarga.

La duración total de los trabajos principales, mechas drenantes y columnas de grava, fue de 4,5 meses.

El inicio de los trabajos tuvo lugar a principios de Enero de 2010 y la finalización a mediados Mayo 2010, a excepción de la instrumentación que se extendió hasta la finalización de las precargas de cada uno de los tanques.

Las figuras 1a y 1b muestran la localización del proyecto.

La vista general de las áreas a mejorar y la ubicación de los ensayos previos se presentan en la Figura 2.

La información geotécnica disponible en la fase de estudio se basa en los ensayos previos realizados:

- 8 Ensayos SPT (Standard Penetration Tests).
- 35 Ensayos CPT (Cone Penetration Tests).

La Figura 3 presenta la media de los resultados de los ensayos CPT en el centro de cada tanque.

Teniendo en cuenta el resultado de los ensayos realizados in situ y los resultados de los ensayos laboratorio, las condiciones del suelo se pueden describir de la siguiente manera:

- Desde la elevación 0.00 hasta -18.00 m
 - Arena limosa con presencia de capas de arena y limo arenoso.
 - Resistencia en punta media entre 1 y 2 MPa.
 - Coeficiente de rozamiento de 1.5% de media.

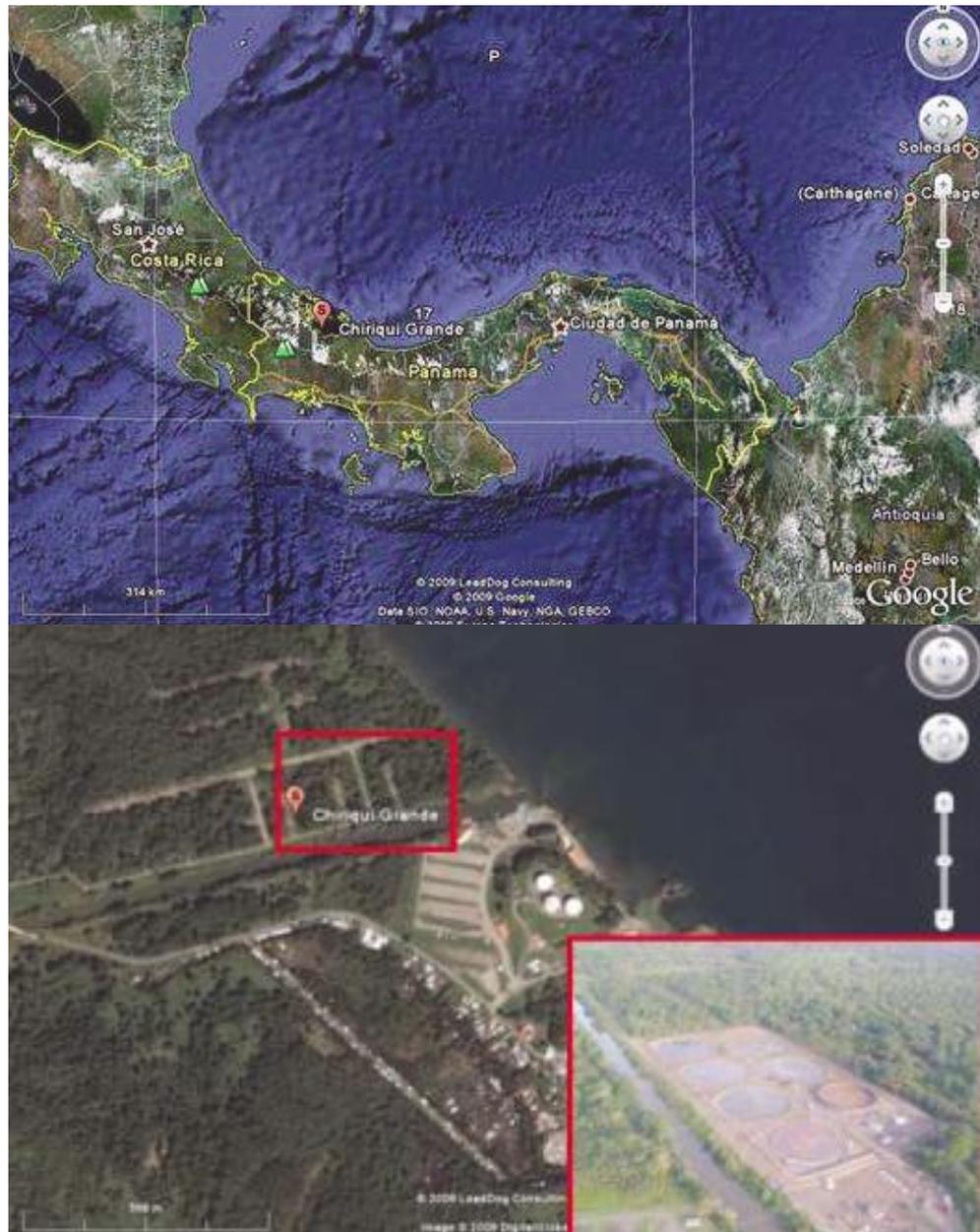


FIGURA 1A y 1B.
Localización del proyecto.
(Google Earth, fotografía
fecha 04/12/2007)

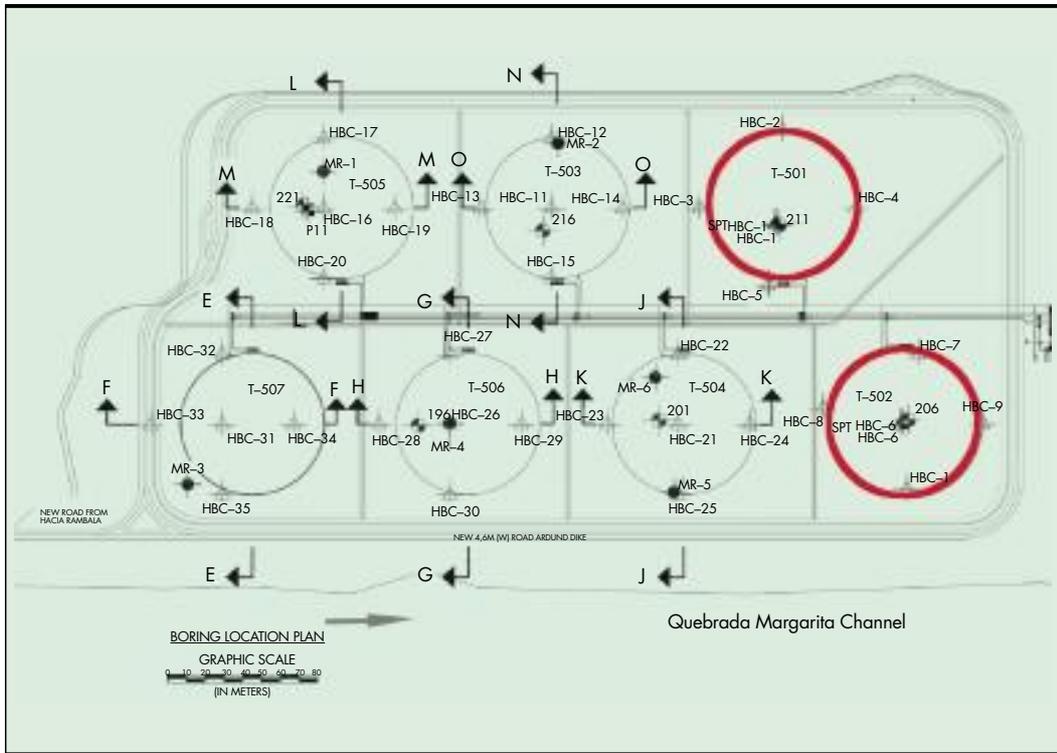


FIGURA 2. Planos de localización de tanques y ensayos. (Geotechnical Data Report Proposed Tanks 503-507 Chiriqui Grande, Panama. Mueser Rutledge Consulting Engineers (2008)).

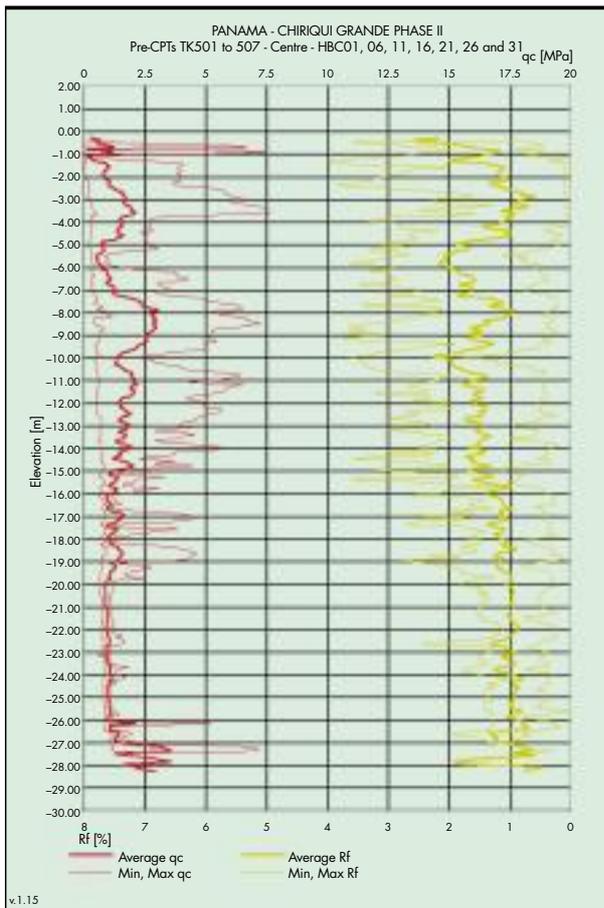


FIGURA 3. Media Pre-CPTs TK501 a T507 (en el centro de los tanques).

- Coeficiente de compresibilidad ($C_c / (1 + e_0)$) basado en la correlación de Lamb and Whitman) entre 10 y 20%.
- Desde la elevación -18.00 hasta -26.00 /-28.00 m
 - Limo arcilloso muy blando.
 - Resistencia en punta media entre 1 y 1.25 MPa.
 - Coeficiente de rozamiento de 1.0% de media.
 - Coeficiente de compresibilidad ($C_c / (1 + e_0)$) basado en la correlación de Lamb and Whitman) entre 20 y 30%.
- Por debajo de la elevación -26.00 /-28.00 m
 - Gravas y arena muy densa ($N_{SPT} > 50$).
 - La elevación del nivel freático se sitúa entre -1.00 m y -0.50 m.

En general el suelo a tratar consiste en 28 metros de arena limosa suelta y mal graduada, arenas arcillosas y limos. La mayor parte del cual está incluido en la zona D de la siguiente gráfica de compactabilidad por vibro-compactacion (vibroflotacion pura, sin alimentacion de piedra). (Figura 4).

Donde se representan las siguientes zonas:

- Zona A: Los suelos de esta zona son suelos muy bien compactables.
- Zona B: Los suelos de esta zona son adecuados para Vibro Compactación. Tienen un contenido de finos menor al 8 ó 10%.
- Zona C: Compactable. Alimentación (relleno) de piedra es necesaria si el contenido de finos es mayor al 10%
- Zona D: Columnas de grava son una solución para la cimentación en estos suelos. El resultado es un aumento de la capacidad portante y una reducción de los asentamientos totales y diferenciales.

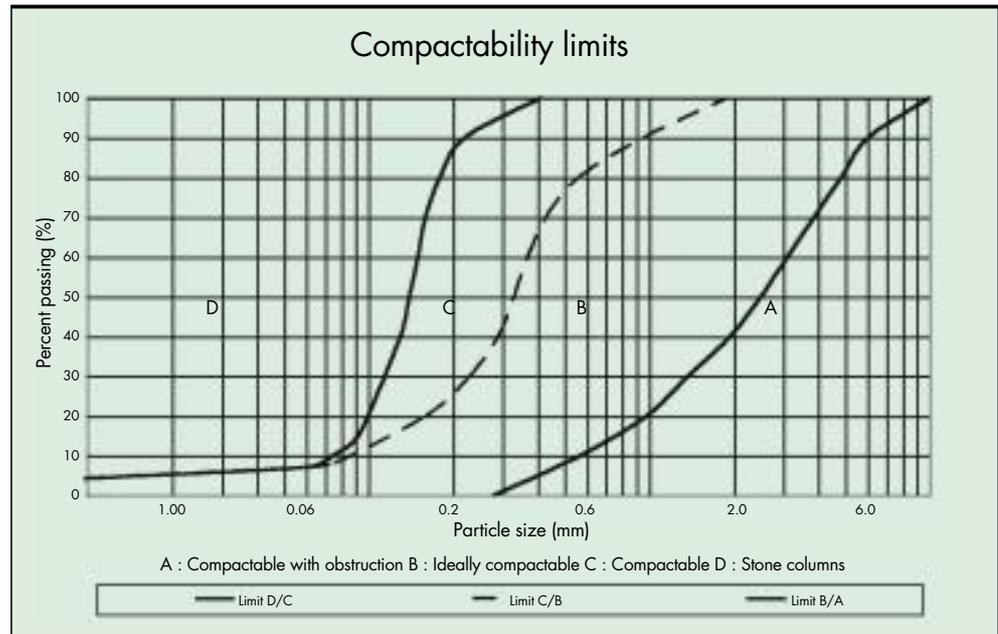


FIGURA 4. Tabla de compactabilidad de suelos (similar a la utilizada por Johnson et al (2002)).

2. ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO

- El asiento total uniforme; El asiento total uniforme del anillo de cimentación del tanque deberá estar limitado a 8 pulgadas (200 mm) o menos.
- Inclinación lateral (Dishing settlement): La inclinación del borde al centro del fondo del tanque deberá estar limitada a 6 pulgadas (150 mm) o menos. Este asiento debe ocurrir en una configuración plana sin cambios abruptos en la pendiente del fondo debidos a puntos duros o blandos.
- Asientos diferenciales: Asientos fuera de plano del depósito no deberán exceder los 3/8 pulgadas (10 mm) en un arco de 80 pies (24.38 m).
- El método de mejora del terreno seleccionado deberá obtener una capacidad portante del suelo de 200 kPa, con un factor de seguridad mínimo de 3.

3. ESQUEMA DE TRATAMIENTO DE MEJORA DEL TERRENO REALIZADO

3.1. SECUENCIA DE LOS TRABAJOS

Para cumplir con los requisitos de las especificaciones se usaron dos técnicas de mejora del terreno en combinación con la pre-carga del terreno después de la mejora: Mechas drenantes y columnas de grava.

La secuencia general de los trabajos fue la siguiente:

- Eliminar las capas superiores de material orgánico (Foto 1) y sustituirlas por arena limpia y grava (Foto 2), proporcionando para cada tanque una plataforma de trabajo a la elevación +0.50m. Este trabajo fue realizado por otros.
- Pre-perforaciones (Pre-drilling) en la parte superior del terreno (Foto 3) e instalación de las mechas drenantes (Fotos 4 y 5) (Colbond CX 1000- diámetro equivalente 50 mm) a una profundidad de 28 m. La malla utilizada fue triangular de 3 pies (0.91 m) para una zona de tratamiento circular de 95 m de diámetro para cada tanque.
- Construcción de las columnas de grava (Fotos 6 y 7) para conseguir aproximadamente un factor de inclusión de valor medio 17.1% hasta la profundidad de 18 m mediante columnas de grava con un diámetro medio 1.06 m espaciadas en planta 2.44 m en malla triangular para una zona de tratamiento circular de 95 m de diámetro para cada tanque.
- Pre-carga a 285 kPa (Foto 8): La instalación del material de pre-carga tuvo lugar durante un periodo de 3 a 4 semanas, y la pre-carga, una vez completada, se mantuvo de 7 a 9 semanas.



FIGURA 5. Fotos de los trabajos. (Fotos 1 y 2).



FIGURA 5
Continuación. Fotos de los trabajos. (Fotos 3 a 8).

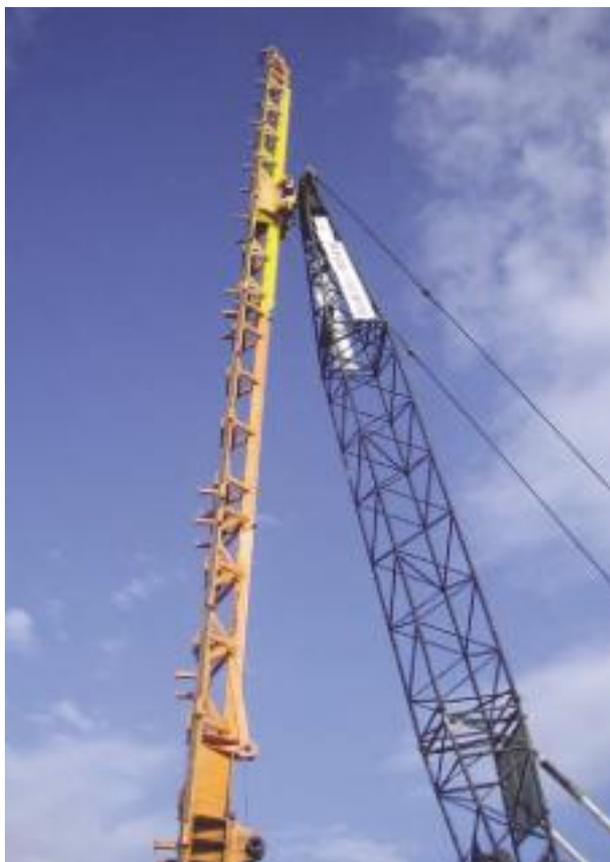


FIGURA 6. Mástil de 31 m.



FIGURA 7. Instalación mechas drenantes.

4. INSTALACIÓN DE LA MECHAS DRENANTES

4.1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

Cada equipo de instalación de mechas drenantes estaba compuesto por:

- 1 Grúa de 90 Ton de capacidad.
- Equipada con un mástil (ALLIMAK) para la instalación de drenes de hasta 31m. (Figura 6).
- Mandril de acero con sección en forma de diamante (140 x 63 mm) diseñado para obtener el mínimo efecto de distorsión durante la instalación del dren.
- Unidad automática de registro de parámetros (profundidad, tiempo de instalación y producción total durante el turno) tipo Lutz Lutin.

4.2. METODOLOGÍA DE INSTALACIÓN - MECHAS DRENANTES

Los drenes fueron instalados mediante el empuje estático del mandril hasta la profundidad requerida (28 m). Durante la fase de hincado la parte inferior del mandril está cerrada por una pieza de acero ensamblada a la banda de mecha drenante. Cuando el mandril es retirado, la pieza de acero actúa como un anclaje y evita que el dren ascienda con el mandril. Una vez que el mandril sale del suelo, la mecha drenante se corta aproximadamente 30 cm sobre la capa de drenaje (ó plataforma de trabajo) (Figura 7) y el equipo se traslada a un nuevo emplazamiento.

El material empleado para las mechas drenantes fue del tipo Colbond CX 1000 from Colbond Geosynthetics.

5. EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA POR VÍA HÚMEDA CON ALIMENTACIÓN SUPERIOR (WET TOP FEED)

5.1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

Cada equipo de vibrocompactación, utilizado para la ejecución de las columnas por vía húmeda está compuesto por:

- 1 Grúa de 80 ton. Con 35 m de pluma.
- 1 Vibrador Vibroflotatio V23 (Figura 8), con prolongadores (longitud total 28m) para alcanzar la una profundidad de penetración máxima de 25 m.
- 1 Generador de 250 Kva.
- 1 Bomba de agua de alta presión (100 m³/h a 1.2 MPa).
- 1 Compresor con capacidad para 21.000 l/min.
- 1 Sistema automático de registro de parámetros tipo Jean Lutz (LT3).
- 1 cargador frontal para suministrar la grava.

5.2. METODOLOGÍA DE INSTALACIÓN - COLUMNAS DE GRAVA VÍA HÚMEDA

Suspendido desde la grúa el vibrador se coloca sobre el punto de tratamiento.

Pasos del proceso de ejecución:

- La plataforma de trabajo se asume que está a la cota +0.50m aproximadamente +1.50 m sobre el nivel freático.

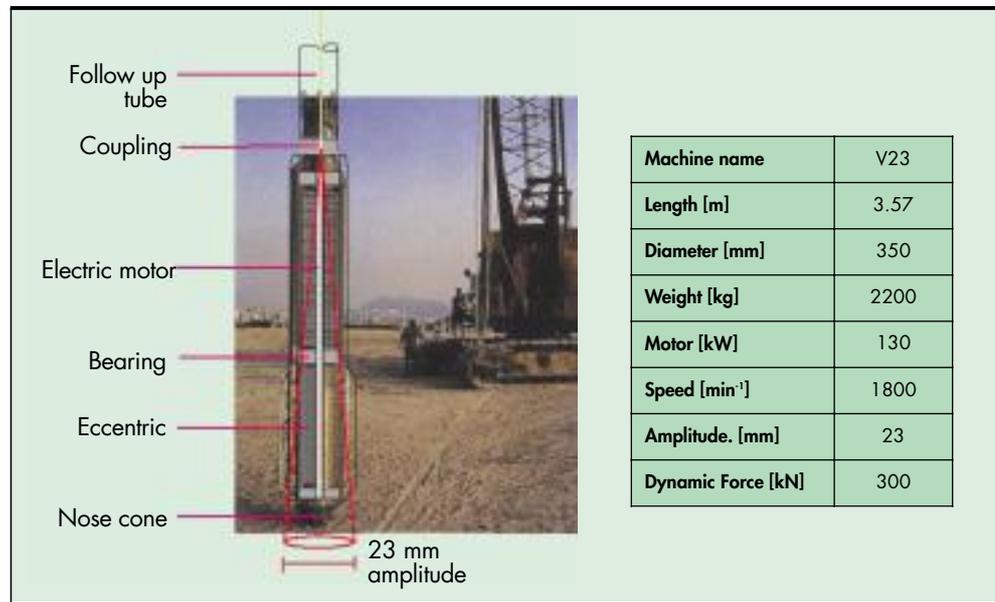


FIGURA 8. Características técnicas del V23 (The Vibroflotation Group brochure).

1. El vibrador penetra hasta la profundidad requerida bajo el efecto combinado de su propio peso, la vibración y la acción del agua o del aire a presión o de ambos a la vez. Si solamente se utiliza aire el suelo es desplazado hacia los lados. Si solamente se utiliza agua parte del material se lava y se extrae de la cavidad. Una vez que el vibrador ha alcanzado la profundidad requerida, un espacio anular libre y limpio se crea por una sucesión (generalmente una o dos) operaciones de lavado que consisten en subir el vibrador hacia la superficie y bajarlo de nuevo rápidamente hasta la profundidad máxima. Cuando el vibrador ha alcanzado de nuevo la profundidad máxima, la cantidad de agua que se descarga desde la punta del vibrador se ajusta de manera que el nivel de agua en la cavidad permanece alrededor de 1.5 m sobre el nivel freático o a nivel de la plataforma de trabajo. Esto asegura la estabilidad de la cavidad.

Nota: La penetración se para a la profundidad de diseño o hasta rechazo en capas de arena muy densa o capas arcillosas muy firmes o grandes bloques.

Rechazo se define de la siguiente manera: la intensidad en el motor eléctrico del vibrador alcanza valores por

encima de los 200/250 A y/o la velocidad de penetración cae por debajo de 0.5 m por minuto, lo que ocurra antes.

2. El vibrador es elevado de 0.5 m a 1.0 m y la grava o piedra machacada es vertida en la cavidad. En este momento el vibrador se reintroduce un pequeña distancia de la profundidad previamente penetrada o se mantiene en la profundidad actual hasta que se alcanza el amperaje que es suficiente para producir el diámetro de columna medio especificado o compactación del suelo requerida. Las fuerzas radiales producidas por la acción del vibrador contra el material añadido y el suelo provocan la compactación de este.

El proceso se repite hasta que el volumen requerido de piedra se ha introducido en la cavidad o el grado de compactación se ha alcanzado.

3. El ciclo compactación/ relleno es repetido en escalones ascendentes hacia la cota de la plataforma de trabajo o hasta la cota superior de las capas de terreno blando limoso. Durante esta operación se añade grava adicional o piedra en el agujero pero sin sobrellenarlo de manera que la grava se entrelace con el terreno circundante y lo densifique

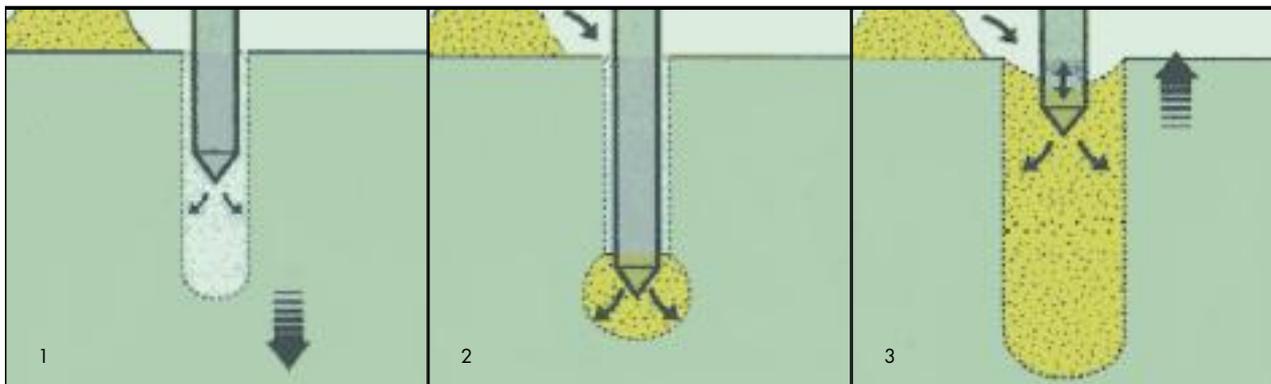


FIGURA 9. Proceso ejecución columnas de grava. Alimentación superior. (The Vibroflotation Group brochure).

6. EQUIPOS UTILIZADOS PARA LA REALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS

6.1. PRE-FOROS (PRE-DRILLING)

- 1 Vagón perforador Soil Mec SM 505.
- 1 Equipo de pilotes Soil Mec CM 48.
- 1 Equipo de pilotes Soil Mec CM 70.
- 1 Equipo de pilotes Soil Mec R-625.

6.2. INSTALACIÓN DE DRENES

- 2 Mástiles de 31 m.
- 2 Grúas de 90 Ton.

6.3. EJECUCIÓN COLUMNAS DE GRAVA. VÍA HÚMEDA (WET TOP FEED)

- 4 grúas de 80 Ton.
- 8 Vibradores (4 + 4).
- 5 Generadores eléctricos de 250 Kva.
- 5 Bombas de agua de alta presión.
- Tanques y bombas para el abastecimiento y suministro de agua.
- Bombas para la limpieza y bombeo de lodos.

7. RENDIMIENTOS MEDIOS ALCANZADOS

- **Pre-drilling:** 100 puntos / equipo y turno.
- **Instalación de drenes:** Rendimiento medio = 5.800 ml/ equipo y turno (Rendimiento máximo = 9.367 ml/ equipo y turno).
- **Columnas de grava:** Rendimiento medio = 280 ml/ equipo y turno.

8. PROGRAMACIÓN CONTRACTUAL Y FECHAS REALES DE TERMINACIÓN

La duración inicial prevista de los trabajos era de 6 meses.

La finalización real de los trabajos se alcanzó 6 semanas antes de la fecha contractual. Tabla 1.

9. INSTRUMENTACIÓN

Durante la Pre-carga se llevó a cabo un programa de instrumentación con el objetivo de controlar la evolución de los asientos previstos y la disipación de las presiones intersticiales, con el objetivo de seguir y comprender la evolución de la consolidación que tuvo lugar durante este proceso.

Tanque	Hito Contractual	Fecha real de terminación
T 503	05/04/2010	08/03/2010
T 504	26/04/2010	23/03/2010
T 505	17/05/2010	12/04/2010
T 506	07/06/2010	21/04/2010
T 507	21/06/2010	08/05/2010

TABLA 1. Hitos contractuales y fechas reales de terminación.

El sistema de instrumentación implantado, en cada tanque, consistió en:

- 8 Placas de asiento colocadas de forma perimetral en las proximidades del borde de cada tanque y 1 placa de asiento situada en el centro de cada tanque. En total 9 placas de asiento para medir el asiento vertical del terreno.
- 3 Sensores de presión de agua alineados a lo largo del diámetro del tanque para medir el incremento y disminución de las presiones intersticiales durante la instalación y mantenimiento de la precarga. Es un indicador de la evolución del proceso de consolidación en el terreno. Un sensor de presión de agua adicional fue instalado en el tanque T503. Los sensores de presión de agua fueron instalados a la cota -16.00 m (18 m de profundidad) en la parte más limosa del perfil donde había instalados columnas de grava y drenes (zona WD-SC) y en la cota 23.00 m (25 m profundidad) en el centro de la capa inferior de limos donde solo había instaladas mechas drenantes (zona WD).
- 3 Inclinómetros instalados en el borde perimetral del tanque separados aproximadamente 120° entre ellos con el objetivo de medir desplazamientos laterales horizontales en el terreno en los tanques T503 y T505 solamente. Desafortunadamente todos los inclinómetros fueron dañados por los movimientos de tierra durante la fase de instalación de la precarga.
- 3 Células de carga (presión de tierra). 2 Situadas sobre columnas de grava y 1 situada entre columnas de grava, solamente en los tanques 505 y 507 con el objetivo de comprobar la carga real aplicada en el terreno durante la precarga.

Nombre de las células de carga: CP-A (entre columnas), CP-B y CP-C (sobre columnas)

Las Figuras 10, 11 y 12 muestran (vistas en planta y sección transversal) muestran la localización de los distintos instrumentos y células de carga instaladas en relación con la profundidad y la geometría del proyecto.

10. RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN DURANTE LA PRECARGA

10.1. PRECARGA CONSEGUIDA

La Figura 13 muestra el resultado de las mediciones obtenidas con las células de carga instaladas en el Tanque T 505. Las células de carga fueron instaladas como instrumentos de comprobación en los tanques T505 y T507. Todos los tanques se comportaron de manera similar.

10.2 ASIENTOS, CARGA Y EXCESO DE PRESIÓN INTERSTICIAL VS TIEMPO, DURANTE LA CONSOLIDACIÓN

En los cinco tanques (T503 a T507) se midió la evolución de los asientos y la presión intersticial.

La Figura 14 muestra el ejemplo de los resultados medido para el tanque T505.

10.3. ANÁLISIS HIPERBÓLICO DURANTE PRECARGA

Para el análisis de la consolidación primaria se utilizó el método hiperbólico basado en el modelo de consolidación de Terzaghi (Terzaghi and Peck, 1967). El método hiperbólico fue descrito en detalle por Tan et al (1991) y Tan S.A (1995) estableció que es aplicable para la estimación de asientos totales durante la consolidación primaria en terrenos tratados con

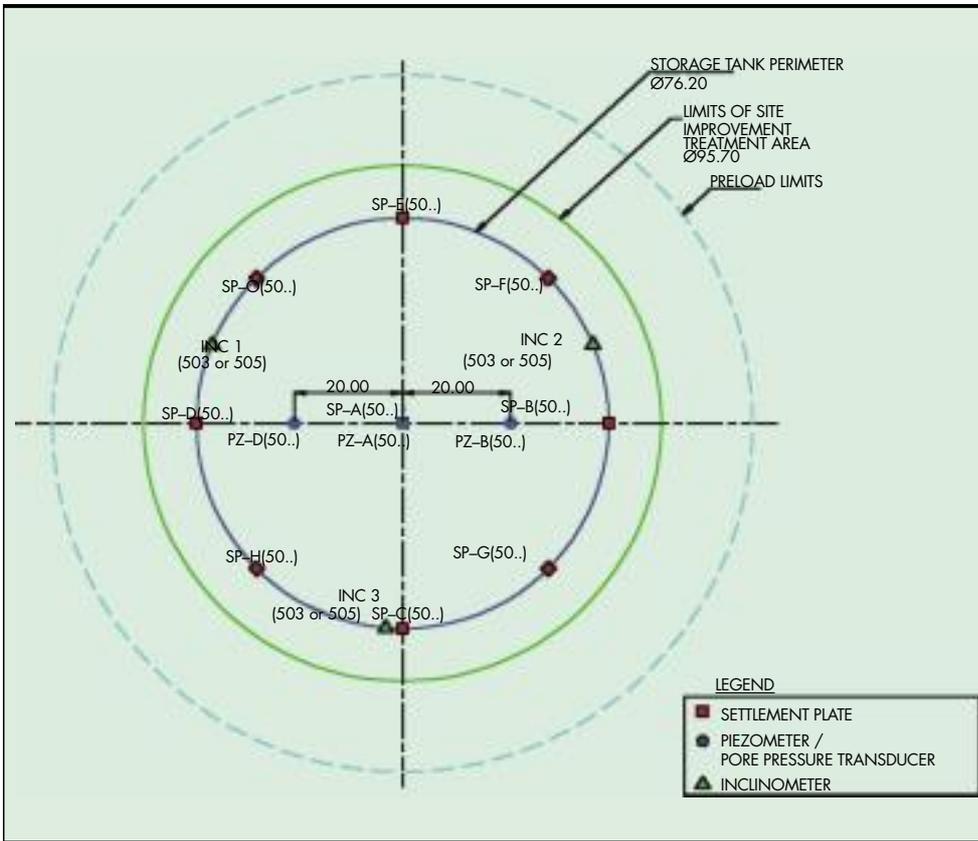


FIGURA 10. Localización de los traductores de presión intersticial.

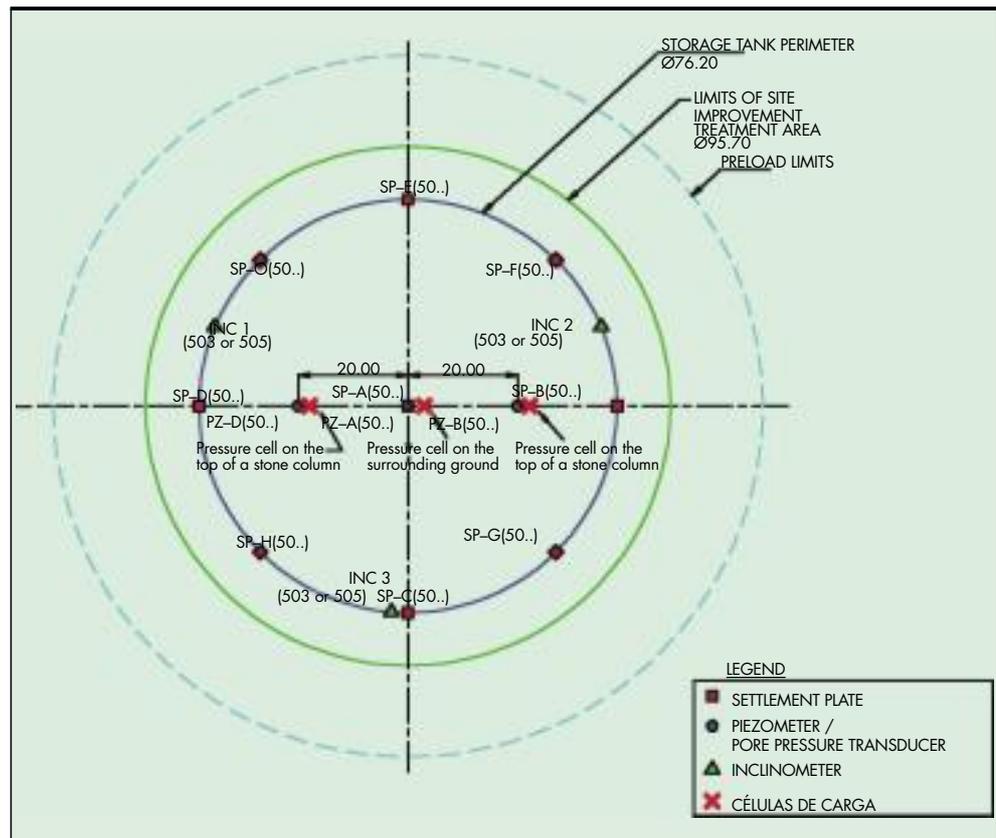


FIGURA 11. Localización de las células de carga (presión de tierra).

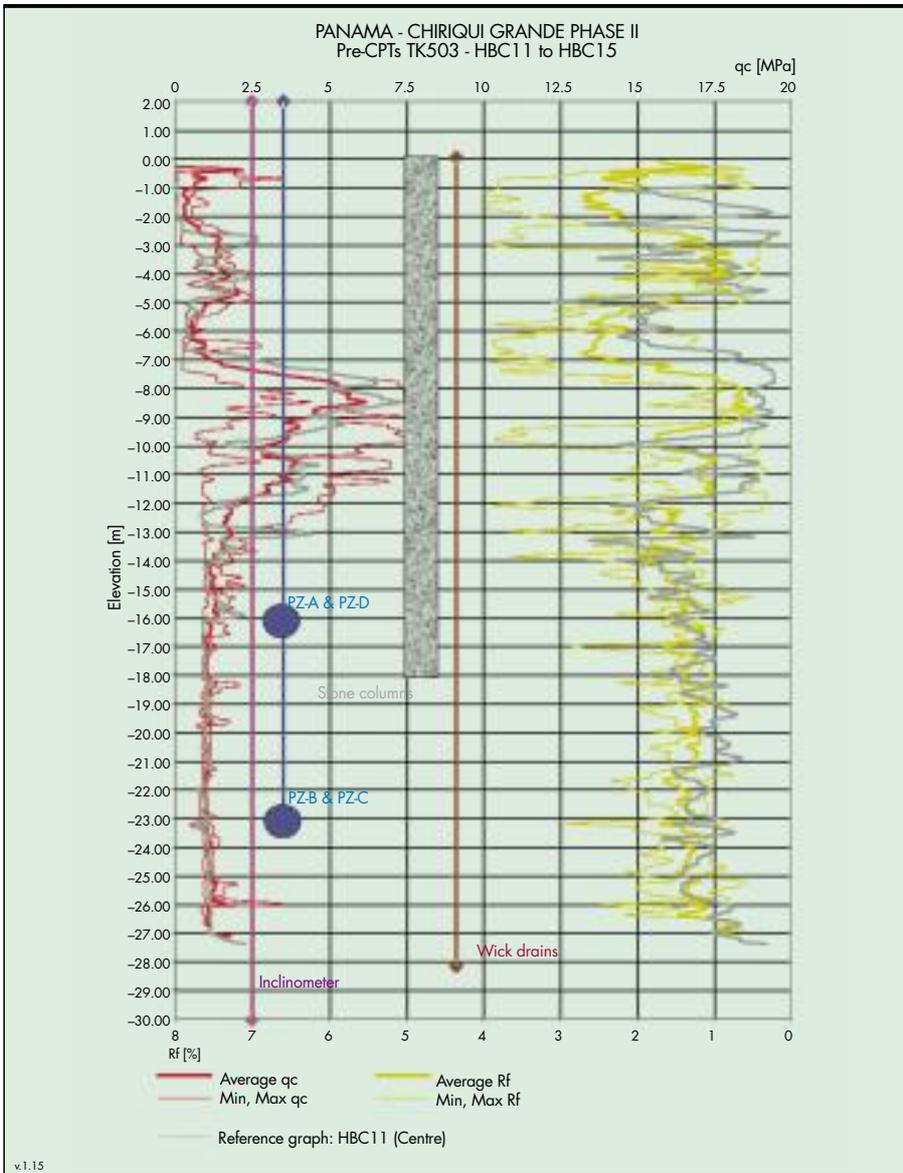


FIGURA 12. Localización de los traductores de presión intersticial en relación con la profundidad, columnas de grava y mechas drenantes.

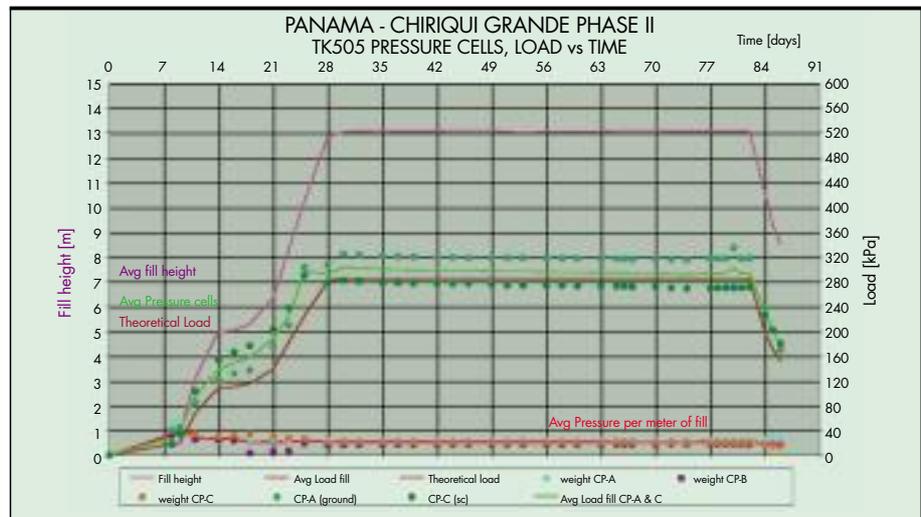


FIGURA 13. Valor de la precarga medida en T505.

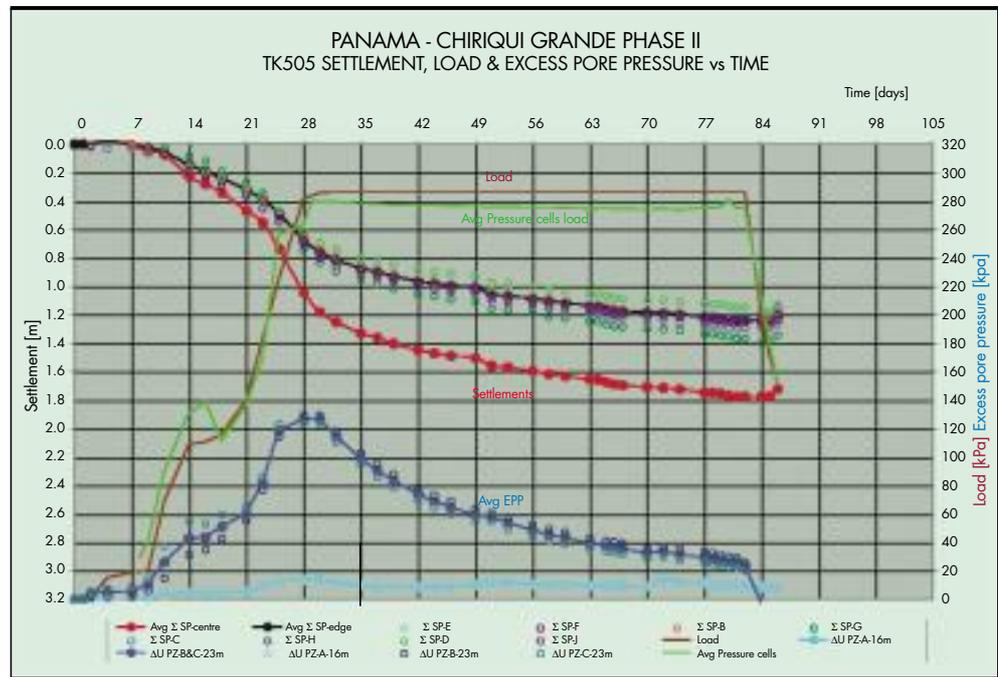


FIGURA 14. Asientos, carga y exceso de presión intersticial en T505.

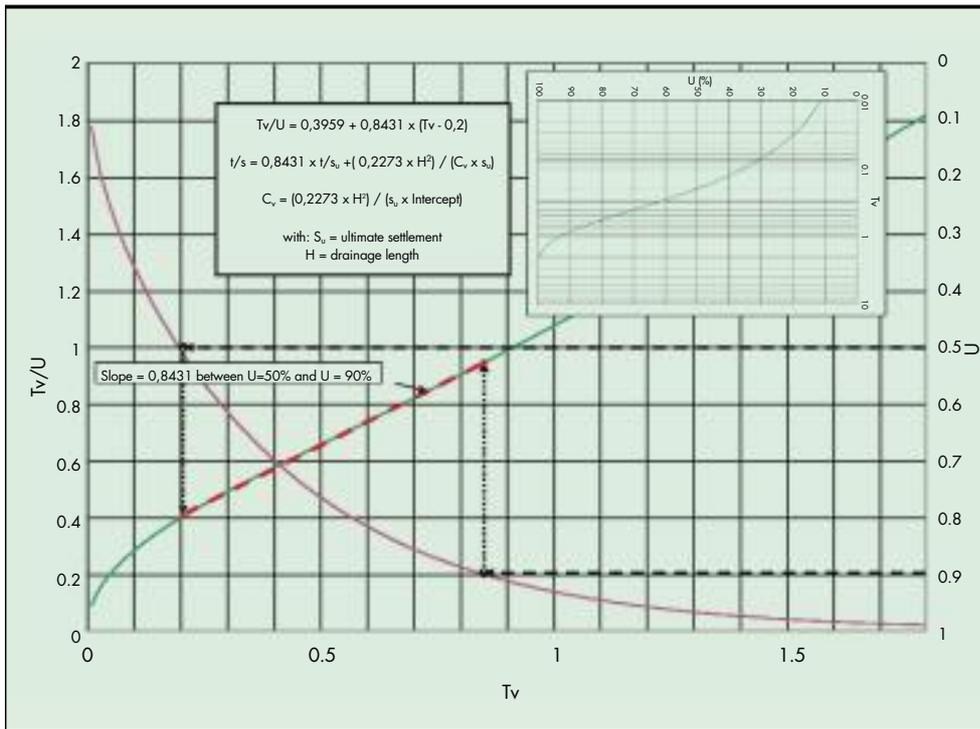


FIGURA 15. Gráfica del método hiperbólico.

drenes verticales y sobrecarga. El método ha sido ampliamente empleado y discutido por otros como Matyas et al (1996) y Arulrajah (2004). En este caso, el método hiperbólico conduce a asumir que los asientos de consolidación primaria son lineales en una gráfica (asiento/ tiempo vs tiempo) con un coeficiente de linealidad de 0.8431 que es el coeficiente de linealidad de una curva entre $U= 50\%$ y 90% de consolidación en la gráfica $T_v/U = F(T_v)$, como se muestra en la Figura 15.

Los asientos últimos estimados mediante este método son los asientos debidos a la consolidación primaria y no tiene en cuenta la consolidación secundaria (“creep”) que tendrá lugar a largo plazo.

Si la precarga se mantuviera durante 30 o 50 años, dicha consolidación secundaria provocaría asientos adicionales cuya magnitud dependería del comportamiento durante consolidación secundaria de las arcillas limosas.

Debemos tener en cuenta que hay tres fenómenos diferentes que tienen lugar durante la precarga y que también tendrán lugar después:

- Asientos debidos a la consolidación primaria puramente vertical.
- Asientos adicionales debidos a deformaciones laterales inducidas por consolidación primaria lateral → Están incluidos en el análisis hiperbólico porque son todavía consolidación primaria.
- Asientos debidos a consolidación secundaria, la mayor parte de los cuales tiene lugar a muy largo tiempo.

La aplicación del método hiperbólico proporciona una clara y consistente estimación de los asientos últimos de consolidación primaria (incluida la parte causada por las deformaciones horizontales del bloque de terreno sometido a la precarga).

El método fue utilizado en los 5 tanques durante la instrumentación de la precarga. La Figura 16 muestra el ejemplo de la aplicación del método para el tanque T505 y la Tabla 2 recoge un resumen de los valores de los asientos y el grado de consolidación estimados durante la precarga.

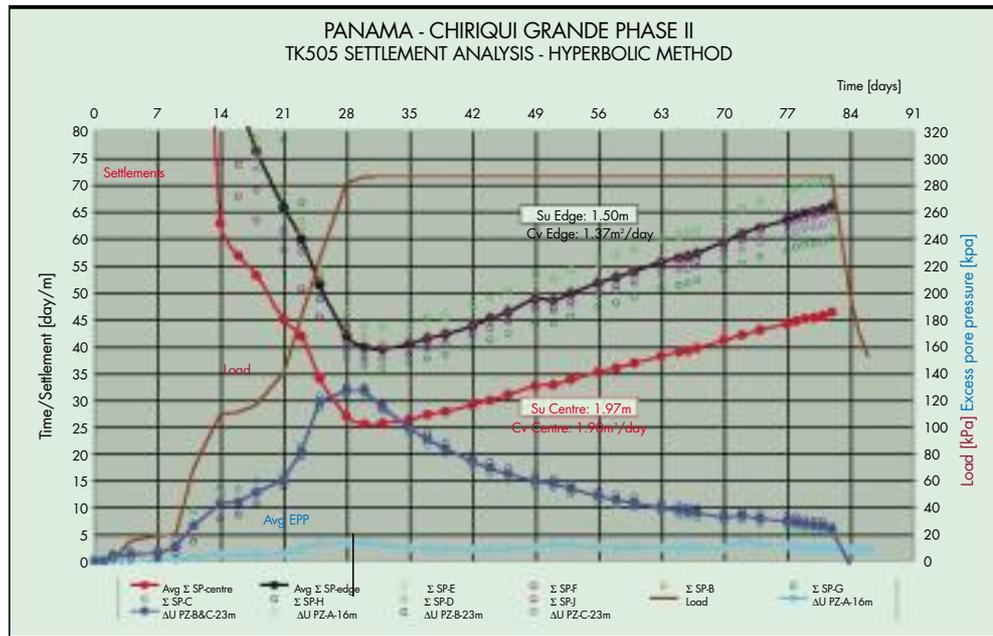


FIGURA 16. Gráfica método hiperbólico T505.

Changuinola - Oil Terminal - Tentative back analysis and creep prediction							
Tank #		503	504	505	506	507	Averages
Geometry	Treatment base elevation (m)	-27.0	-26.5	-27.0	-27.0	-26.5	-26.8
	Demucking base elevation (m)	-3.5	-4.0	-3.5	-4.0	-6.2	-4.2
Preload intensity		310 kPa	292 kPa	286 kPa	300 kPa	294 kPa	296.4
Primary consolidation prediction	Oedometric + lateral unde preload (ult.settlements hyperbolic method)	1.63	1.97	1.92	2.07	1.74	1.86
Settlements	Settlement at end of preloading (centre)	1.55	1.78	1.77	2.05	1.62	1.75
	Settlement at end of preloading (edge)	1.28	1.32	1.24	1.50	1.33	1.33
	Settlement ratio (edge/centre)	0.83	0.74	0.70	0.73	0.82	0.76
	Time elapsed since installation of half of the preload	76 days	70 days	61 days	73 days	71 days	70 days
Degree of consolidation achieved	From settlements	95%	90%	92%	99%	91%	94%
	From pore pressures	96%	96%	90%	91%	90%	93%

TABLA 2. Asientos y consolidación.

En general los asientos son bastantes homogéneos aunque:

- El tanque T503 asentó menos porque las condiciones del terreno son mejores (más arena).
- El tanque T507 también asentó menos que los otros tres tanques debido a que la operación de retirada de material orgánico fue más profunda. (6.2 m frente a los 3.5 a 4.0 m de los otros tanques).
- Asientos en los bordes perimetrales de los tanques son aproximadamente un 70% a 83% de los asientos en el centro de los tanques.
- El grado de consolidación alcanzado, basado en los asientos y reducción de presión intersticial, varía del 90% al 96% para un tiempo de consolidación entre 61 y 76 días (contados desde la instalación de la mitad de la precarga hasta el principio de la descarga).

11. CONCLUSIONES

Basados en el análisis de los resultados durante la precarga creemos que se ha implementado de manera exitosa la mejora del terreno y la precarga en los 5 tanques:

1. Los asientos de precarga requeridos se han alcanzado, proporcionando un grado de consolidación medio del 93% bajo un precarga que representa el 140% de la futura carga de servicio.
2. El asiento de precarga se ha alcanzado dentro del tiempo de precarga previsto, razonablemente de acuerdo con los parámetros de consolidación estimados.

Por otra parte un detallado análisis de los resultados de la precarga proporciona la siguiente información:

3. Cuanto más arenosa y compacta es la capa superior, menor es el asiento general, siendo las capas inferiores tratadas solamente con mechas drenantes el origen de asientos relativamente homogéneos.
4. Cuanto más arenosa es la capa superior, mayor es la mejora del terreno virgen alrededor de las columnas de grava, variando dicha mejora entre un 20% para las condiciones más limosas (tanques T505 y T506) hasta un 126% para las situación más arenosa (tanque T503), mientras que en los tanques T504 y T507 muestran un comportamiento intermedio con aproximadamente un factor de mejora del 50% en el terreno alrededor de las columnas.
5. El fenómeno de expansión lateral tiene un papel bastante significativo y añade de un 10% a un 25% de asiento a los asientos puramente confinados.

6. Dicha variación es función de la combinación de la mayor rigidez de la capa superior (columnas de grava y mechas drenantes) y la menor rigidez de la capa inferior (solamente con mechas drenantes).

12. AGRADECIMIENTOS Y COLABORACIONES

Reconocemos y agradecemos su colaboración y participación junto a Rodio Swissboring (Grupo Rodio Kronsa) en este proyecto a:

- Petroterminal de Panamá S.A. la propiedad del proyecto.
- CBI Contratista principal.
- Balineau (colaboración para la instalación de mechas drenantes).
- The Vibroflotation Group (diseño, asistencia técnica y suministro de repuestos y personal especializado).
- Soldata (asistencia técnica en la instrumentación).

13. REFERENCIAS

- Arulrajah, A., Nikraz, H. and BO, M.W. (2004). Observational method of assessing improvement in marine clay. *Ground Improvement* 8, No. 151-169.
- Google Earth (fotografía fechada 4-12-07).
- Johnson, D. and Debats J.M.,(2002). Design, execution and assessment of the performance of vibrocompaction works at Penny's Bay Hong Kong. *Proc. 4th Int. Conference on Ground Treatment Techniques*, March 2002, Kuala Lumpur, Malaysia, 785-794.
- Matyas, E.L and Rotherbarg, L..(1996). Estimation of total settlement of embankment by field measurements. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 33.
- Mueser Rutledge Consulting Engineers (2008) *Getechnical Data Report Proposed Tanks 503-507 Chiriqui Grande, Panama*.
- Tan T.S., Inoue T, and Lee, S.L. (1991) Hyperbolic method for consolidation analysis. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(11): 1723-1737.
- Tan S.A (1995) Validation of hyperbolic method for settlement in clay with vertical drains. *Soil and Foundation*, 35. No.1. 101-113.
- Terzahi K, Peck R.B (1967) *Soil mechanics in engineering practice*. Second edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.
- The Vibroflotation Group brochure.

Modelo físico de agitación y barcos atracados. Ampliación del Puerto de Castellón

LÁZARO REDONDO REDONDO (*), ANTONIO BAONZA GONZÁLEZ (**)
y RAMÓN GUTIÉRREZ SERRET (***)

RESUMEN El presente artículo recoge los estudios de agitación y barcos atracados en modelo físico 3D 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.

PHYSICAL MODEL OF AGITATION AND MOORED SHIPS. EXPANSION OF THE CASTELLÓN HARBOUR

ABSTRACT *This article describes the studies of agitation and moored ships in a 3D physical model (Phase 2 of the southern extension of Castellón harbour). It explains the work, the analysis of results and fundamental Conclusions.*

Palabras clave: Ensayos en modelo físico, Agitación, Barcos atracados, Castellón, CEPYC.

Keywords: Physical model, Agitation, Moored ships, Castellón harbour.

1. 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 se realizaron 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. En la Figura 1 se muestra el modelo físico en la Fase 2.

Partiendo de la configuración correspondiente a la Fase 2 definida en el Plan Director de la Ampliación Sur del Puerto de Castellón, se han estudiado 3 alternativas del diseño en planta, diferenciadas por la longitud de prolongación del Dique Este para esta Fase 2.

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 y en los ensayos de barcos atracados se ha analizado el comportamiento de un buque portacontenedores de 4.000 TEUS situado en dos atraques del Muelle de Ribera.

El estudio se llevó a cabo en un modelo físico a escala 1:100 en el que se representaron diversas alternativas 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 $T_p = 9$ y 11 s, sector SE con $T_p = 7$ s y sector S con $T_p = 5$ s, representantes de unas características medias y extremas (estas sólo en el caso del sector E+ENE con $T_p = 11$ s), que se consideran las más relevantes de cara a conseguir el objetivo del presente estudio. El modelo fue construido en las instalaciones que el Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX tiene para tal efecto en su Laboratorio de Experimentación Marítima. Se realizaron 3 ensayos de agitación de la configuración inicial y 12 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 realizaron un total de 49 ensayos.

(*) Ingeniero Naval. Coordinador de programa técnico y científico del Laboratorio de Experimentación Marítima. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Email: lazaro.redondo@cedex.es

(**) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Coordinador de programa técnico y científico del Laboratorio de Experimentación Marítima. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Email: antonio.baonza@cedex.es

(***) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director del Laboratorio de Experimentación Marítima. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Email: ramon.m.gutierrez@cedex.es

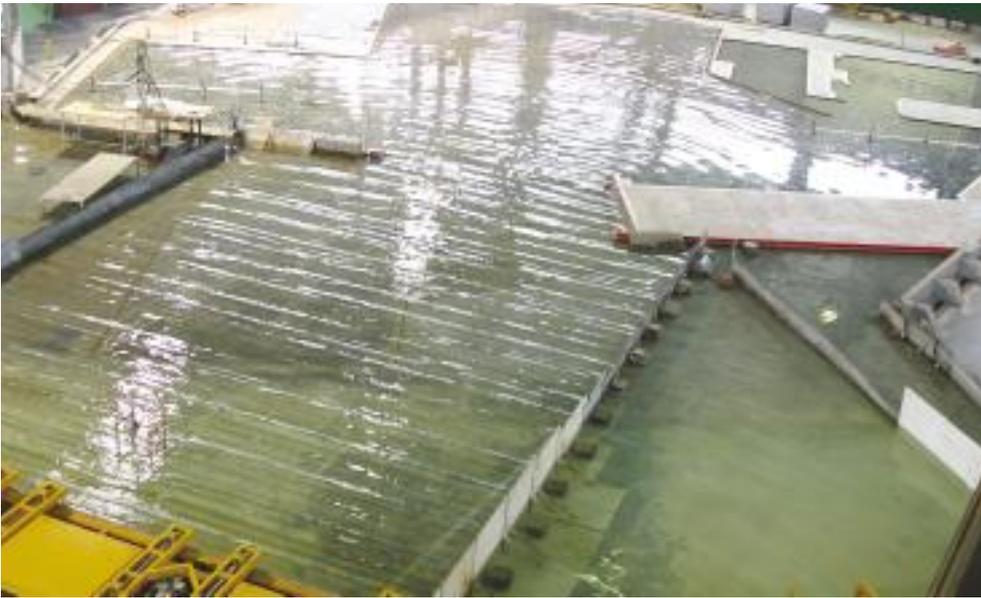


FIGURA 1. Modelo físico, Fase 2, Alternativa 1.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

2.1. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

La definición de las dimensiones del modelo físico se calcularon, una vez fue seleccionada la escala, 1:100, teniendo en cuenta la zona objeto de estudio y la superficie adicional necesaria para la colocación de las paletas generadoras de oleaje que permitió el desarrollo de éste. En este sentido, fueron limitaciones importantes la superficie disponible en la instalación de ensayos y la capacidad de los equipos de generación y medida de oleaje.

La construcción del modelo tridimensional del Puerto de Castellón se llevó a cabo utilizando la técnica de los alambres. Es decir, las batimétricas se reprodujeron con alambre de acero, y se fijaron soldándolas sobre varillas verticales de longitud correspondiente a la profundidad en cuestión. Posteriormente, se rellenó la zona inferior con grava hasta una pequeña distancia de la superficie, disponiendo una capa de

mortero de cemento en los últimos 5 cm. Una vez alisada, reproducirá la geometría del fondo, consiguiendo un buen acabado para reducir al mínimo la fricción.

Las instalaciones del puerto (espigones, diques, dársenas, etc.) se reprodujeron con diferentes materiales y métodos de construcción. Se utilizaron bloques o piedras de pesos y dimensiones calibradas para los diques, y los muelles se construyeron con ladrillos y cemento. Se dispusieron elementos desmontables que redujeron drásticamente el tiempo en las prolongaciones del Dique del Este.

Un hecho decisivo en la técnica de modelos es la adecuada calibración de las reflexiones, que tienen lugar en condiciones muy diferentes a las de prototipo. Por ello, se dispusieron elementos antirreflejantes en los límites del modelo, que permitieron una correcta reproducción de los fenómenos influyentes en la propagación del oleaje. Estos consistieron en mantas de fibra de coco. En la Figura 2 se muestra el modelo físico en fase de construcción.

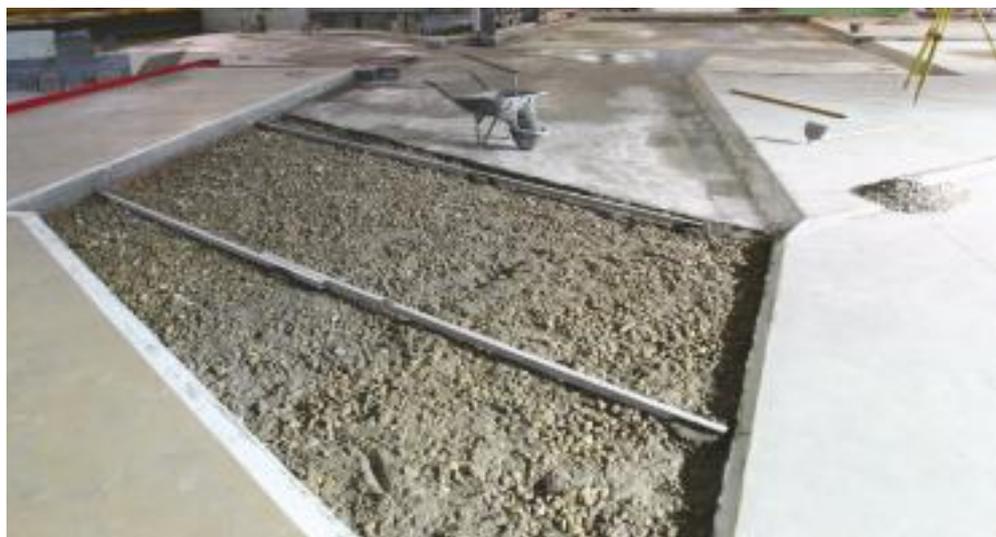


FIGURA 2. Modelo físico en construcción.

Dirección en aguas profundas	Dirección (d=-15 m)	T _p (s)	f _α	f _τ	H _s (m)	γ	K _{rs}	WEIBULL	
								B	C
S	E-85°-S	5	0,0534	0,6799	2,0	3,3	0,86	0,392	1,588
SE	E-42°-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	0,88	0,605	1,252
		11	0,3215	0,0795	3,0	7,0	0,84	1,248	1,701

TABLA 1. Oleajes.

2.2. OLEAJES

Los oleajes utilizados en los ensayos fueron ajustados a espectros tipo JONSWAP, con las características indicadas en la Tabla 1 y sus características fueron obtenidas 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 aguas profundas se llevó a cabo a partir de la serie histórica de oleaje sintético del punto de malla WANA, situado en las coordenadas 44,0°N - 0,125°E. La dirección de incidencia de los sectores activos establecidos en la zona de estudio fue definido como una media ponderada de los resultados de propagación correspondientes a cada uno de los sectores representativos en aguas profundas.

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.

Para el sector direccional E+ENE se consideraron dos periodos, siendo el periodo inferior el que caracteriza el régimen medio y el mayor representante de condiciones extremas.

2.3. CONFIGURACIONES EN PLANTA ENSAYADAS

En este artículo se analizarán, únicamente las 3 alternativas de la Fase 2 de la ampliación sur del Puerto de Castellón, según se ha expuesto anteriormente, resultantes de las modifi-

caciones 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 donde se realizaron los ensayos del buque atracado. El Muelle de Ribera 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 correspondieron a las 3 actuaciones sobre la prolongación del Dique Este manteniendo en todo caso la orientación, fueron las siguientes:

Fase 2. Alternativa 1: sin prolongación, lo que se corresponde con la situación prevista inicialmente para la Fase 2. En las Figuras 1 y 3 se muestra el detalle.

Fase 2. Alternativa 2: Longitud de prolongación de 229 m. En este caso, el morro del dique se sitúa en el borde del canal de acceso. En las Figuras 3 y 4 se muestra el detalle de esta Alternativa.

Fase 2. Alternativa 3: Longitud de prolongación de 358 m. Es la longitud definida inicialmente en el proyecto para las fases constructivas posteriores a la Fase 2. En las Figuras 3 y 5 se muestra el detalle.

Las tres alternativas, se analizaron bajo la acción de los oleajes más influyentes en la zona. Se realizaron ensayos adicionales, con el oleaje del sector direccional E+ENE y dos periodos de pico, T_p = 9 y 11 s con varias longitudes de prolongación del Dique Este de valores intermedios entre los arriba indicados. Estos ensayos adicionales tenían por



FIGURA 3. Descripción de las Alternativas.



FIGURA 4. Vista general del modelo físico. Fase 2, Alternativa 2.



FIGURA 5. Vista general del modelo físico. Fase 2, Alternativa 3.

objeto analizar la influencia de la prolongación progresiva del Dique Este en el grado de agitación en la zona donde se realizaron los ensayos de buques atracados, una vez que los resultados obtenidos en estos últimos, aparentemente contradictorios (resultados con el dique de 229 m peores que sin la 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.

2.4. ENSAYOS DE AGITACIÓN

Los ensayos de agitación consistieron en medir la elevación de la capa de agua en una malla de puntos (Figura 7) que posteriormente fueron relacionados con el punto de referencia, donde se midió el oleaje con el que se alimentó el modelo físico en cada toma de datos. La interpretación de los resultados obtenidos se realizó analizando los valores de los coeficientes de agitación k_i , definidos como la relación entre la altura de ola significativa en un punto considerado, H_{si} , y la altura significativa de referencia, H_{so} , medida en un punto exterior al puerto, generalmente frente a la paleta: $k_i = H_{si} / H_{so}$.

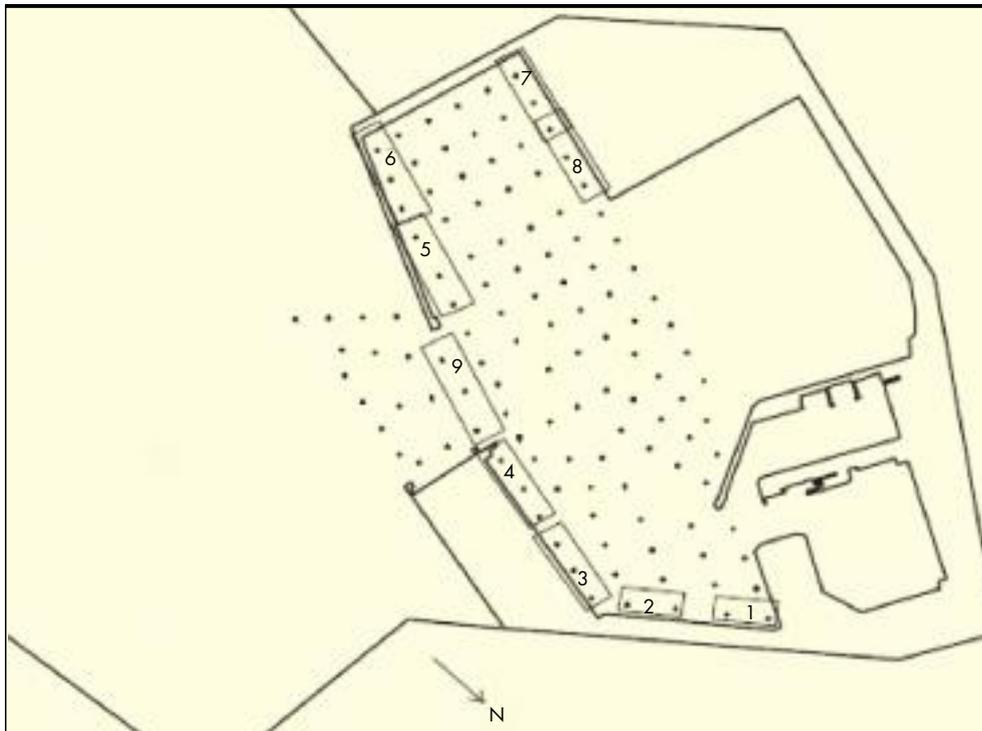


FIGURA 6. Zonas de estudio seleccionadas.

Una vez se obtuvieron los valores de los coeficientes de agitación se dibujaron, para cada caso, las curvas de isoagitación. Estas curvas, determinaron las zonas en las que la agitación está comprendida entre determinados valores, de manera que se apreció claramente cómo se distribuyó 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 6) 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 (kH_{medio}) y máximo ($kH_{máx}$). Igualmente, se obtuvieron las desviaciones estándar de tales valores, para comprobar si existía alguna dispersión significativa en las zonas consideradas. Esta metodología facilitó la comparación de los resultados obtenidos en cada alternativa estudiada.

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

TABLA 2. Descripción de las zonas.

2.5. 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.

De acuerdo con el buque tipo, sus disposiciones de amarras y defensas y los dispositivos de ensayo, se midieron y almacenaron las series temporales de las distintas variables definitivas del comportamiento del buque atracado. Concretamente: oleaje exterior, movimientos del buque (vaivén, deriva, guiñada, alteada, cabeceo y balance), fuerzas en las amarras (largo de proa, spring de proa, través de proa, largo de popa, spring de popa, través de popa) y reacciones en las defensas, para su posterior análisis.

2.5.1. Dispositivos de ensayo

Las características de las amarras y de las defensas se modelizan en base a las propiedades elásticas de varillas y pletinas de acero respectivamente. La unión de las amarras a sus puntos correspondientes en las cubiertas de los modelos de los buques se lleva a cabo por medio de hilos inextensibles.

El contacto entre el modelo a escala del buque y las pletinas de acero que reproducen las defensas se produce en un tetón de metacrilato adherido en una sección concreta de cada pletina.

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 li-

neales, 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 captosres 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 desarrrollado.

Los distintos captosres 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).

2.5.2. Modelo de buque

La construcción del buque tipo ensayado, así como el ajuste de sus parámetros dinámicos característicos (alturas meta-céntricas, inercia, periodos propios de balance, arfada y cabeceo, etc.) fue realizada, conforme a la ley de semejanza de Froude.

Se ha analizado el comportamiento de un buque portacontenedores de 4.000 TEUS atracado en el Muelle de Ribera, sometido a la acción de los oleajes procedentes del sector direccional E+ENE con los dos periodos de pico $T_p = 9$ y 11 s y en las 3 alternativas definidas anteriormente. Para cada atraque en concreto 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.

El buque tipo ensayado fue un portacontenedores de unos 4.000 TEUS, a plena carga. Las dimensiones y características de este buque fueron las indicadas en la Tabla 3.

Eslora entre perpendiculares (m)	210,0
Eslora total (m)	218,2
Manga (m)	28,3
Calado (m)	9,3
Desplazamiento (t)	38.095,0

TABLA 3. Dimesiones principales del buque.

2.5.3. 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. La Figura 7 muestra un esquema de la distribución de las líneas de amarre.

El portacontenedores fue ensayado en las diversas alternativas de la Fase 2, en los atraques Norte y Sur del Muelle de Ribera, 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 de polipropileno.
- 4 traveses a proa y 4 a popa de polipropileno.
- 3 Springs a proa y 3 a popa de polipropileno.

Para todas ellas se tomaron amarras de polipropileno de mena 12'' (97 mm de diámetro).

2.5.4. 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 está previsto montar parejas de defensas HZ 1700-L2000, que poseen una carga de trabajo de 313 t.

3. RESULTADOS

3.1. EXCEDENCIAS OBTENIDAS DE AGITACIÓN

El comportamiento de cada una de las situaciones de ensayo se evalúa a partir de los coeficientes de agitación, k_i , de la distribución de las curvas de isoagitación y por los valores medios y máximos del coeficiente de agitación en las distintas zonas de medida seleccionadas. En la Figura 7 y en la Tabla 3 se ha presentado un esquema del puerto con las zonas estudiadas.

La direcciones de oleaje consideradas en el modelo para la disposición de las paletas a la profundidad de 15 m, como ya se ha comentado, fueron las siguientes:

- E: Para simular los oleajes del sector direccional E+ENE, con $T_p = 9$ y 11 s.
- E-42°S: Para simular los oleajes del sector direccional SE, con $T_p = 7$ s.
- E-85°S: Para simular los oleajes del sector direccional S, con $T_p = 5$ s.

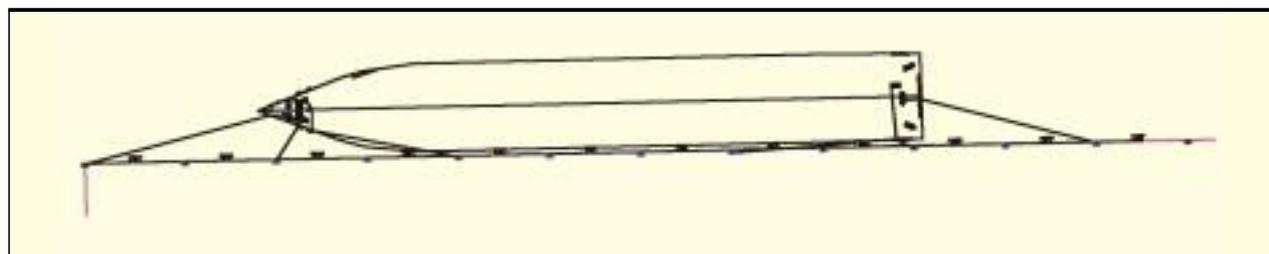


FIGURA 7. Configuración de amarre del portacontenedores.

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 mejora de la agitación en lo que se refiere al comportamiento de las zonas del puerto actual.

3.1.1. Fase 2, Alternativa 1

Dirección E+ENE; $T_p = 9$ s

Se obtuvieron coeficientes de agitación altos en la zona sur de la nueva dársena y con agitación irregular debido a las reflexiones en el Muelle de Ribera y en el paramento interior del contradique.

En la zona central la agitación fue muy alta, superando los coeficientes el valor 1,15 en algunos puntos. En las zonas de interés, el menor valor medio, $k_i = 0,10$, se produce en la zona sur del Muelle de Levante Exterior y el máximo, $k_i = 0,31$, en la zona norte del muelle adosado al contradique.

En la Bocana el coeficiente de agitación medio fue, $k_i = 0,89$.

Dirección E+ENE; $T_p = 11$ s

Al aumentar el periodo del oleaje respecto al anterior, también lo hacen los coeficientes de agitación, por lo que se obtuvieron coeficientes de agitación altos en la zona sur de la nueva dársena y, de nuevo, con agitación irregular debido a las reflexiones en el Muelle Sur y en el paramento interior del Contradique.

En la zona central, al igual que en el caso anterior, la agitación es muy alta, superando los coeficientes el valor 1,15 en algunos puntos.

En las zonas de interés, el menor valor medio, $k_i = 0,12$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y los máximos, $k_i = 0,38$ y $0,39$, en las zonas norte del Muelle de Ribera y del Muelle adosado al Contradique, respectivamente.

En la Bocana el coeficiente de agitación medio fue, $k_i = 0,89$.

Dirección SE; $T_p = 7$ s

Los coeficientes de agitación fueron del orden de los obtenidos para el oleaje del E con el periodo $T_p = 9$ s en la zona norte del área abrigada (situación actual del puerto) y disminuyeron en las zonas sur y central.

El valor inferior de los coeficientes de agitación, $k_i = 0,11$, se produjo en las zonas sur del Muelle de Levante Exterior y del Muelle adosado al Dique Este y el máximo valor, $k_i = 0,24$, se presenta en la zona norte del Muelle de Ribera.

En la Bocana el valor medio de la agitación fue $k_i = 0,77$.

Dirección S; $T_p = 5$ s

La zona norte del puerto se encontraba poco abrigada frente a esta dirección de oleaje por lo que, en general, los coeficientes de agitación en esta parte fueron bastante elevados.

En la zona sur del puerto los coeficientes fueron inferiores, aunque relativamente altos ya que a pesar de que esta zona sur se encontraba muy abrigada frente a estos oleajes, el tramo situado en la cabecera del Muelle adosado al Dique Este reflejó el oleaje hacia la zona sur incrementando la agitación.

En la zona central los coeficientes fueron muy inferiores a los obtenidos en los casos anteriores.

El menor valor del coeficiente de agitación medio, $k_i = 0,10$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el máximo, $k_i = 0,23$, en la zona sur del Muelle de Levante Exterior y en el Muelle adosado al Contradique en su parte norte.

En la Bocana el valor medio obtenido fue, $k_i = 0,75$.

3.1.2. Fase 2, Alternativa 2

Dirección E+ENE; $T_p = 9$ s

Los coeficientes de agitación mejoraron en las zonas central y norte mientras que aumentaron en la zona sur, respecto al caso correspondiente de la Alternativa 1.

Los efectos conjuntos del oleaje "atrapado" en el borde derecho del canal de acceso y la doble difracción en los morros del Dique Este y del Contradique, para este oleaje concreto, produjeron un incremento de la agitación en la toda zona sur a pesar de que con la prolongación del Dique Este el resto del puerto se encontraba más abrigado.

El menor valor del coeficiente de agitación medio, $k_i = 0,08$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el mayor, $k_i = 0,38$, en la parte norte del Muelle de Ribera.

En la Bocana se obtuvo un coeficiente de agitación medio de valor, $k_i = 0,53$.

Dirección E+ENE; $T_p = 11$ s

Se puede comentar lo mismo que en el caso anterior si se compara con el correspondiente de la Alternativa 1, pero, en este caso, la mejora de la agitación en las zonas central y norte no es tan importante como en el caso de esta dirección de oleaje con el periodo $T_p = 9$ s.

El grado de agitación en toda la zona sur fue más elevado que en el mismo caso de la Alternativa 1. Los valores de los coeficientes de agitación fueron, el menor, $k_i = 0,10$, en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el mayor, $k_i = 0,41$, en la zona norte del Muelle adosado al Contradique.

El coeficiente de agitación medio en la Bocana fue, $k_i = 0,58$.

Dirección SE; $T_p = 7$ s

En términos generales los coeficientes de agitación obtenidos se pueden considerar aceptables, sin que se aprecien zonas de acumulación de energía.

Se presentó mejor comportamiento en la zona norte del puerto que en la sur, ya que el oleaje difractado en el morro del Dique Este se reflejó en el tramo en talud del cabecero del Muelle adosado a dicho dique haciendo que parte de la energía incidente se dirija hacia la zona sur incrementando la agitación.

El valor inferior de los coeficientes de agitación, $k_i = 0,07$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el máximo valor, $k_i = 0,18$, se presentó en la zona norte del Muelle de Ribera.

En la Bocana, el valor medio de la agitación fue $k_i = 0,65$.

Dirección S; $T_p = 5$ s

En la zona norte del puerto se obtuvieron coeficientes de agitación muy altos ya que el nivel de abrigo para esta zona es escaso, sin embargo en la zona sur del puerto y en la zona central los coeficientes fueron aceptables.

El valor más bajo de los coeficientes de agitación medios es $k_i = 0,14$ y se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este. El máximo coeficiente, $k_i = 0,47$, se produjo en la zona sur del Muelle de Levante Exterior.

En la Bocana el valor medio obtenido fue, $k_i = 0,82$.

3.1.3. Fase 2, Alternativa 3.

Dirección E+ENE; $T_p = 9$ s

Los coeficientes de agitación en la zona norte fueron muy bajos siendo algo elevados en las zonas central y sur, aunque muy inferiores a los correspondientes a este oleaje en las alternativas anteriores.

La situación y orientación del borde izquierdo del canal de acceso contribuyo a incrementar la agitación en la zona sur del puerto.

El menor valor del coeficiente de agitación medio, $k_i = 0,07$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el mayor, $k_i = 0,22$, en la parte norte del Muelle adosado al Contradique.

En la Bocana, muy abrigada, se obtuvo un coeficiente de agitación medio, $k_i = 0,27$.

Dirección E+ENE; $T_p = 11 s$

Se obtuvieron resultados análogos al caso anterior aunque con valores de los coeficientes de agitación mayores en la zona central y menores en la zona sur, siendo del mismo orden en la zona norte.

Los valores de los coeficientes de agitación estaban comprendidos entre, $k_i = 0,06$, en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el mayor, $k_i = 0,21$, en la zona norte del Muelle adosado al Contradique.

El coeficiente de agitación medio en la Bocana fue, $k_i = 0,32$.

Dirección SE; $T_p = 7 s$

Los coeficientes de agitación obtenidos se pueden considerar aceptables en las zonas norte y sur mientras que en la zona central el grado de agitación fue alto.

Como en el caso anterior, el borde izquierdo del canal de acceso contribuyo en cierta medida al alto nivel de agitación que se produjo en esta zona.

El valor más bajo de los coeficientes de agitación, $k_i = 0,06$, se produjo en la zona sur del Muelle adosado al Dique Este y el máximo valor, $k_i = 0,15$, se presento en las zonas norte del Muelle adosado al Contradique y del Muelle de Ribera.

En la Bocana, el valor medio de la agitación fue $k_i = 0,46$

Dirección S; $T_p = 5 s$

Se obtuvieron coeficientes de agitación altos en la zona norte del puerto ya que, como se ha comentado anteriormente, el nivel de abrigo para esta zona es escaso aunque ahora es algo mayor que en el caso de la alternativa 2.

En las zonas sur y central del puerto, los coeficientes se pueden considerar aceptables. El valor más bajo de los coeficientes de agitación medios es $k_i = 0,14$, se produjo en tres zonas: la zona sur del Muelle adosado al Dique Este; la zona sur del Muelle adosado al Contradique; y en la zona norte del Muelle de Ribera. El máximo coeficiente, $k_i = 0,36$, se dió en la zona norte del Muelle adosado al Dique Este.

En la Bocana el valor medio obtenido fue, $k_i = 0,85$.

3.2. OPERATIVIDAD DE LOS ATRAQUES

La determinación de la operatividad de los muelles se realiza de acuerdo con los resultados de los ensayos en modelo físico a escala reducida de barcos atracados, 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 fac-

Buque	Amarras	Defensas
Portacontenedores (PC 210)	68,4 t	626,0 t

TABLA 5. Cargas admisibles en amarras y defensas.

tores, del tipo de buque, de la mercancía y de los medios de carga y descarga disponibles. En la Tabla 4 se presentan los valores utilizados en este trabajo, basándose en los establecidos por el Grupo de Trabajo n° 24 de la Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC) en su Informe Final de 1995, para diferentes tipos de buques.

En cuanto a las fuerzas admisibles en las amarras y en las defensas, se adoptaron los valores de sus respectivas cargas de trabajo, las cuales, se resumen en la Tabla 5.

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 significativa del oleaje (H_s) – amplitud admisible del movimiento.
- Altura significativa del oleaje (H_s) – 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 significativa 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 6 se muestran las alturas de ola límites en el exterior del puerto, a una profundidad de 15 m, que producen las amplitudes máximas admisibles de cada movimiento.

En la Tabla 7 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.

Las amarras y defensas no sobrepasaron sus respectivas cargas de trabajo.

TABLA 4. Valores admisibles de los movimientos del buque.

Buque	Vaivén	Deriva	Guiñada	Alteada	Cabeceo	Balance
Portacontenedores	1 m	0.6 m	1 °	0.8 m	1 °	3 °

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 6. Alturas de ola significativa límite (m) para cada movimiento. Muelle de 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	3,3
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 7. Amplitudes durante 8 horas ininterrumpidas de permanencia. Muelle de Ribera N y S. Alternativas 1, 2 y 3.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en los ensayos permiten elaborar las siguientes conclusiones:

4.1. AGITACIÓN

4.1.1. 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. z

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 ($k_i = 0,31$), 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 fueron 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 (H_s)_{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 (H_s)_{límite} = 0,50 m, muy bajos (del orden de 3 días/año), siendo prácticamente nulos para la altura de ola (H_s)_{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 (H_s)_{límite} = 0,50 m y (H_s)_{límite} = 0,75 m, prácticamente nulos.

En el Muelle adosado al contradique, cuyos atraques van destinados a buques de gases licuados, las excedencias de $(H_s)_{\text{límite}} = 1,00$ m son nulas.

4.1.2. 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 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 $(H_s)_{\text{límite}} = 0,50$ m, muy bajo y prácticamente nulo para la excedencia de $(H_s)_{\text{límite}} = 0,75$ m. S En el Muelle adosado al contradique, las excedencias de $(H_s)_{\text{límite}} = 1,00$ m son, al igual que para la Alternativa 1, nulas.

4.1.3. 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 si 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.

4.2. BARCOS ATRACADOS

En todos los atraques ensayados se obtuvo una operatividad aceptable, observando en todos ellos que los mejores resultados se obtuvieron 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.

4.2.1. Atraques Norte y Sur del Muelle de Ribera. $T_p = 9$ s.

En las tres alternativas estudiadas, el movimiento crítico que provocaba la menor altura de ola límite admisible fue la deriva. Este movimiento se puede reducir incrementando las líneas de amarre, en particular los traveses.

4.2.2. Atraque Norte del Muelle de Ribera. $T_p = 11$ s.

En las alternativas 1 y 2, el movimiento crítico fue 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 fue la deriva. Para corregir estos valores sirve lo que se ha dicho anteriormente para el oleaje de $T_p = 9$ s de incrementar el número de traveses.

5. REFERENCIAS

- Criteria for movements of moored ships in harbours. Report of Working Group 24. Supplement to Bolletín 88, 1995. Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC). List of Members: H. Smitz, Ole Juul Jensen, S. Heinesen, P. Hebert, G. Viggooson, L. Bolatti Guzzo, S. Ueda, Th. Elzinga, S. Bjordal, H. Moes, J.R. Iribarren, E. Bowers.
- Mooring Equipment Guidelines, 3rd Edition. London. Oil Companies International Marine Forum (OCIMF). Witherby Seamanship International, 2008.
- Models in Hydraulic engineering. Physical principles and Design Applications. P. Novak, J. Cábalka. Pitman, 1981.
- Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. Steven A. Hughes. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. 1993.
- Random Seas and Design of Maritime Structures. Yoshimi Goda. University of Tokyo Press, 1985.
- Ensayos de barcos atracados en modelo físico a escala reducida. Lázaro Redondo Redondo, Antonio Baonza González, Ramón Gutiérrez Serret. Revista Ingeniería Naval, número 878, febrero 2010.

Evolución de la barrera geosintética polimérica de polietileno de alta densidad (PEAD) instalada en la balsa de Plá de Sant Jordi¹

MANUEL BLANCO (*), ENRIQUE SANTARRUFINA (**), FRANCISCA CASTILLO (***),
JESÚS SORIANO (****) y FLORENCIO GARCÍA (*****)

RESUMEN En el año 1989 el antiguo Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación construyó en el municipio de Palma de Mallorca la balsa de Plá de Sant Jordi que se impermeabilizó con una barrera geosintética polimérica a base de polietileno de alta densidad (PEAD). El Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX viene realizando el seguimiento de dicha geomembrana extrayendo muestras, periódicamente, en distintas zonas de la balsa para comprobar su estado de conservación. Se presentan los resultados relativos a sus propiedades más importantes desde el punto de vista de su evolución en el tiempo que hacen referencia a resistencia a la tracción, esfuerzo en el punto de fluencia, alargamiento en rotura y en el punto de fluencia, resistencia al desgarro, resistencia al punzonamiento estático, doblado a bajas temperaturas, dureza Shore-D, resistencia mecánica a la percusión, resistencia de la soldadura tanto por tracción como por pelado, contenido y dispersión de negro de humo, microscopía óptica de reflexión y microscopía electrónica de barrido.

EVOLUTION OF THE POLYMER GEOSYNTHETIC BARRIER OF HIGH DENSITY POLYETHYLENE (HDPE) INSTALLED ON THE RESERVOIR OF PLÁ DE SANT JORDI

ABSTRACT In 1989 the old Ministry of Agriculture, Fishing and Food built the reservoir of Plá de Sant Jordi, where it used a polymer geosynthetic barrier based on high density polyethylene (HDPE) in the municipality of Palma de Mallorca. The Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX ongoing monitoring of the geomembrane extracting samples, periodically, in different parts of the reservoir to check their state of conservation.

Relating to their most important properties results are presented from the point of view of its evolution in the time referring to tensile strength, effort at the point of yield point, elongation at break and at the yield point, tear resistance, dynamic impact, low temperatures folding, puncture resistance, Shore-D hardness, joint strength (shear and peeling test), content and dispersion of carbon black and, reflection optical microscopy and scanning electron microscopy.

Palabras clave: Geomembrana, Impermeabilización, Polietileno.

Keywords: Geomembrane, Waterproofing, Polyethylene.

1. INTRODUCCIÓN

El polietileno de alta densidad se está empleando, con profusión, en España desde hace dos décadas y, en la actualidad, es

la geomembrana sintética más utilizada. Las balsas más antiguas se ubicarían, quizás, en la Comunidad de Castilla-León; no obstante, Balsas de Tenerife (BALTEN) construiría, en el año 1991, las dos primeras estructuras con este material en el

(1) Parte de este artículo constituyó una comunicación al III Simposio Nacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas celebrado en el ámbito del III Congreso Nacional de Impermeabilización (Barcelona, 2010).

(*) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX). Email: mblanco@cedex.es

(**) Ingeniero Agrónomo. Coordinador de Obras y Proyectos en las Islas Baleares. Dirección General del Agua. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. Email: esantarr@mapya.es

(***) Doctora en Ciencias Químicas. Jefe de Servicio del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX). Email: Francisca.Castillo@cedex.es

(****) Doctor en Ciencias Geológicas. Coordinador Técnico Científico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX). Email: Jesús.Soriano@cedex.es

(*****) Ingeniero Técnico en Topografía. Jefe Sección Técnica. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX). Email: fgarcia@cedex.es



FIGURA 1. Geomembrana de PEAD en la balsa de Plá de Sant Jordi.

sur de la isla concretamente, las de San Isidro y Valle de San Lorenzo. Posteriormente, Baleares, Andalucía, Comunidad Valenciana, Región de Murcia, Levante, País Vasco, La Rioja, Galicia y Castilla La Mancha seguirían el ejemplo.

En este caso, nos centraremos, en la balsa de Plá de Sant Jordi, cuya impermeabilización con polietileno de alta densidad (PEAD) es de las pioneras en nuestro país (Figuras 1 y 2). Su construcción se debe a la iniciativa del antiguo Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación; el

agua que almacena es depurada y su utilización es para regadío.

La evaluación periódica de la geomembrana que forma parte del sistema impermeabilizante de esta balsa lo está realizando el CEDEX como consecuencia del convenio establecido con la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. Este trabajo, junto con los realizados con BALTEN, constituye un hito en el conocimiento del comportamiento a la intemperie de geomembranas de PEAD (1-6).



FIGURA 2. Entrada de aguas.



FIGURA 3. Toma de agua flotante.

En este artículo, se presenta el comportamiento en el tiempo de la geomembrana de PEAD instalada en la balsa de Plá de Sant Jordi (Palma de Mallorca). La metodología experimental empleada se encuentra ampliamente detallada en la bibliografía científica (7-10). Las pruebas realizadas durante el mencionado control periódico fueron las siguientes:

- Espesores.
- Características de tracción.
- Resistencia al desgarro.
- Dureza Shore-D.
- Doblado a bajas temperaturas.
- Resistencia mecánica a la percusión (Impacto dinámico).
- Resistencia a la perforación (Impacto estático).
- Contenido en negro de humo.
- Dispersión del negro de humo.
- Resistencia de la soldadura por tracción.
- Resistencia de la soldadura por pelado.
- Microscopia óptica.
- Microscopia electrónica de barrido.

2. LA Balsa

Las Islas Baleares constituyen una de las zonas españolas donde la construcción de balsas es un fenómeno importante. La isla de Menorca cuenta con las balsas de Es Mercadal, Ciudadela Sur y, en proyecto, Es Castell. Ibiza tiene la balsa de Sa Rota, inicialmente impermeabilizada con poli(cloruro de vinilo) plastificado y reimpermeabilizada con polietileno de alta densidad. En la isla de Formentera existe un proyecto avanzado de construcción de otra balsa. En Mallorca hay una serie de balsas como Capdepera, Inca, Peguera, en construcción Artá y en proyecto Lluchmajor. Todas las bal-

sas mencionadas tienen como base de la impermeabilización al polietileno de alta densidad, como lo tiene la de Plá de Sant Jordi en el ayuntamiento de Palma de Mallorca que se construyó en el año 1989 (Figuras 3 y 4) y cuyas características son las siguientes:

• Capacidad, m ³	360.000
• Altura, m	7,5
• Pendiente de los taludes	2/1
• Perímetro de coronación, m	1.100
• Cota, m	22
• Naturaleza de la geomembrana	PEAD
• Espesor, mm	1,50
• Cantidad de material empleado, m ²	106.000
• Geotextil utilizado	Polipropileno



FIGURA 4. Balsa de Plá de Sant Jordi, zona este.

3. EXPERIMENTAL

Las muestras de geomembrana extraídas a lo largo de los doscientos treinta y cuatro meses que lleva instalada, han conducido a resultados correctos al efectuar la prueba de doblado a bajas temperaturas (-75°C), ya que no se han detectado roturas, agrietamientos u otros síntomas de deterioro en la zona de la flexión.

El ensayo de resistencia mecánica a la percusión ha sido superado por las muestras ensayadas, pues tras lanzar el percutor de 0,5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12,7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm, la barrera geosintética polimérica no sufre perforación en la zona de impacto, como se pone de manifiesto al realizar una posterior prueba de estanquidad.

En la Figura 5 se presenta la evolución de la resistencia a la tracción, mientras que en la Figura 6 se muestra el esfuerzo en el punto de fluencia. Las Figuras 7 y 8, reflejan, respectivamente, el alargamiento en la rotura y en el punto de fluencia

al cabo de los 234 meses de instalada la geomembrana sintética polimérica.

Las Figuras 9 y 10 muestran la variación de la resistencia al desgarro y de la dureza Shore-D, respectivamente, a lo largo del tiempo.

Las Figuras 11 y 12 presentan el comportamiento de la resistencia a la perforación o punzonamiento estático; en la primera de ellas aparecen los valores de carga y, en la segunda se presenta el recorrido del percutor antes de perforar

En todos los casos, las propiedades evaluadas no experimentan variaciones demasiado importantes a lo largo del tiempo transcurrido.

Al llevar a cabo la resistencia de la soldadura por tracción, las probetas han roto en el borde o en las proximidades de la unión, pero fuera de la soldadura propiamente dicha. Los valores alcanzados son bastante elevados como se comprueba en la Tabla 1. Asimismo, la resistencia al pelado presenta unos valores bastante altos como se puede observar en

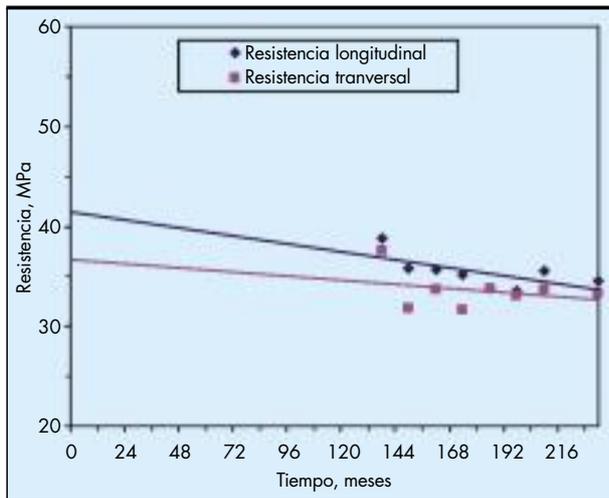


FIGURA 5. Evolución de la resistencia a la tracción, en función del tiempo.

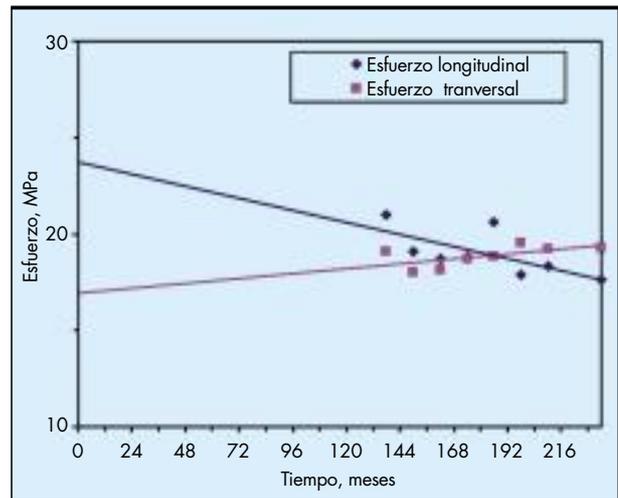


FIGURA 6. Evolución del esfuerzo en el punto de fluencia, en función del tiempo.

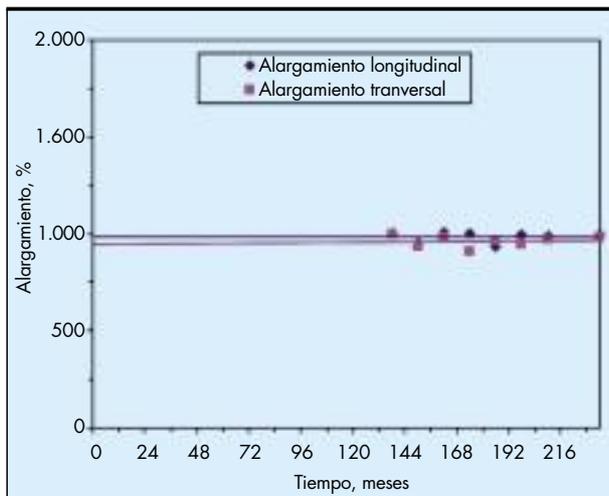


FIGURA 7. Evolución del alargamiento en rotura, en función del tiempo.

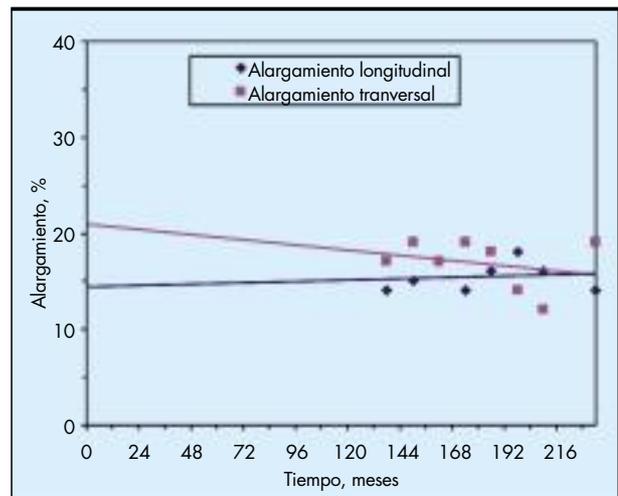


FIGURA 8. Evolución del alargamiento en el punto de fluencia, en función del tiempo.

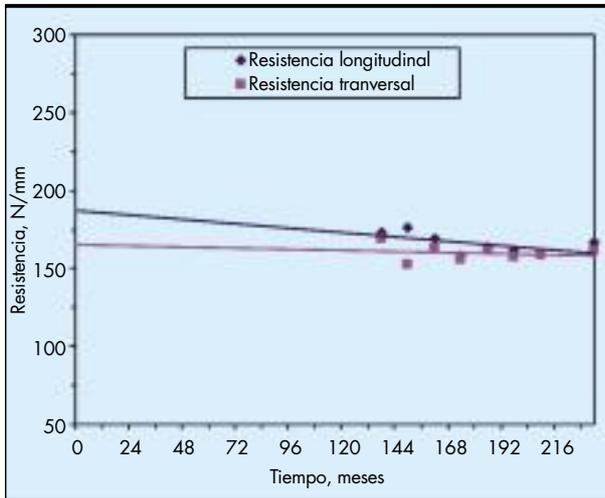


FIGURA 9. Evolución de la resistencia al desgarro, en función del tiempo.

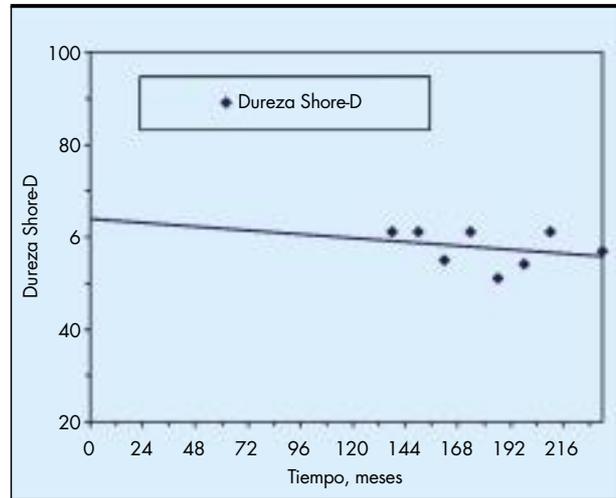


FIGURA 10. Variación de la dureza Shore-D, en función del tiempo.

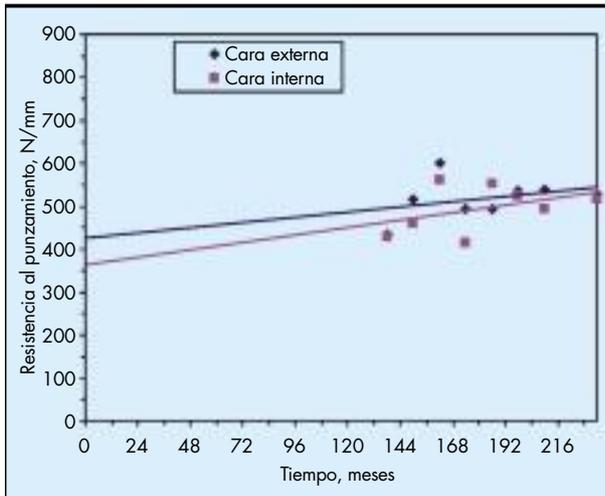


FIGURA 11. Evolución de la resistencia al punzamiento, en función del tiempo.

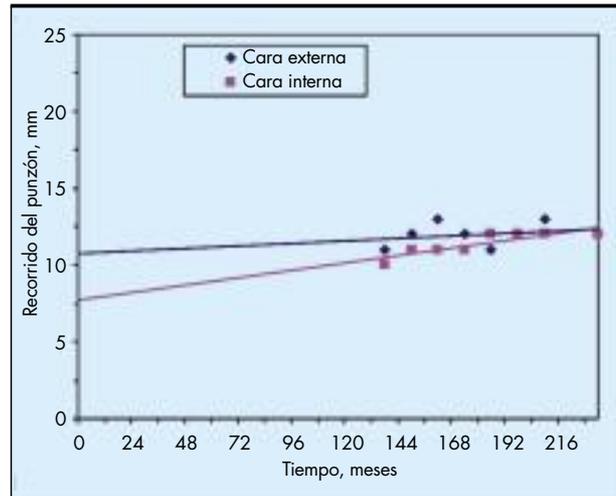


FIGURA 12. Evolución del recorrido del punzón antes de la perforación, en función del tiempo.

TABLA 1. Evolución de la resistencia de la soldadura por tracción.

Meses transcurridos desde la instalación	Carga en soldadura, N		Variación de carga, %	
	En el punto de fluencia	En rotura	En el punto de fluencia	En rotura
138	1.429	1.233	—	—
150	1.427	1.070	0,1	13,2
162	1.405	1.140	1,7	7,5
234	1.544	1.125	-8,0	8,8

Meses transcurridos desde la instalación	Resistencia al pelado, N/50 mm	Variación de la resistencia al pelado, %
138	1.154	—
150	1.225	-6,2
234	1.242	-7,6

TABLA 2. Evolución de la resistencia de la soldadura por pelado.

la Tabla 2. En ambos casos los datos se refieren a extracciones efectuadas en la zona norte de coronación.

Las geomembranas de elastómeros, por su carácter termoestable o temoendurecible, no experimentan grandes cambios en sus propiedades en función de la orientación de los taludes. En cambio, en ciertos termoplásticos, y en especial en el poli(cloruro de vinilo) plastificado este fenómeno influye de forma considerable en su degradación. Sin embargo, en el

Característica	Orientación del talud			
	Norte	Sur	Este	Oeste
Dureza Shore-D	57	61	54	51
Doblado a -75°C	Bien	Bien	Bien	Bien
Resistencia al impacto	Bien	Bien	Bien	Bien
Resistencia a la tracción, MPa				
Longitudinal	33,3	35,6	33,5	33,8
Transversal	34,6	33,7	33,1	33,8
Esfuerzo en el punto de fluencia, MPa				
Longitudinal	19,3	18,3	19,5	20,6
Transversal	17,6	19,2	17,9	18,8
Alargamiento en rotura, %				
Longitudinal	994	988	968	995
Transversal	985	974	935	949
Alargamiento en el punto de fluencia, %				
Longitudinal	19	16	18	18
Transversal	14	12	14	16
Resistencia al desgarro, N/mm				
Longitudinal	167	159	161	164
Transversal	161	159	157	162
Resistencia al punzonamiento, N/mm				
Cara externa	528	538	536	554
Cara interna	516	494	526	494
Recorrido del percutor antes de la perforación, mm				
Cara externa	12	13	12	11
Cara interna	12	12	12	12
Resistencia de la soldadura, N/50 mm				
Por tracción	1.125	1.130	1.110	1.050
A pelado	1.242	1.200	—	1.115

TABLA 3. Características de la geomembrana en función de la orientación al cabo de los dieciocho años de su instalación.

caso del polietileno de alta densidad la variación de características no es importante como se puede comprobar en la Tabla 3, con datos obtenidos al cabo de los dieciocho años de la instalación de la barrera geosintética.

La estabilidad frente a las condiciones atmosféricas que se comentan están confirmadas, asimismo, por las pruebas microscópicas (11). Así, en la Figura 13 se puede comprobar el buen estado de la geomembrana al cabo de los dieciocho años de insta-

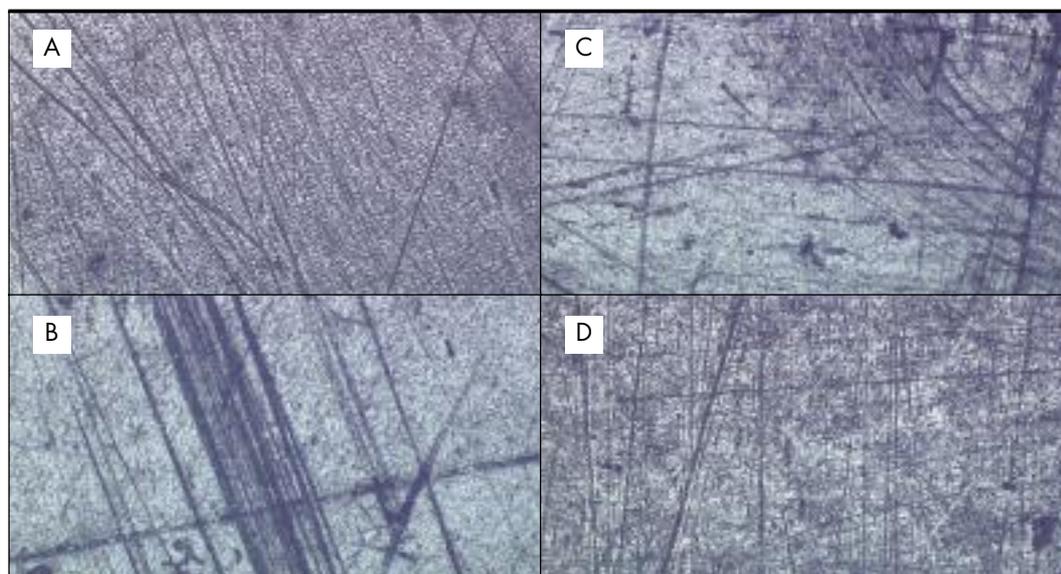
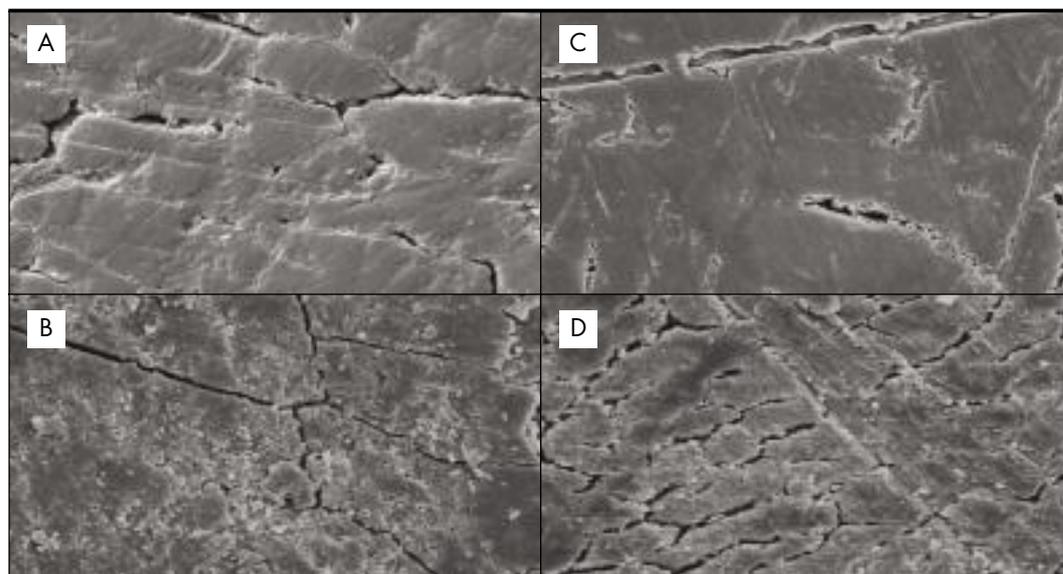


FIGURA 13. Microfotografías (x60) de la cara interna de las geomembranas de PEAD a los dieciocho años de su instalación por microscopía óptica de reflexión. A. Norte B. Sur C. Este D. Oeste.

FIGURA 14.
Microfotografías (x900) de la cara externa de las geomembranas de PEAD a los dieciocho años de su instalación por microscopía electrónica de barrido
A. Norte
B. Sur
C. Este
D. Oeste.



lada; la observación se ha llevado a cabo por microscopía óptica de reflexión y ha sido tomada a 60 aumentos por la cara interna; no existen diferencias apreciables según la orientación del talud. Se ha observado una superficie homogénea y uniforme con estrías de contacto con el soporte. La Figura 14 presenta las mismas muestras sometidas a microscopía electrónica de barrido o "scanner" a 900 aumentos; en esta ocasión por su cara externa. Se detectan microgrietas como consecuencia del paso del tiempo y del envejecimiento producido por las radiaciones solares.

En la determinación del contenido en negro de humo se ha obtenido un valor de 2,5%, que es correcto para este tipo de material. Asimismo, se determinó el grado medio de dispersión de negro de humo al que se le asignó el valor 1 y su campo de visión es mejor que el de la microfotografía A, utilizada como referencia en la norma. En la Figura 15 se puede apreciar dicho grado de dispersión.



FIGURA 15. Dispersión del negro de humo.

4. CONCLUSIONES

1. La resistencia a la tracción, el esfuerzo en el punto de fluencia, alargamiento en rotura y alargamiento en fluencia al cabo de los dieciocho años de instalada la geomembrana, superan los requerimientos que se exigirían a la lámina originalmente. Las variaciones de las características mecánicas han sido muy pequeñas.
2. Las muestras de geomembrana extraídas a lo largo de los doscientos treinta y cuatro meses que lleva instalada, han conducido a resultados correctos al efectuar la prueba de doblado a bajas temperaturas (-75°C), ya que no se han detectado roturas, agrietamientos u otros síntomas de deterioro en la zona de la flexión.
3. El ensayo de resistencia mecánica a la percusión ha sido superado por las muestras ensayadas, pues tras lanzar el percutor de 0,5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12,7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm, la barrera geosintética polimérica no sufre perforación en la zona de impacto, como se pone de manifiesto al realizar una posterior prueba de estanquidad.
4. La dureza Shore-D no experimenta variaciones notables a lo largo del tiempo que se encuentra instalada la geomembrana.
5. La resistencia al punzonamiento y el recorrido del percutor antes de la perforación conducen a valores que superan los límites requeridos a una barrera geosintética polimérica a base de polietileno de alta densidad.
6. La fotografía obtenida en el ensayo para determinar la dispersión del negro de humo indica que esa dispersión es correcta, pues se le asignó un valor 1 en la escala 1-7, donde cuanto más bajo sea ese guarismo, mejor es la dispersión del aditivo.
7. La microscopía óptica de reflexión muestra un buen comportamiento a lo largo de los años que lleva instalada la geomembrana; la cara interna presenta una superficie homogénea y uniforme donde se detectan estrías producidas por el contacto con el soporte. La microscopía electrónica de barrido muestra una cara externa con abundancia de microgrietas como consecuencia de la degradación producida por el paso del tiempo.
8. Al llevar a cabo la resistencia de la soldadura por tracción, las probetas han roto en el borde o en las proximidades de la unión, pero fuera de la soldadura propiamente dicha.

Los valores alcanzados, tanto cuando se lleva a cabo el ensayo por el procedimiento de tracción como cuando se realiza por el método de pelado, son bastante elevados.

9. A pesar de las microgrietas detectadas por la microscopia electrónica de barrido, la geomembrana de polietileno de alta densidad colocada en la balsa mallorquina de Plá de Sant Jordi se encuentra en muy buen estado de conservación, tanto es así, que al cabo de casi veinte años de instalada, las principales características de la misma, superarían los requerimientos exigibles a una lamina nueva.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. BLANCO, M.; AGUIAR, E.; CEA, J. C. de; CASTILLO, F. y SORIANO, J. – *Estado de las geomembranas sintéticas de polietileno de alta densidad (PEAD) a los siete años de su instalación en balsas*. Ing. Civil 151, 49-60 (2008).
2. BLANCO, M. y AGUIAR, E. – *Geomembranas sintéticas a base de polietileno de alta densidad utilizadas en la impermeabilización de embalses. Seguimiento de obras en las islas Canarias*. Ing. Civil 109, 49-59 (1998).
3. BLANCO, M.; CUEVAS, A. y ZARAGOZA, G.- *Características de geomembranas sintéticas empleadas en la impermeabilización de embalses en el sur y sureste de la Península Ibérica*. Ing. Civil 111, 85-95 (1998).
4. BLANCO, M.; GARCÍA, F.; SORIANO, J.; AGUIAR, E. y VARA, T. – *Comportamiento de geomembranas sintéticas a base de PVC-P, PEAD y EPDM utilizadas en la impermeabilización de embalses*. Ing. Civil 138, 39-45 (2005).
5. BLANCO, M.; ZARAGOZA, G.; AGUIAR, E.; SORIANO, J.; GONZÁLEZ J. M. y GARCÍA, F. *Materiales sintéticos para impermeabilización de presas y embalses*. Proc. II Congreso Nacional de Historia de las Presas. Burgos, octubre (2005).
6. BLANCO, M.- *La impermeabilización de balsas y de embalses mediante geosintéticos*. An. II Simposio Nacional Geosintéticos 837-866 (2002).
7. BLANCO, M.; ZARAGOZA, G. y AGUIAR, E.- *Características de las geomembranas sintéticas de uso común en España, utilizadas en la impermeabilización de embalses considerados grandes presas por la legislación vigente*. Proc. V Jorn. Esp. Presas. Vol. I, 465-474 (1999).
8. BLANCO, M. - *Evolución de geomembranas sintéticas empleadas en la impermeabilización de embalses españoles*. Proc. I Seminário Português sobre geosintéticos. Oporto (Portugal), noviembre (2005).
9. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. *Manual de diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas* (2010).
10. BLANCO, M.; CEA, J. C. de; GARCÍA, F.; SÁNCHEZ, F. J.; CASTILLO, F. y CRESPO, M. A. – *La impermeabilización con barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) en el manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas*. Ing. Civil, 158, 43-50 (2010).
11. BLANCO, M.; SORIANO, J.; AGUIAR, E.; y ZARAGOZA, G. - *Análisis microscópico de geomembranas sintéticas utilizadas en la impermeabilización de embalses*. Ing. Civil 127, 51-59 (2002).

Caracterización tecnológica de productos poliméricos. Balizamiento de carreteras

CARLOS GARCÍA SÁNCHEZ-MOLINA (*), FRANCISCA CASTILLO RUBÍ (**),
MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (***) y ROSARIO SOLERA MARTÍNEZ (****)

RESUMEN En este artículo se presenta un estudio de caracterización tecnológica de distintos productos comerciales, destinados al balizamiento de carreteras, todos ellos materiales de base polimérica.

Las características que se han determinado han sido la densidad, la temperatura de reblandecimiento Vicat y el índice de fluidez en masa.

La temperatura Vicat se considera la característica de mayor importancia, en este contexto, ya que en la actualidad los valores mínimos que deben cumplir estos productos de balizamiento, se encuentran definidos en la normativa vigente.

TECHNOLOGICAL CHARACTERIZATION OF POLYMERIC PRODUCTS. ROAD DELINEATORS

ABSTRACT *This paper presents a study of technological characterization of various commercial products designed to road delineators. All of them are based polymeric materials.*

The features that have been identified in this paper have been density, Vicat softening temperature and the melt mass flow rate.

Vicat softening temperature is considered the most important property, since currently there are minimum values that road delineator products must meet, such as defined in the standards.

Palabras clave: Balizamiento, Temperatura de reblandecimiento Vicat, Índice de fluidez, Polietileno, Policloruro de vinilo (PVC).

Keywords: Road delineators, Vicat softening temperature, Melt mass flow rate, Polyethylene, Polyvinyl chloride (PVC).

1. INTRODUCCIÓN

Los materiales poliméricos son utilizados en sectores muy diferentes, tales como construcción, envases, automovilístico, confección, mobiliario urbano y en el campo de la señalización, entre otros.

En relación al sector de la señalización, los materiales poliméricos son utilizados en la señalización marítima, ferroviaria y en la señalización de las carreteras. En este último campo se utilizan en la fabricación de los productos de balizamiento.

El balizamiento se define como aquellos dispositivos, de distinta forma, color y tamaño, instalados con carácter permanente sobre la calzada o fuera de la plataforma, con el fin de resaltar y mejorar la percepción de los elementos de señalización, fundamentalmente en situaciones climatológicas adversas, tales como lluvia, niebla o nieve.

El objetivo de este trabajo está basado en analizar algunas de las características más significativas de una muestra de productos comerciales destinados al balizamiento de carreteras, los cuales fueron suministrados por distintas empresas del sector.

Los productos que se han caracterizado en este estudio son balizas cilíndricas (Figura 1) e hitos de arista (Figura 2).

Los materiales utilizados en la fabricación de balizas cilíndricas deben ser de origen polimérico y compatibles entre sí. Estos elementos suelen estar fabricados con polietilenos (PE) de gran flexibilidad, o con copolímeros de etileno y acetato de vinilo, EVA, e incluso también se fabrican balizas a partir de mezclas de PE-EVA. Son resistentes a los impactos y a la degradación por la acción de radiaciones ultravioletas (UV). En algunos tipos, la base de apoyo puede estar fabricada con caucho reciclado.

(*) Ldo. Ciencias Químicas. Becario. Servicio de Materiales Orgánicos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. CEDEX. Email: Carlos.Garcia@cedex.es

(**) Dra. Ciencias Químicas. Jefe de Servicio de Materiales Orgánicos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. CEDEX. Email: Francisca.Castillo@cedex.es

(***) Dr. Ciencias Químicas. Jefe de Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. CEDEX. Email: Manuel.Blanco@cedex.es

(****) Lda. Ciencias Químicas. Jefe de Servicio. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. CEDEX. Email: Rosario.Solera@cedex.es



FIGURA 1. Baliza cilíndrica.



FIGURA 2. Hito de arista.

Los hitos de arista generalmente se confeccionan con formulaciones de PVC rígido resistentes a las radiaciones ultravioletas. Son de color blanco debido a la adición de dióxido de titanio (TiO₂). Otro aditivo que presentan con frecuencia los hitos de arista es el carbonato cálcico, agregado como carga mineral, que además mejora la velocidad de extrusión del PVC y sus propiedades mecánicas.

2. EXPERIMENTAL

En este trabajo se ha llevado a cabo la caracterización de las muestras objeto de estudio mediante la determinación de las siguientes características: densidad (d), temperatura de reblandecimiento Vicat (Tⁿ Vicat) e índice de fluidez en masa (IFM).

A continuación se presenta una descripción de los materiales estudiados, así como de la metodología utilizada.

2.1. MATERIALES

Las muestras procedentes de productos de balizamiento se presentan en la Tabla 1. Como se puede observar, se ha indicado la referencia dada por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (LCEYM) del CEDEX para cada una de las muestras, así como otros datos de interés, como son el color, la

matriz polimérica de estos productos, y una referencia también asignada, por el LCEYM, de la empresa suministradora.

Son un total de nueve muestras, cuatro de ellas de balizas cilíndricas (BAL-1 a -4) y las otras cinco de hitos de arista (HITO-1 a -5). Los productos de balizamiento presentados están fabricados utilizando EVA o mezclas de PEAD-EVA, en las balizas cilíndricas y en el caso de los hitos de arista se ha utilizado PVC rígido.

Las mencionadas muestras han sido suministradas por distintas empresas del sector, cuyos nombres no se revelan por motivos de privacidad. En cuanto a las técnicas de procesamiento de estos materiales, los hitos de arista se han fabricado por extrusión y las balizas cilíndricas mediante moldeo por inyección o por soplado.

Las muestras de referencia BAL-1, -2, -3, e HITO-3 y -4 han sido suministradas por la misma empresa del sector de balizamiento. Todas las demás proceden de distintas casas comerciales.

Aunque las formulaciones empleadas por los fabricantes no se conocen, sin embargo en dichas formulaciones se emplean diferentes porcentajes de aditivos, tales como estabilizantes, cargas y plastificantes, entre otros. Por este motivo, es importante tener en cuenta que todos estos componentes pueden afectar en las características finales de estos productos, las cuales, se van a determinar en este estudio.

Por ejemplo, los hitos de arista fabricados normalmente con PVC rígido contienen aproximadamente un 5% de dióxido de titanio (TiO₂), que es el que hace posible el color blanco de estos productos. Asimismo, también se utilizan cargas minerales como carbonato cálcico, estabilizantes ultravioletas y otros aditivos para mejorar su procesamiento.

2.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS MUESTRAS

Las características de las muestras se han llevado a cabo empleando diversas técnicas de laboratorio. A continuación se hace una descripción de cada una de ellas.

2.2.1. Densidad, d

La medida de la densidad se ha realizado según la norma UNE EN ISO 1183-1: 2004 "Plásticos. Métodos para determinar la densidad de plásticos no celulares". En dicha norma se describen tres métodos: el método de inmersión, el método del picnómetro líquido y el método de valoración.

En este trabajo se ha determinado la densidad mediante el método de inmersión con etanol (99,5%; d = 0,790 – 0,793 g/mL) a una temperatura del laboratorio de 27°C ± 2°C.

MUESTRA	EMPRESA	MATRIZ	COLOR
BAL-1	J	PEAD-EVA	Rojo
BAL-2			Azul
BAL-3			Verde
BAL-4	K	EVA	
HITO-1	L	PVC	Blanco
HITO-2	C		
HITO-3	J		
HITO-4			
HITO-5	M		

TABLA 1. Muestras procedentes de productos de balizamiento.

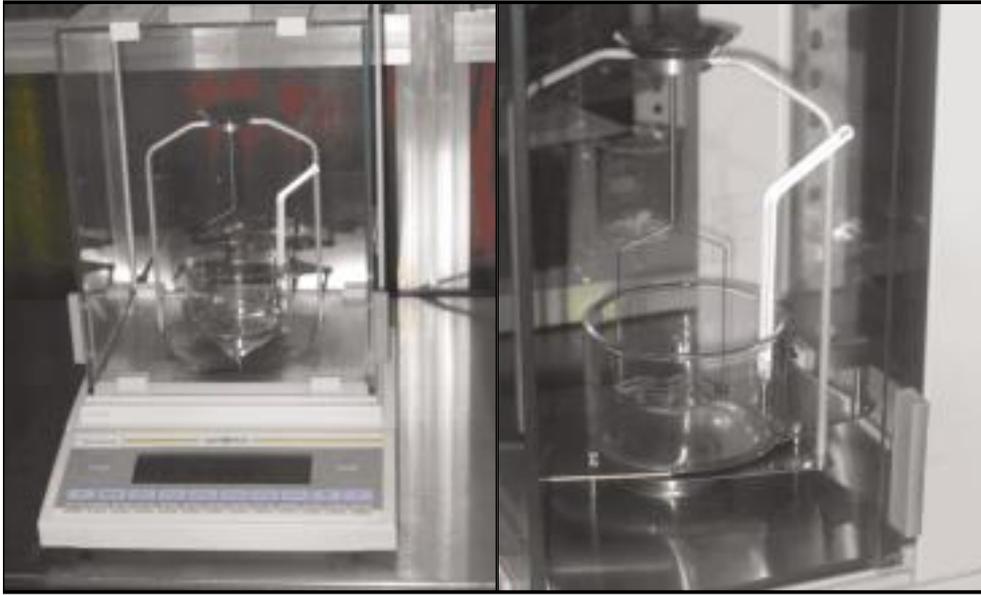


FIGURA 3. Equipo empleado para la determinación de la densidad y accesorios.

El equipo empleado ha sido una balanza analítica de precisión, modelo LA 2305 SARTORIUS SERIE MASTER^{PRO}, a la que se acoplaron los accesorios necesarios para llevar a cabo la determinación de la densidad por el método de inmersión (soporte del vaso analítico, termómetro, platillo de inmersión para depositar la muestra, etc.) (Figura 3).

La ventaja que presenta esta balanza es que lleva incorporado un programa de cálculo en el que, introduciendo los valores del líquido de inmersión, temperatura del mismo, peso de la muestra, así como los factores de corrección de empuje del líquido y densidad del aire, proporciona el dato de la densidad de dicha muestra.

La cantidad de muestra empleada ha sido superior a 1 gramo, tal como se define en la norma. Los valores de la densidad, con esta balanza, se ajustan a la siguiente fórmula matemática:

$$\rho = \left[W_a \cdot \frac{(\rho_{\beta} - \rho_a)}{0,99983 \cdot (W_a - W_{\beta})} \right] + \rho_a$$

donde:

- ρ : densidad de la muestra en g/mL.
- W_a : peso de la muestra en gramos.
- ρ_{β} : densidad del etanol a la temperatura de medida.
- ρ_a : 0,0012 g/cm³. Densidad del aire a 20°C y 101,325 kPa.
- W_{β} : peso de la muestra sumergida en etanol.
- 0,99983: factor de corrección debido a los accesorios de la balanza (soporte para depositar la muestra, etc.).

2.2.2. Temperatura de reblandecimiento Vicat, T^º Vicat

La determinación de esta temperatura se ha llevado a cabo conforme a lo definido en la norma **UNE EN ISO 306:2004** titulada **“Plásticos. Materiales termoplásticos. Determinación de la temperatura de reblandecimiento Vicat (VST)”**.

Todos los ensayos se han realizado por triplicado, empleando probetas de 20 mm x 20 mm, y en las condiciones tipo B50 (carga de 50 N, y velocidad de calentamiento del baño de 50°C/h) para las muestras de hitos de arista de PVC rígido, y en condiciones tipo A50 (carga de 10 N, y velocidad de calentamiento del baño de 50°C/h) para las muestras extraídas de balizas cilíndricas.

El equipo empleado, modelo HDT 3 VICAT de CEAST, se muestra en la Figura 4.

Está compuesto fundamentalmente por los siguientes elementos:

- Baño de calentamiento de aceite de silicona.
- 3 estaciones de trabajo que incluyen:
 - Punta Vicat.
 - Sensores de temperatura.
 - Grupo de carga.
 - Juego de pesos.

Gracias a estas tres estaciones de trabajo del equipo, se pueden analizar tres muestras simultáneamente.

2.2.3. Índice de fluidez en masa, IFM

La determinación del índice de fluidez se ha llevado a cabo con un equipo MELT FLOW MATIC de CEAST según la **Norma UNE EN ISO 1133: 2001. “Plásticos. Determinación del índice de fluidez de materiales termoplásticos en masa (IFM) y en volumen (IFV)”** (Figura 5). En dicha norma, se describen dos procedimientos experimentales para la determinación del índice de fluidez (A y B). El procedimiento B solamente permite determinar el índice de fluidez, mientras que el A permite la obtención de la velocidad de extrusión del material. En este estudio se ha empleado el **procedimiento B**.

Previamente a la determinación del índice de fluidez es necesario llevar a cabo una cuidadosa limpieza de las distintas partes del equipo. Las condiciones experimentales están definidas en la norma mencionada anteriormente. Éstas varían dependiendo del material, incluso para el mismo polímero se recomiendan diferentes condiciones. Las variables elegidas para el PEAD y el EVA han sido 190°C de temperatura, y una carga de 2,16 kg.

Un dato necesario para el cálculo del índice de fluidez es la densidad del polímero fundido, que se calcula realizando una determinación previa del índice de fluidez, introduciendo en el horno solamente 2 gramos de muestra. La masa de la muestra extruída se pesa y su volumen se calcula con los datos del diámetro del horno y altura que ocupan los 2 gramos de muestra dentro del horno. Con estos datos se calcula la densidad del material fundido.

Posteriormente, se realiza la determinación del índice de fluidez, introduciendo aproximadamente 5 gramos de muestra en el horno. Todos los ensayos se han realizado por duplicado.



FIGURA 4. Equipo empleado para la determinación de la temperatura Vicat.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. BALIZAS CILÍNDRICAS

Los resultados obtenidos para las cuatro muestras de productos comerciales extraídas de balizas cilíndricas se presentan en la Tabla 2.

Atendiendo a los valores de densidad obtenidos en este estudio, se puede decir que las muestras BAL-1, -2 y -3, suministradas por la misma empresa, presentan valores de densidad similares entre sí.

La muestra BAL-4, suministrada por otra empresa presenta un valor de densidad mayor al de las otras tres. Una diferencia muy importante entre los materiales de estas dos empresas es la composición de la matriz. En las balizas BAL-1, -2 y -3, la matriz es una mezcla de PEAD y EVA, mientras que en la muestra -4 la matriz es solamente de EVA. Sin embargo, las diferencias entre los valores de la densidad de estos cuatro materiales no son significativas.

Al igual que con la densidad, las tres primeras muestras (BAL-1, -2 y -3) presentan valores similares de temperatura Vicat, lo cual es lógico ya que proceden de la misma empresa.

Los valores obtenidos en estas tres balizas cilíndricas cumplen el valor mínimo definido en la norma **UNE 135363: 1998 "Balizas cilíndricas permanentes en material polimérico"**. En dicha norma se define que la temperatura Vicat (en condiciones A50) de estos productos debe ser mayor de 65°C.

Por otro lado, la muestra BAL -4, fabricada a base de EVA, presenta una temperatura Vicat notablemente más baja (60,8°C) que las otras tres. Esta baliza no cumple el valor mínimo de temperatura Vicat definido en la normativa.

La principal diferencia entre las muestras procedentes de balizas cilíndricas es la matriz, pues en las que cumplen con lo definido en la normativa en este aspecto son una mezcla de PEAD y EVA, y en la que no el material es EVA. Este hecho es lógico, pues el EVA es un termoplástico más blando y flexible que el polietileno de alta densidad.

La muestra BAL - 4 presenta los valores de índice de fluidez (6,49 g/10 min) y densidad (0,935 g/mL) más altos y el más bajo de temperatura Vicat (60,8°C) de las cuatro muestras caracterizadas. De lo que se deduce que la variación de estas características depende fundamentalmente de la naturaleza del material.

Todos estos materiales presentan índices de fluidez idóneos para un procesado por inyección.

Hay una gran diferencia entre el índice de fluidez de la muestra BAL -4 y los de las otras tres. Esto se debe fundamentalmente a la matriz polimérica de estos productos, ya que en los tres primeros, BAL-1, -2 y -3, son mezcla de PEAD y EVA, mientras que en el último, la matriz es EVA. Por tanto, se puede deducir que el empleo de este polímero (EVA) en productos de balizamiento, aparte de mejorar la fluidez para su procesado, aumenta la flexibilidad de estos.



FIGURA 5. Equipo para la determinación del Índice de Fluidez.



BALIZAS CILINDRICAS (PEAD-EVA)			
MUESTRA	DENSIDAD, g/mL (T = 27°C)	T ^o Vicat, °C (A50)	IFM, g/10 min (190°C, 2,16 kg)
BAL-1	0,926	78,8	2,02
BAL-2	0,927	78,8	2,48
BAL-3	0,927	79,0	2,75
BAL-4	0,935	60,8	6,49

TABLA 2. Resultados. Balizas cilíndricas.

Este aumento en la flexibilidad aumenta la seguridad de las balizas en caso de colisión, puesto que las alteraciones producidas en caso de impacto son menos graves.

Sin embargo, como se indicó anteriormente, la desventaja que presenta este material (BAL-4) es que no cumple con lo definido en la normativa específica de balizas cilíndricas, en lo referente a la temperatura Vicat.

3.2. HITOS DE ARISTA

Los resultados obtenidos para las cinco muestras de productos comerciales extraídas de hitos de arista se presentan en la Tabla 3.

Como se puede observar en dicha tabla, la muestra HITO-1, presenta el valor de densidad más bajo de todos los materiales caracterizados en este estudio (1,479 g/mL), pero del mismo orden que la densidad de la muestra HITO-5 (1,490 g/mL).

La muestra HITO-2, que presenta el valor de densidad más alto de las muestras de hitos de arista (1,708 g/mL), ha sido suministrada por una empresa cuyos productos de balizamiento están caracterizados por su alta rigidez.

Por otro lado, se podría pensar que la empresa de la que proceden los hitos HITO -3 y -4 fabrica productos de balizamiento más flexibles, ya que presentan valores de densidad más bajos (1,503 g/mL y 1,504 g/mL, respectivamente).

En cuanto a la temperatura Vicat, las muestras presentan valores similares a los de las balizas cilíndricas, sin embargo los valores de densidad son bastante más altos. Los hitos de arista de PVC, aún cuando lleven plastificante en las formulaciones, presentan mayor rigidez que las balizas cilíndricas de PEAD, EVA o mezcla de PEAD-EVA.

En estos materiales se cumple que las muestras con valores de densidad altos presentan a su vez temperaturas de reblandecimiento altas. Por ejemplo, la muestra HITO-2 es la de mayor valor de temperatura Vicat (81,4°C) y de densidad (1,708 g/mL).

De todos estos resultados se deduce que la temperatura Vicat y la densidad son características entre las que existe una proporcionalidad directa, pero dependientes ambas de la naturaleza del material.

Por último, es importante destacar que todas estas muestras extraídas de hitos de arista, excepto la muestra HITO-2, presentan valores de temperatura Vicat por debajo de 81°C, que es el valor mínimo definido en la norma de estos productos (*UNE 135362: 94: Hitos de arista de PVC rígido; características, medidas y métodos de ensayo*).

Al ser todos estos productos de la misma matriz, cabe atribuir que la única diferencia es el tipo de aditivos y/o la proporción en la que estos se encuentren.

4. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos, se pueden realizar los siguientes comentarios:

HITOS DE ARISTA (PVC)		
MUESTRA	DENSIDAD, g/mL (T = 27°C)	T ^o Vicat, °C (B50)
HITO-1	1,479	78,1
HITO-2	1,708	81,4
HITO-3	1,503	79,2
HITO-4	1,504	79,6
HITO-5	1,490	78,5

TABLA 3. Resultados. Hitos de arista.

Las muestras extraídas de balizas cilíndricas de mezcla PEAD-EVA presentan valores de temperatura Vicat superiores al de la baliza fabricada a partir de EVA. Lo más importante de este hecho reside en que la baliza de EVA es un material que no cumple con la normativa vigente, ya que presenta un valor de temperatura Vicat inferior al mínimo especificado.

Todos los materiales presentan unos datos de índice de fluidez idóneos para el procesado por inyección, siendo la muestra de EVA (BAL-4) la que presenta el valor más alto. Por lo tanto, las balizas fabricadas con una matriz polimérica de EVA, a pesar de presentar ciertas ventajas (mayor flexibilidad, aumento de seguridad en caso de colisión), también tienen una gran desventaja, que no cumplen con el límite de temperatura Vicat definido en la normativa.

Los hitos de arista de PVC rígido que se han estudiado presentan una proporcionalidad en las características determinadas. La densidad y la temperatura Vicat son directamente proporcionales.

Los valores de la temperatura Vicat no superan, salvo en un caso, los requerimientos exigidos por la normativa vigente (81°C). La naturaleza y proporción de los aditivos que acompañan a la resina en las formulaciones del PVC son los responsables de este tipo de comportamiento.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. Instituto de Plásticos y Caucho Patronato Juan de la Cierva (C.S.I.C.), "Materiales plásticos", Madrid, (1976).
2. J.A. BRYDSON, "Materiales plásticos", (1975).
3. Castillo, F. "Estudio de la caracterización tecnológica de polímeros reciclados de polietileno de alta densidad (PEAD) para su utilización en la fabricación de productos de balizamiento". II Congreso Nacional de Medio Ambiente en Carreteras (2008).
4. García, C. "Nuevos destinos de residuos plásticos. Balizamiento de carreteras", Trabajo de Iniciación a la Investiga-

- ción, Universidad Complutense de Madrid. Facultad de Ciencias Químicas (2010).
5. UNE EN ISO 1183-1: 2004 *“Plásticos. Métodos para determinar la densidad de plásticos no celulares”*
 6. UNE EN ISO 306: 2004 *“Plásticos. Materiales termoplásticos. Determinación de la temperatura de reblandecimiento Vicat (VST)”*.
 7. UNE 135362: 1994 *“Señalización vertical. Balizamiento. Hitos de arista de PVC rígido; características, medidas y métodos de ensayo”*
 8. UNE 135363: 1998 *“Balizas cilíndricas permanentes en material polimérico.”*
 9. UNE EN ISO 1872-1: 1993 *“Plásticos. Materiales de polietileno (PE) para moldeo y extrusión. Parte 1: Sistema de designación y bases para las especificaciones”*.
 10. UNE EN ISO 293: 2003 *“Plásticos. Moldeo por compresión de probetas de materiales termoplásticos”*.
 11. UNE EN ISO 1133: 2001 *“Plásticos. Determinación del índice de fluidez de materiales termoplásticos en masa (IFM) y en volumen (IFV)”*.

Cálculo de columnas de grava: algunos puntos oscuros¹

CÉSAR SAGASETA MILLÁN (*)

RESUMEN Se presenta una revisión de los métodos de cálculo de la capacidad de carga y asentamientos de columnas de grava, y sus puntos más inciertos o deficientes, así como recientes avances que permiten una solución más ajustada. El análisis se refiere al caso de columnas bajo terraplenes o áreas extensas cargadas. En primer lugar, se presenta el problema de la predicción de la estabilidad de las columnas en suelos blandos, para lo que la aplicación de los distintos métodos conduce a resultados dispares. El tema central de la conferencia es el análisis del reparto de cargas entre terreno y columnas. Este reparto, variable a lo largo del proceso de consolidación, está gobernado por la rigidez relativa de columnas y terreno y tiene múltiples consecuencias: la evaluación de la estabilidad de las columnas en suelos blandos, la magnitud de los asentamientos producidos, la velocidad de consolidación radial hacia las columnas como elementos drenantes y la capacidad portante media del terreno reforzado. En el texto se presentan avances recientes de carácter teórico, contrastados con experimentación en laboratorio y observación de casos reales, que suponen una importante mejora de los métodos de cálculo tradicionales.

SOME OBSCURE POINTS IN THE DESIGN OF STONE COLUMNS

ABSTRACT *The lecture presents a review of the available methods for calculation of the bearing capacity and settlements of stone columns under embankments or large areas with distributed loads. First, the prediction of column stability in soft soils is commented: the application of existing methods leads to very different results, often due to misinterpretation of the inherent assumptions associated to each of them. The central part of the text deals with the load transfer between soil and columns, governed by their relative stiffness and variable along the consolidation process, and its consequences on the magnitude of the settlements, their evolution in time (radial consolidation towards the draining columns), and the resulting average bearing capacity of the treated ground. In these aspects, recent developments in the design methods are presented, checked against laboratory experiments and observation of real cases. These advances mean a significant improvement of the quality of the predictions.*

Palabras clave: Mejora del terreno, Columnas de grava, Solución analítica, Experimentación en laboratorio, Consolidación.

Keywords: Ground improvement, Stone columns, Analytical solution, Consolidation, Laboratory experiments.

1. INTRODUCCIÓN

Las columnas de grava constituyen un elemento de refuerzo de suelos de utilización creciente en los últimos años, tanto bajo terraplenes como bajo otras cargas repartidas, losas o zapatas de cimentación. Sin embargo, los métodos de cálculo disponibles presentan algunas incertidumbres, que llevan a la utilización habitual de métodos empíricos o semiempíricos, basados en la experiencia existente sobre el comportamiento de obras reales. Por otra parte, se viene produciendo una creciente aplicación de métodos numéricos de análisis, que sí permiten considerar la mayor parte de los factores que gobier-

nan el problema. Existe en cambio una carencia de métodos analíticos fiables, que lleven a resultados comparables a los observados en la práctica, y que permitan la fácil identificación de pautas de comportamiento y la influencia de los diversos parámetros del problema.

En este artículo se presentan de forma resumida los resultados de un proyecto de investigación del Grupo de Trabajo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria durante el periodo 2003-2007, en el que se estudian estos aspectos, y se proponen nuevos métodos de cálculo, con soluciones analíticas para la distribución de tensiones entre suelo y columnas, tanto en los estados inicial y final como durante el proceso de consolidación. Los resultados se han validado experimentalmente a escala reducida en laboratorio. Los detalles se pueden ver en las tesis doctorales de Castro (2008) y Cimentada (2009), y en las publicaciones subsiguientes (Castro y Sagaseta, 2009; Cimentada et al., 2011).

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Email: sagasetac@unican.es

¹ Texto de la conferencia pronunciada por el autor en la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, el 25 de marzo de 2010.

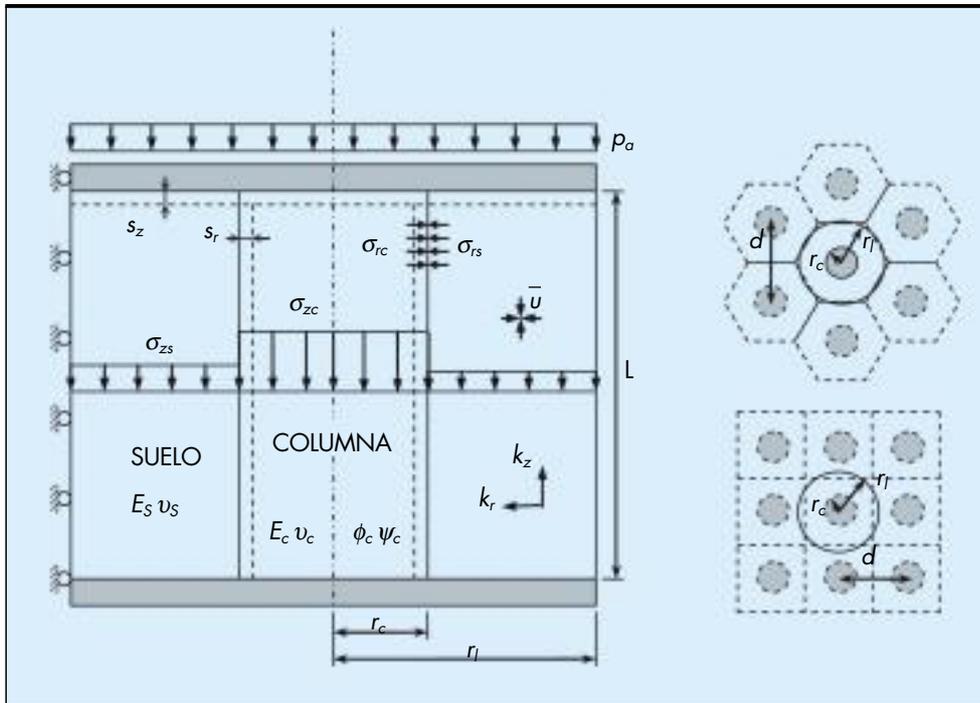


FIGURA 1. Esquema de reparto de tensiones. Definición de la celda unidad.

2. REPARTO DE TENSIONES ENTRE SUELO Y COLUMNAS

El fenómeno básico que gobierna el comportamiento de un terreno reforzado por columnas de grava es el reparto de tensiones verticales entre ambos. Si se aplica una presión vertical media de valor p_a sobre la superficie (Figura 1), se reparte de forma desigual entre las columnas (σ_{zc}) y el suelo (σ_{zs}). Ello suele cuantificarse mediante el llamado “factor de concentración de tensiones” (SCF):

$$SCF = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} \quad (1)$$

En general, las columnas son más rígidas que el suelo, por lo que la tensión sobre las columnas es mayor que la presión media aplicada sobre la superficie, y, en paralelo, la tensión sobre el suelo es menor. Ello afecta a:

- Capacidad portante: Al ser las columnas un material altamente friccional, su resistencia al corte es función directa de la tensión vertical que actúa sobre ellas (σ_{zc}), por lo que la capacidad portante del conjunto depende del reparto de tensiones.
- Asientos del terreno: Los asientos que sufre el suelo dependen obviamente de la tensión actuante sobre él (σ_{zs}), por lo que se produce una reducción del asiento respecto al caso de no refuerzo. Suele denominarse “factor de mejora” (n) al cociente entre el asiento que se produciría si no se instalaran columnas y el asiento con columnas. Su inverso se denomina “factor de reducción de asientos” (α).
- Velocidad de asientos: La velocidad del proceso de consolidación depende del diámetro y espaciado de columnas, al actuar éstas como drenes radiales. Pero, por otra parte, la tensión sobre el suelo varía con el tiempo, al ir variando su rigidez aparente, desde la correspondiente a material incompresible en el momento de aplicar la carga, hasta su rigidez efectiva drenada, al final del proceso. Ello hace que la consolidación sea más rápida que si la carga sobre el suelo fuese constante.

- Estabilidad de las columnas: Debido al fuerte aumento de la carga vertical sobre las columnas, éstas pueden llegar al estado límite último activo. En casos bajo terraplenes el suelo resulta cargado en dirección radial por la columna en expansión, y también verticalmente por la carga del terraplén, con lo que se encuentra muy confinado y por tanto sujeto a esfuerzos desviadores pequeños. En cambio, el problema es crítico cuando las columnas se emplean como inclusiones bajo cimentaciones aisladas, pues al no estar cargada la superficie, la expansión radial de la columna puede llegar a provocar también la plastificación del terreno. Los métodos usuales para cuantificar esta posibilidad son muy simples (Mitchell, 1981; Van Impe y DeBeer, 1983), y suelen ignorar el reparto de tensiones suelo-columna, o mezclar las tensiones iniciales y finales.

Existe ya una experiencia notable sobre el comportamiento de suelos reforzados con columnas de grava. Las tensiones en suelo y columnas no son fáciles de medir, sobre todo en estas últimas, por lo que en la mayor parte de casos publicados, sólo se dispone de medidas de asientos. La Figura 2 muestra una recopilación de este tipo de medidas. La dispersión es menor de lo que cabría esperar, ya que se trata de casos sin discriminar por el tipo de suelo o de columnas, sólo por su área de sustitución. Sobre ellos, se presentan dos curvas: la contenida en la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2002), que está definida precisamente como una aproximación conservadora a las observaciones reales, y la de Priebe (1976, 1995), de carácter semiempírico, que reproduce una tendencia media.

Las tensiones en suelo y columnas deben cumplir en todo caso la condición de equilibrio de fuerzas verticales que, si a_r es la fracción del área total que ocupan las columnas, se expresa como:

$$a_r \sigma_{zc} + (1 - a_r) \sigma_{zs} = p_a \quad (2)$$

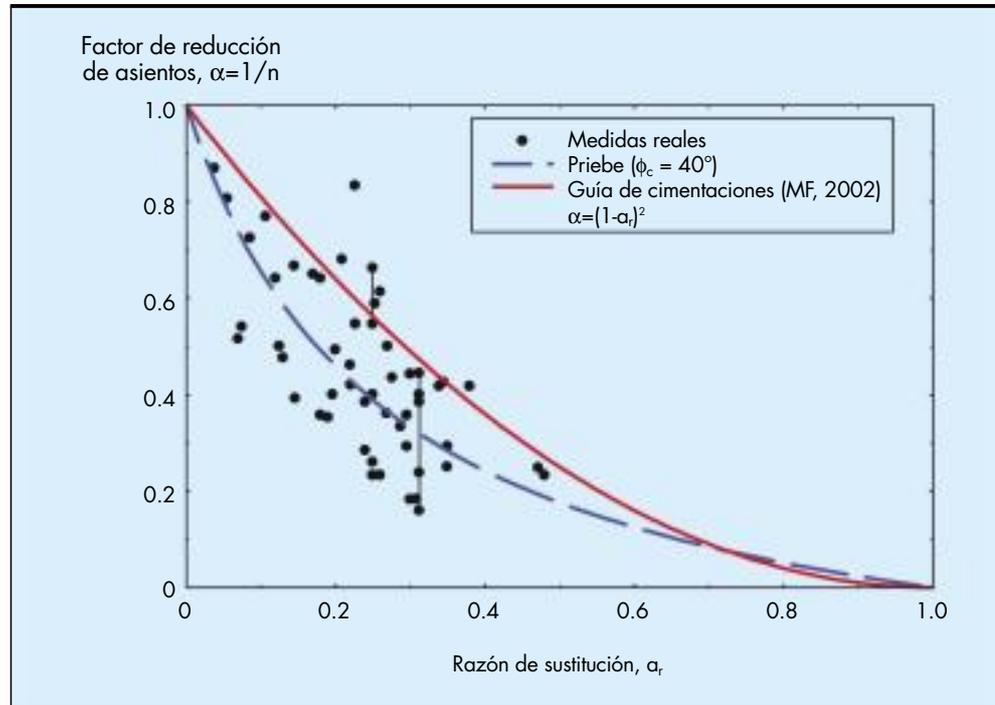


FIGURA 2. Asientos finales. Resumen de medidas en casos reales. Soluciones empíricas o semiempíricas.

Esta condición de equilibrio no basta para determinar el reparto de tensiones, sino que se requiere hacer intervenir la deformabilidad relativa de ambos elementos. A continuación se presentan las soluciones existentes, en orden creciente de complejidad. Los resultados se van analizando en función de su grado de aproximación a la experiencia existente.

En este estudio se supone terreno arcilloso, en el que puede considerarse que la carga se aplica instantáneamente, con el suelo en condiciones no drenadas (las columnas sí drenan instantáneamente), analizándose los estados inicial (no drenado) y final (drenado), y el proceso de consolidación que transcurre entre ambos. Dada la rapidez de la consolidación provocada por la presencia de las columnas, esta situación debe considerarse representativa sólo en casos de suelos claramente arcillosos. El estudio no pretende abarcar toda la gama de condiciones posibles, sino que se centra en las siguientes:

- Refuerzo de suelos blandos bajo terraplenes o áreas extensas cargadas, excluyendo el uso como inclusiones bajo cimentaciones aisladas.
- Columnas totalmente penetrantes hasta un sustrato rígido, excluyendo las columnas flotantes.
- Se estudia el comportamiento de una celda cilíndrica unidad (Figura 1), formada por una columna y el suelo circundante, con simetría axial. Se trata de una configuración representativa, en las condiciones implicadas por las hipótesis anteriores.
- La carga aplicada se supone que produce una distribución uniforme de asientos de columna y terreno (igual deformación vertical), suponiendo que no existe penetración de las columnas en la base del terraplén.
- La hipótesis anterior supone por contra que las tensiones no son uniformes. En primer lugar, difieren entre la columna y el suelo, como se ha comentado (ecuación 1). Por otra parte, tanto en uno como en otro elemento, también pueden ser variar a lo largo del radio. En la co-

lumna, las condiciones de contorno y de simetría hacen que la tensión vertical sea siempre uniforme. En el suelo, en cambio, en algunas situaciones puede haber una variación de la tensión vertical con la distancia a la columna. Cuando esto ocurre, las expresiones como (1) y (2) tienen sentido entre valores medios de las tensiones. En esos casos, cuando es precisa una distinción, se denotan en lo que sigue dichos valores medios con una barra superior ($\bar{\sigma}$).

- El flujo de agua durante la consolidación es puramente radial, desacoplado del vertical mediante la ecuación de Carrillo (1942).

En las soluciones de tipo elástico, las situaciones inicial y final pueden estudiarse independientemente, pues la solución final no depende del camino seguido. Sin embargo, con materiales elastoplásticos es preciso el análisis completo del proceso de consolidación para obtener la solución para el estado final, como en su momento se comenta.

2.1. COLUMNA CONFINADA LATERALMENTE

La hipótesis más sencilla es la de confinamiento lateral, tanto para la columna como para el suelo. Debe señalarse que la celda cilíndrica unidad impone la condición de deformación lateral nula sólo en el contorno exterior de la célula, pero aquí se supone que esta condición la cumplen además tanto la columna como el suelo circundante, deformándose ambos en condiciones edométricas. Sus deformaciones verticales vienen dadas por:

$$\epsilon_{zc} = \frac{\sigma_{zc}}{E_{mc}} \quad ; \quad \epsilon_{zs} = \frac{\sigma_{zs}}{E_{ms}} \quad (3)$$

Igualando ambas deformaciones se obtiene la condición de compatibilidad, que lleva a un factor de concentración de tensiones igual a la relación modular:

$$\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} = \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \quad (4)$$

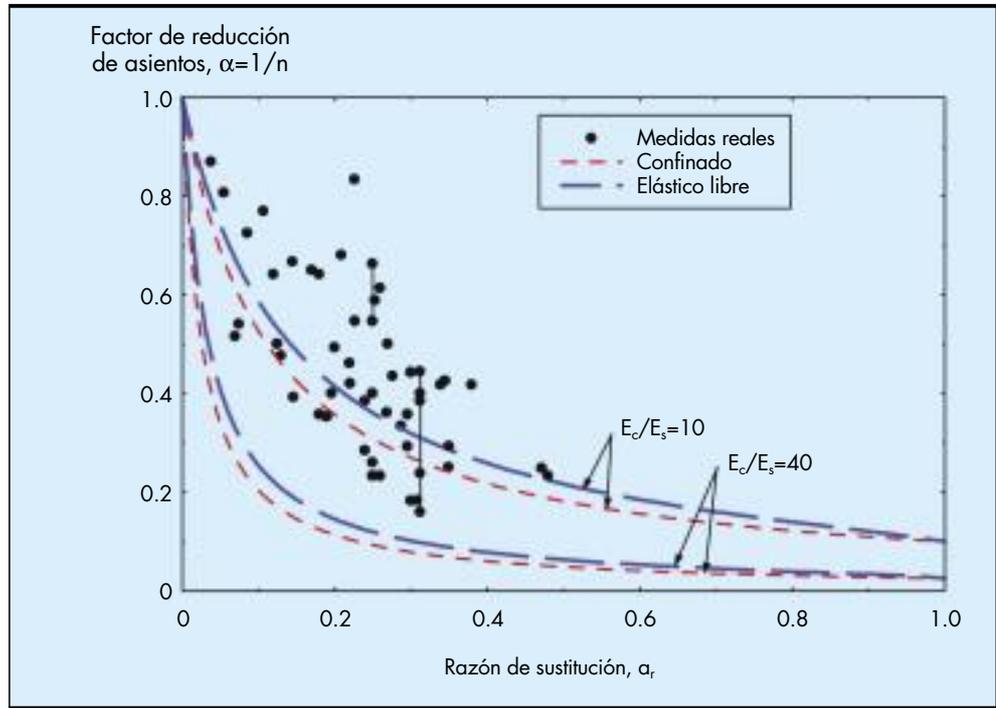


FIGURA 3. Asientos finales. Soluciones con confinamiento lateral total y elástica libre. Comparación con medidas reales.

Esta condición, junto con la de equilibrio (2) permite obtener las dos tensiones, y el resto de variables se determina directamente. La tensión final en el suelo resulta:

$$\sigma_{zs,f} = \frac{p_a}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (5)$$

y el factor de mejora:

$$n = \frac{1}{\alpha} = \frac{p_a}{\sigma_{zs,f}} = 1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right) \quad (6)$$

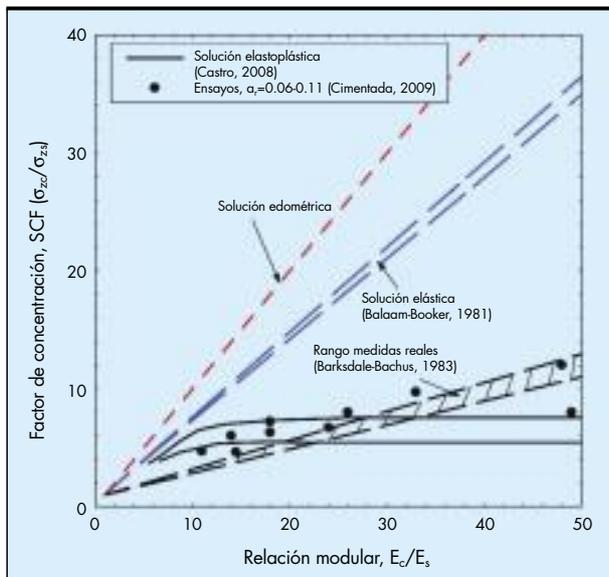


FIGURA 4. Factor de concentración de tensiones. Soluciones teóricas y casos reales.

Los resultados anteriores se refieren a la situación final, drenada. Para la situación inicial, de carga sin drenaje, la condición de que el suelo no cambie de volumen, junto con la de deformación lateral nula implica que no puede sufrir ningún asiento, por lo que la condición de compatibilidad lleva a que la carga sobre la columna es, en ese instante, nula. La tensión sobre el suelo es entonces ligeramente superior a la presión media aplicada, p_a , y el factor de concentración de tensiones inferior a la unidad.

La solución confinada presenta una inconsistencia, pues no se cumple el equilibrio radial de tensiones en la interfaz columna/suelo: al suponerse que ambos elementos se deforman en condiciones edométricas, sus respectivas tensiones horizontales vienen definidas por la tensión vertical en cada uno multiplicada por el correspondiente coeficiente de empuje en reposo, por lo que no tienen por qué ser iguales.

En cualquier caso, el resultado se presenta en la Figura 3, con líneas discontinuas de trazo largo, para dos valores de la relación modular que cubren el rango habitual. Puede verse que el resultado es excesivamente optimista, con asientos notablemente inferiores a los medidos, lo que está asociado a una sobrevaloración del factor de concentración de tensiones (Figura 4).

2.2. COLUMNA ELÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

La solución anterior puede mejorarse dejando libre la deformación radial de la columna y del suelo e igualando ambas. De esta forma, se puede cumplir la condición de equilibrio en el contacto entre ambos.

La distribución elástica de tensiones en la columna y en el terreno se puede obtener directamente utilizando soluciones conocidas:

- La columna es un cilindro sometido a unas tensiones vertical en sus bases (σ_{zc}), y radial en su pared lateral (σ_{rc}), uniformes y desconocidas (situación análoga a una probeta en un ensayo triaxial convencional, que da como resultado tensiones y deformaciones uniformes en toda la columna).

- En cuanto al suelo que la rodea, se trata de un tubo de pared gruesa, sometido a unas tensiones vertical en sus bases (σ_{zs}), y radial en su pared lateral (σ_{rs}), también desconocidas. La solución elástica de este caso se encuentra en cualquier texto básico de Elasticidad.

Para obtener las cuatro tensiones desconocidas anteriores se dispone (en direcciones vertical y radial) de las dos ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y las dos de equilibrio de tensiones. Con ello se obtiene la solución completa de tensiones y deformaciones en la columna y en el suelo.

El resultado fue presentado por Balaam y Booker (1981) de forma completa, tanto para la situación inicial de carga sin drenaje como para la final, drenada. En la situación final, la tensión sobre el suelo es:

$$\sigma_{zs,f} = \frac{p_a}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc} - 2\lambda_c F}{E_{ms} + 2\lambda_s F a_r / (1 - a_r)} - 1 \right)} \quad (7)$$

siendo:

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1 - a_r)}{2[a_r(\lambda_s - \lambda_c + G_s - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s]}$$

y el factor de mejora:

$$n = \frac{1}{\alpha} = 1 + a_r \left(\frac{E_{mc} - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{E_{ms}} - 1 \right) \quad (8)$$

Comparando estas expresiones con las (5) y (6), respectivamente, se ve que, con respecto a la hipótesis edométrica, aumenta algo la tensión sobre el suelo y por tanto, los asentos. En la Figura 3 se representan juntas ambas soluciones, y

puede verse que este efecto mejora algo la comparación con las medidas reales, pero sigue sobreestimando la reducción de asentos. En la Figura 4 se puede ver el efecto en el factor de concentración de tensiones.

Debe también observarse que en la situación inicial, sin drenaje, el asiento no es nulo (como ocurría en la solución confinada), sino que el suelo sufre un pequeño asiento, expandiéndose al mismo tiempo horizontalmente (para conservar el volumen), lo que supone una pequeña contracción radial en la columna.

2.3. COLUMNA ELASTOPLÁSTICA

La comparación anterior sugiere que la hipótesis elástica, aun considerando la situación realista de deformación radial libre, conduce a una tensión excesiva sobre la columna. Para mejorar este aspecto, es preciso introducir la existencia de deformaciones plásticas.

La posibilidad de plastificación afecta en principio sólo a la columna, que resulta sometida a una elevada presión vertical y con un confinamiento lateral inferior al de reposo y que podría llegar al límite activo. En cambio, el suelo se encuentra en condiciones de confinamiento lateral importante (la columna supone una inclusión más rígida que el terreno al que sustituye).

Dado que en análisis elastoplástico el estado final depende del camino seguido, es preciso considerar por separado los casos de carga con y sin drenaje, que se hace a continuación de forma cualitativa, analizando las trayectorias típicas de tensiones efectivas en la columna en un diagrama de tensiones radial y vertical (Figura 5), a partir de un estado inicial de reposo, k_0 (punto I).

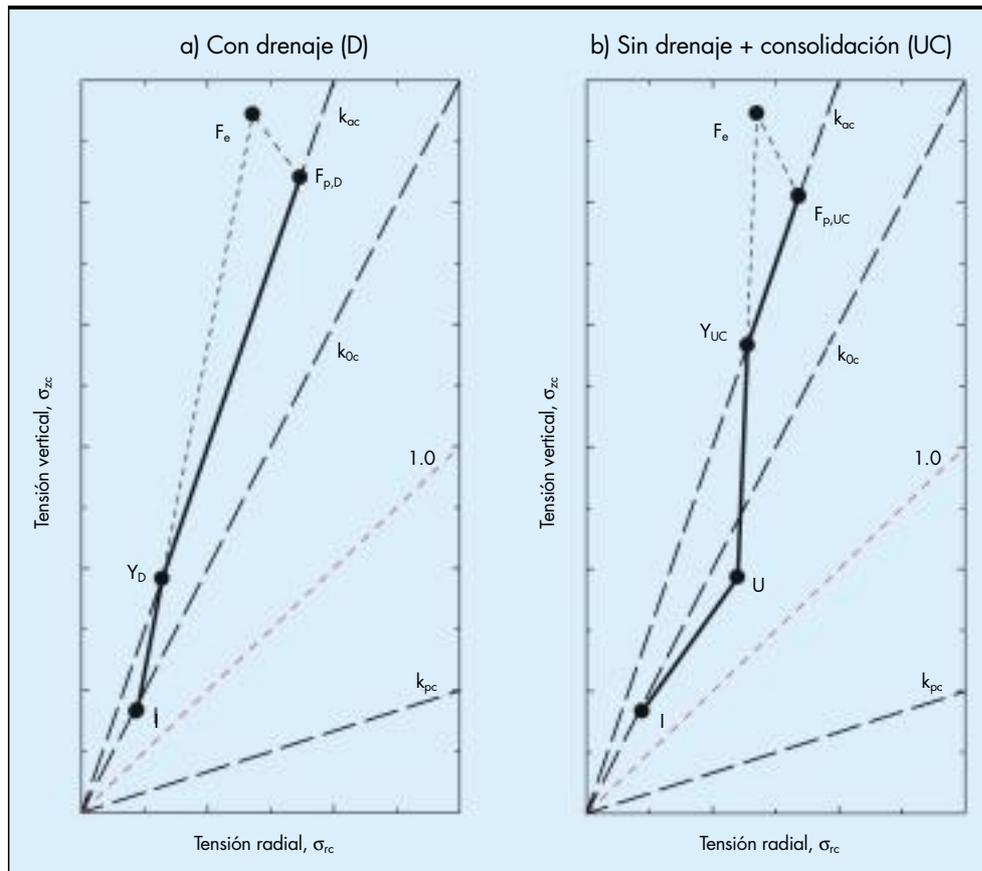


FIGURA 5. Esquema de trayectorias de tensiones en la columna. Casos con y sin drenaje.

2.3.1. Carga con drenaje

En el caso de suelo permeable (Figura 5-a) todo el proceso de carga tiene lugar con drenaje, y las tensiones en la columna crecen monótonamente hasta el estado final. Para columna elástica, ello lleva al punto F_e , definido en la Figura 5-a pero, dependiendo de la magnitud de la carga aplicada y de las características del material, puede alcanzarse antes el estado límite activo en un punto tal como Y_D . A partir de este momento, la columna se deforma en régimen plástico, llegando al final en el punto $F_{p,D}$, diferente de F_e (la mayor deformabilidad de la columna en régimen plástico implica una reducción del factor de concentración de tensiones respecto al caso elástico).

Este caso ha sido resuelto analíticamente por Pulko y Majes (2005). La solución del problema sigue siendo en principio posible, pues en el planteamiento sólo cambian las relaciones constitutivas en la columna, donde las tensiones y deformaciones son uniformes. Aparecen dos funciones incógnitas más (las componentes plásticas de las deformaciones radial y vertical), y dos ecuaciones adicionales, las correspondientes al estado plástico:

$$\begin{aligned} \text{Condición de plastificación (Rankine): } \sigma_{rc} &= k_{ac} \sigma_{zc} \\ \text{Condición de flujo plástico (dilatancia): } \epsilon_{zc}^p &= -2k_{vc} \epsilon_{rc}^p \end{aligned} \quad (9)$$

siendo:

$$k_{ac} = \frac{1 - \text{sen } \phi_c}{1 + \text{sen } \phi_c}; \quad k_{vc} = \frac{1 - \text{sen } \psi_c}{1 + \text{sen } \psi_c};$$

ϕ_c = ángulo de rozamiento interno;
 ψ_c = ángulo de dilatancia.

Las deformaciones elásticas de la columna siguen regidas por la ley de Hooke, pero el desarrollo algebraico se simplifica notablemente si se suponen despreciables frente a las componentes plásticas.

2.3.2. Carga sin drenaje

Para terreno de permeabilidad reducida, la carga puede suponerse instantánea, dando lugar a un estado U sin drenaje (Fi-

gura 5-b), caracterizado por un aumento relativo mayor de la tensión radial, por lo que el estado se acerca a la isotropía, y la columna se mantiene en estado elástico. A continuación, tiene lugar el proceso de consolidación, lo que para columna elástica llevaría al punto F_e , el mismo que para carga con drenaje. Sin embargo, si la resistencia de la columna es limitada, se alcanza el estado plástico en un cierto punto Y_{UC} , durante el proceso de consolidación. Al final de éste, se llega a un estado final $F_{p,UC}$, diferente del elástico (F_e) y del estado plástico final para carga con drenaje ($F_{p,D}$). Comparando ambos casos en la Figura 5 puede verse que es diferente el momento de plastificación (Y), y la proporción relativa de las fases elástica y plástica del proceso.

Este caso es más complejo que el anterior, ya que obliga a la integración de la ecuación de la consolidación en régimen no lineal, debido a las deformaciones plásticas de la columna. Sin embargo, la solución no es imposible, pues el suelo sigue siempre en régimen elástico, por las razones expuestas más arriba. En el apartado que sigue se presenta el análisis.

3. CONSOLIDACIÓN

Al igual que para el estado final, se presentan aquí las soluciones existentes, en orden de complejidad creciente, comenzando por la hipótesis de confinamiento lateral.

3.1. COLUMNA CONFINADA LATERALMENTE

La hipótesis de confinamiento lateral implica que la columna está lejos del estado límite activo. Por lo tanto, se trata siempre de un proceso elástico, para el suelo y la columna.

3.1.1. Solución básica para drenes (Barron-Hansbo):

Como referencia, se dispone de la solución clásica de Barron-Hansbo, formulada para la consolidación radial alrededor de drenes prefabricados. La ecuación (conservación de masa de fluido y ley de Darcy), es en este caso:

$$\frac{k_r}{\gamma_w} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = - \frac{\partial \epsilon_{vol,s}}{\partial t} \quad (10)$$

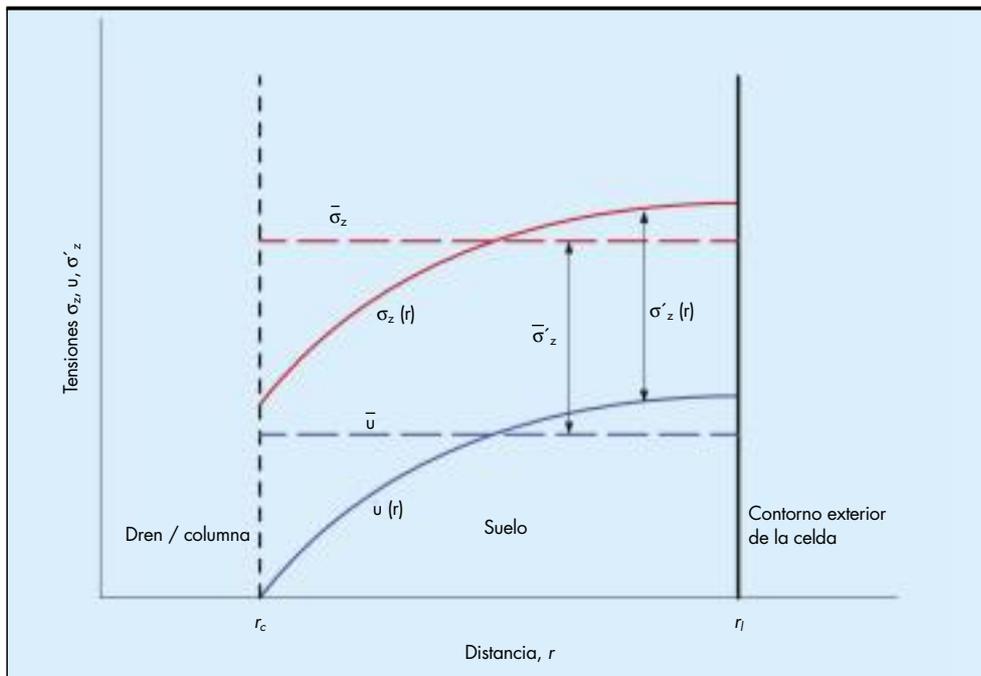


FIGURA 6. Isocronas en la solución de Barron-Hansbo. Distribución radial de tensiones totales e intersticiales. Valores medios.

En todo lo que sigue, se designa como u la sobrepresión intersticial (presión intersticial en exceso sobre la hidrostática inicial).

La deformación volumétrica del suelo, en condiciones confinadas, es igual a la vertical, la cual a su vez depende de la tensión vertical efectiva en cada punto, a través del módulo edométrico. La hipótesis de deformación vertical uniforme implica por tanto que, aunque tanto la tensión total como la intersticial varían a lo largo del radio, su diferencia debe ser constante, e igual a la existente entre los valores medios de ambas magnitudes (Figura 6). Por otra parte, los drenes prefabricados tienen una rigidez despreciable, por lo que no soportan ninguna carga, y la tensión media en el suelo es igual a la presión media aplicada, p_a . Todo ello lleva a:

$$\epsilon_{vol,s} = \epsilon_{zs} = \frac{\sigma'_{zs}}{E_{ms}} = \frac{\sigma_{zs} - u}{E_{ms}} = \frac{\bar{\sigma}_{zs} - \bar{u}}{E_{ms}} = \frac{p_a - \bar{u}}{E_{ms}} \quad (11)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (10):

$$c_{vr} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (12)$$

siendo c_{vr} el coeficiente de consolidación radial del suelo:

$$(c_{vr} = k_r E_{ms} / \gamma_w).$$

La solución de la ecuación (12) es:

$$u = \frac{\bar{u}}{f(a_r)} \left\{ \ln \left(\frac{r}{r_c} \right) - \frac{1}{2} a_r \left[\left(\frac{r}{r_c} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (13)$$

siendo la sobrepresión intersticial media:

$$\bar{u} = p_a e^{-\frac{8T_r}{f(a_r)}} \quad (14)$$

T_r es el factor de tiempo ($T_r = c_{vr} t / 4r_c^2$), y:

$$f(a_r) = -\frac{\ln a_r}{2(1-a_r)} - \frac{3-a_r}{4} \quad (15)$$

El grado de consolidación se define en la forma usual:

$$U = 1 - \frac{\bar{u}}{p_a} = e^{-\frac{8T_r}{f(a_r)}} \quad (16)$$

3.1.2. Aplicación directa a columnas de grava (reparto de tensiones constante):

La solución de Barron-Hansbo suele aplicarse en la práctica al caso de columnas de grava directamente, sin más que suponer que la tensión sobre el suelo no es la presión media aplicada, p_a , sino la que resulta del reparto de tensiones suelo-columna, suponiendo que es constante e igual a su valor final, $\sigma_{zs,f}$, dado por la expresión (5). El resultado, si se expresa mediante el grado de consolidación adimensional, es obviamente el mismo anterior, tanto en presiones intersticiales como en asientos.

3.1.3. Reparto de tensiones variable con el tiempo

El reparto de cargas entre columna y suelo varía considerablemente durante el proceso de consolidación. Inicialmente, al no haber drenaje el suelo no sufre asiento (al haber confinamiento lateral), por lo que su módulo edométrico aparente es infinito. La columna no debe tampoco asentar y, por tanto, no recibe ninguna carga, con lo que el suelo está sometido a una carga mayor que la presión media aplicada p_a (ecuación 2 con $\sigma_{zs}=0$). Con el desarrollo de la consolidación, el módulo edométrico aparente del suelo va disminuyendo hasta su valor final, drenado. En consecuencia, la carga sobre el suelo va también disminuyendo, lo que afecta a la velocidad del proceso.

Esta variación de la carga ha sido tenida en cuenta en el análisis presentado por Han y Ye (2001). En el desarrollo anterior, debe modificarse la ecuación (11), expresando la tensión efectiva en función de la presión intersticial media, en la forma:

$$\epsilon_{vol,s} = \epsilon_{zs} = \frac{\sigma'_{zs}(t)}{E_{ms}} = \frac{\bar{\sigma}_{zs}(t) - \bar{u}(t)}{E_{ms}} \quad (17)$$

La tensión total media sobre el suelo ($\bar{\sigma}_{zs}$) para cualquier tiempo t se puede obtener con las condiciones de equilibrio y compatibilidad, como se indicó en el Apartado 2.1 para la situación final, resultando:

$$\bar{\sigma}_{zs}(t) = \frac{p_a + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} a_r \bar{u}(t)}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (18)$$

Introduciendo este valor en la ecuación (17) se obtiene la deformación volumétrica ($\epsilon_{vol,s}$) que, sustituida en la ecuación (10) lleva a la misma ecuación de consolidación de Barron-Hansbo, pero con un coeficiente de consolidación equivalente:

$$c_{vr}^{ze} = c_{vr} \left(1 + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \frac{a_r}{1-a_r} \right) \quad (19)$$

donde el superíndice ze se refiere a la influencia de la deformación confinada de la columna elástica. El factor entre paréntesis es siempre mayor que la unidad, lo que implica una consolidación más rápida que en el caso de carga constante. El tratarse de una mera modificación de c_{vr} implica que la curva de consolidación ($U-T_r$) es la misma que en el caso de carga constante (16), pero trasladada horizontalmente en el eje logarítmico de tiempos.

3.2. COLUMNA ELÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

El método seguido en el caso de confinamiento lateral puede seguirse también para deformación radial libre de columna y suelo. La ecuación de la consolidación radial sigue siendo la misma (10), pero ahora la deformación volumétrica no es igual a la vertical, como era en las ecuaciones (11) y (17), sino que interviene también la deformación horizontal. Para calcularla se debe acudir a la solución elástica general. La solución se obtiene como se presentó en el Apartado 2.2 para las situaciones inicial y final, pero considerando que existe una cierta presión intersticial por disipar. Para estos efectos, se puede sustituir la presión intersticial en cada punto (u) por su valor medio (\bar{u}), variable con el tiempo, aunque en este caso la justificación de esta aproximación no es tan directa como en el caso confinado.

La solución completa puede verse en Castro (2008). Todas las deformaciones y tensiones resultan necesariamente lineales con p_a y \bar{u} , en la forma:

$$(\sigma, \epsilon) = \Phi^e \bar{u} + \Psi^e p_a \quad (20)$$

Donde las diferentes funciones Φ^e y Ψ^e para cada componente pueden depender del radio r y de los parámetros geométricos y elásticos, pero no del tiempo, que sólo interviene a través de \bar{u} . Por tanto, la derivada temporal de la deformación volumétrica del suelo que debe introducirse en la ecuación de la consolidación (10), es lineal con la derivada ($\partial \bar{u} / \partial t$).

Ello da como resultado la misma ecuación (12), pero con un nuevo coeficiente de consolidación equivalente:

$$c_{vr}^{zre} = c_{vr} \cdot \frac{[a_r(\lambda_c + 2G_c) + (1-a_r)(\lambda_s + 2G_s)] [H - (\lambda_c - \lambda_s)] - (1-a_r)(\lambda_c - \lambda_s)^2}{(\lambda_s + 2G_s) [H - (1-3a_r)(G_c - G_s)]} \quad (21)$$

donde el superíndice zre se refiere ahora a la influencia de la deformación vertical y radial de la columna elástica no confinada,

y siendo: $H = \frac{1}{a_r} (\lambda_c + G_c + G_s) - (G_c - G_s)$.

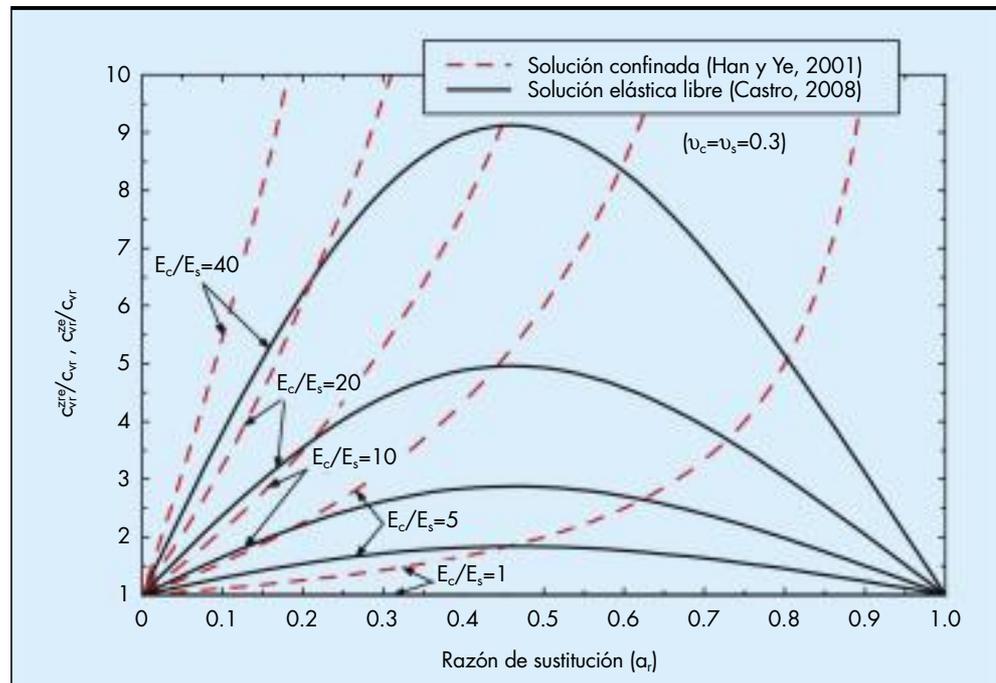


FIGURA 7. Columna elástica. Deformación lateral libre. Coeficiente de consolidación equivalente (Castro, 2008). Comparación con el caso confinado (Han y Ye, 2001).

En la Figura 7 se representa la expresión (21) en función de la relación modular y el área de sustitución. Puede verse que el cociente c_{vr}^{zre}/c_{vr} es siempre superior a la unidad, es decir, que la consideración de la variación del reparto de cargas en el tiempo representa una aceleración de los asentamientos. Sin embargo, este efecto no es tan acusado como en la solución confinada (ec. 19), representada también en la figura. En un caso típico, con $\alpha_r=0,2$ y $E_c/E_s=20$, el coeficiente de consolidación aumenta a 6 veces el básico para columna confinada, mientras que para columna libre se multiplica sólo por 3,5. Para valores muy altos (irreales) de la razón de sustitución, el factor a aplicar al coeficiente de consolidación tiende a infinito para confinamiento lateral, y en cambio decrece a la unidad para columna libre lateralmente. Esta aparente ralentización del fenómeno se ve compensada por el aumento de la componente instantánea del asiento (que en la solución confinada no existe).

La Figura 8 muestra la evolución de la consolidación en un caso típico, analizado por Balaam y Booker (1981) mediante elementos finitos con consolidación acoplada². Se muestra la comparación con la solución presente, y también con la solución confinada lateralmente, así como la que más arriba se ha denominado "aplicación directa a columnas de grava" de la solución de Barron-Hansbo. La consolidación bajo carga constante es mucho más lenta que los resultados numéricos. Por contra, la consideración de carga variable pero manteniendo el confinamiento lateral conduce a un proceso excesivamente rápido, sobre todo para grados de consolidación por encima del 50%.

La solución presente muestra un mejor ajuste con los resultados numéricos. Las diferencias son mayores para grados de consolidación inferiores al 30%, deficiencia que es compartida también por las otras soluciones. Balaam y Booker (1981) lo atribuyen a que la solución de Barron no reproduce adecua-

damente la fase inicial del proceso. Como más adelante se expone, esto se ha comprobado experimentalmente en laboratorio (Figura 16). En cualquier caso, incluso en esa región, la solución presente supone una mejora sustancial de los resultados de las anteriores, en términos de evolución del grado de consolidación.

3.3. COLUMNA ELASTOPLÁSTICA CON DEFORMACIÓN RADIAL LIBRE

3.3.1. Tensiones iniciales

Toda la formulación anterior, que corresponde al caso de columna elástica, se debe entender como incremental, es decir que todas las tensiones y deformaciones son incrementos sobre los valores iniciales (antes de aplicar la carga p_a). Por tanto, las soluciones presentadas, tanto en el estado inicial, el final, o durante la consolidación son válidas e idénticas para una rebanada de espesor diferencial situada a cualquier profundidad. En cambio, para columna elastoplástica, la condición de plastificación (9a) debe imponerse con las tensiones acumuladas a las iniciales.

Por ello, el planteamiento se debe hacer para una profundidad genérica z , y luego integrarse para toda la columna. Las tensiones iniciales dependen del método de instalación de las columnas (vibrosustitución o vibrodesplazamiento), sobre todo las horizontales. Para una instalación ideal que no modifique el estado natural se puede tomar:

$$\begin{aligned} \sigma_{zs,i} &= \gamma'_s z \\ \sigma_{zc,i} &= \gamma'_c z \\ \sigma'_{rs,i} &= \sigma_{rc,i} = k_0 \sigma'_{zs,i} \\ u_i &= 0 \end{aligned} \tag{22}$$

3.3.2. Inicio de la plastificación

Teniendo en cuenta el esquema de la Figura 5b, los estados definidos por los puntos U y F_e , elásticos, se resuelven con la solución expuesta en el apartado anterior. Para la solución

2 En el artículo original, Balaam y Booker (1981) muestran sólo los resultados del proceso de consolidación, a partir de la situación inicial sin drenaje. Para la comparación, en la Figura 8 se ha sumado el asiento inicial calculado con la formulación de los propios autores.

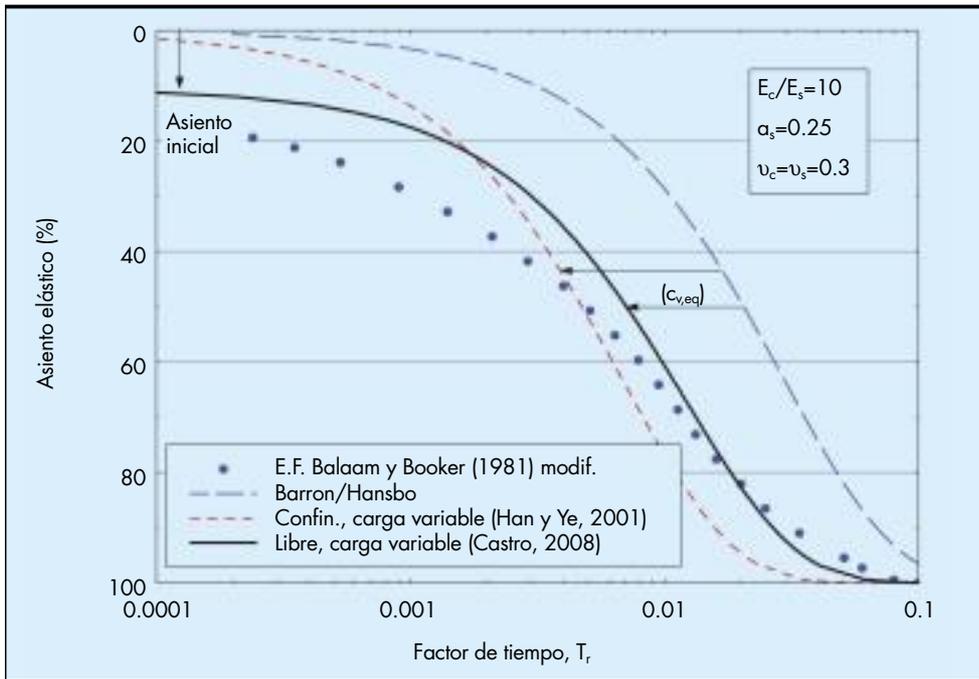


FIGURA 8. Columna elástica. Evolución del grado de consolidación. Soluciones confinada y libre. Comparación con resultados de análisis numérico.

elastoplástica, el primer paso es definir el inicio de la plastificación (punto Y). Este punto se alcanza para un grado de consolidación más pequeño cuanto menor es la profundidad (es decir, cuanto más cerca del origen se sitúe el punto inicial I. Por tanto, la plastificación comenzará en la cabeza de la columna, progresando hacia abajo al continuar la consolidación.

La condición de plastificación es:

$$\frac{\sigma_{rc,y}}{\sigma_{zc,y}} = \frac{\sigma_{rc,i} + \Delta\sigma_{rc,y}}{\sigma_{zc,i} + \Delta\sigma_{zc,y}} = \frac{1 - \text{sen}\phi_c}{1 + \text{sen}\phi_c} = k_{ac} \quad (23)$$

donde el subíndice “y” se refiere al momento de plastificación.

Entre los puntos U y F_e, todas las tensiones varían linealmente con la sobrepresión intersticial media (\bar{u}) (ec. 20), por lo que el grado de consolidación puede aplicarse a cualquier componente en la forma:

$$\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_u + U_y^e (\Delta\sigma_f^e - \Delta\sigma_u) \quad (24)$$

siendo $\Delta\sigma_f^e$ el valor final de la componente elegida en la hipótesis de comportamiento puramente elástico (punto F_e), y $\Delta\sigma_u$ en el estado sin drenaje (punto U).

Aplicando esta expresión a las tensiones radial y vertical en la columna e introduciéndolas en (23), se puede despejar el grado de consolidación elástico en el momento de plastificación, U_y^e :

$$U_y^e = \frac{(\sigma_{rc,i} - k_{ac}\sigma_{zc,i}) + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}}{k_{ac}\Delta\sigma_{zc,f}^e - \Delta\sigma_{rc,f}^e + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}} \quad (25)$$

En esta expresión, sólo el paréntesis del numerador, que es siempre positivo, depende de la profundidad, por lo que U_y^e es mínimo en la superficie, como se había anticipado. Alternativamente, puede considerarse como la expresión que define la profundidad alcanzada por la zona plástica en función del grado de consolidación elástico.

3.3.3. Rango plástico

El punto final real no será F_e, sino F_{p,UC}, por lo que el grado de consolidación real será diferente del dado por (25). La determinación de las tensiones y deformaciones en la zona plás-

tica puede hacerse de la forma descrita en el Apartado 2.3, en función de la sobrepresión intersticial media, lo que resuelve el problema en este rango. El estado final (punto F_{p,UC}) se obtiene para sobrepresión intersticial nula. En lo que sigue, se han despreciado las componentes elásticas de la deformación en la zona plástica, como se ha comentado.

Igual que en el caso elástico, la ecuación de la consolidación (10) se sigue manteniendo. El coeficiente de consolidación equivalente es ahora:

$$c_{vr}^{zrp} = c_{vr} \cdot \frac{(1 - a_r) + \frac{a_r}{(\lambda_s + 2G_s)} \left(\frac{\lambda_s}{k_{\psi e}} + \frac{J}{k_{ac}} \right)}{\left[1 + \frac{a_r}{(1 - a_r)k_{\psi e}} \right] \left(1 - a_r + \frac{a_r}{k_{ac}} \right)} \quad (26)$$

$$\text{con: } J = \lambda_s + \frac{G_s + a_r(\lambda_s + G_s)}{(1 - a_r)k_{\psi e}}$$

Así como en régimen elástico (confinado o no) el coeficiente de consolidación dependía de la relación modular columna-suelo (ecs. 19 y 21), ahora los únicos parámetros elásticos que intervienen con los coeficientes de Poisson. Esto es consecuencia de haber despreciado las deformaciones elásticas frente a las plásticas.

En la Figura 9 se representa la expresión anterior. Puede verse que, al contrario de lo que ocurre en el tramo elástico, en el que el coeficiente de consolidación se multiplicaba por valores de 3 a 6, al pasar al rango plástico, el factor decrece por debajo de la unidad, lo que supone un brusco retardo del proceso. Esto se muestra claramente en un caso típico (Figura 10). El punto de plastificación, que como se comentó antes varía con la profundidad, supone un quiebro brusco en la evolución del proceso.

Este mismo cambio se refleja en el reparto de tensiones entre suelo y columna. La plastificación de ésta supone una disminución importante de la rigidez relativa, lo que hace que a partir de este momento la columna va soportando cargas relativamente menores, como se pone de manifiesto en un caso

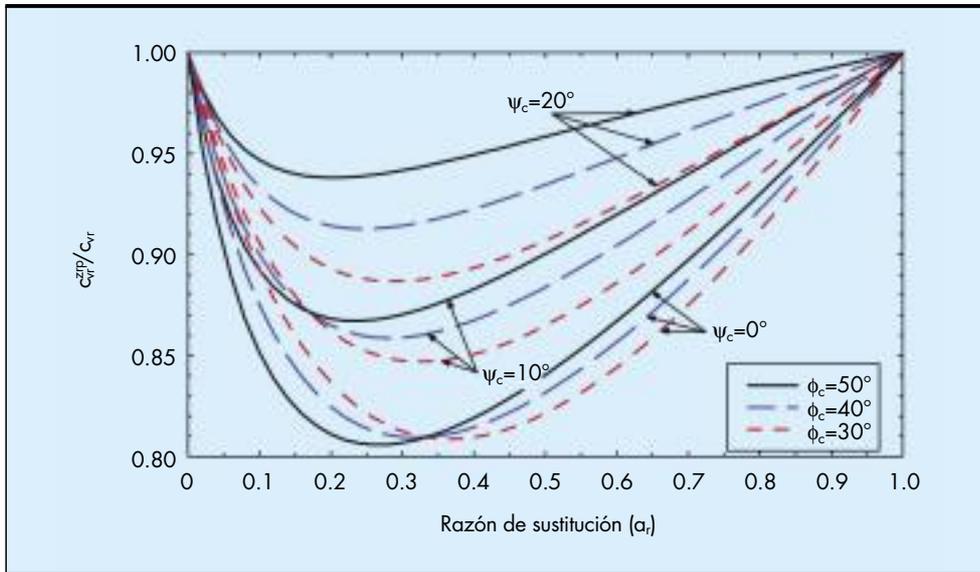


FIGURA 9. Deformación lateral libre. Coeficiente de consolidación equivalente en el rango plástico. (Castro, 2008).

típico representado en la Figura 11. Puede verse que el factor de concentración de tensiones cesa bruscamente de crecer al producirse la plastificación, variando muy poco a partir de entonces.

En la Figura 12 se muestra el estado final en el caso general, expresado en la forma habitual mediante el factor de reducción de asientos, como para las soluciones anteriores. Puede verse que ahora los asientos finales concuerdan muy bien con los valores medios de los casos reales. Otro tanto ocurre con el factor de concentración de tensiones, que se representa en la Figura 4. Los casos reales (rango definido por Barksdale y Bachus, 1983) dan valores muy por debajo de los

dados por las soluciones elásticas, confinadas o no, y se ajustan muy bien a los de la solución plástica expuesta.

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL EN LABORATORIO

Como se ha ido viendo a lo largo de los apartados anteriores, existen numerosas evidencias experimentales de medidas de asientos finales, y menos de reparto de tensiones entre suelo y columna. Aún menos medidas hay del proceso de consolidación. Por ello, se decidió completar el estudio teórico del proceso expuesto con un estudio en laboratorio (Cimentada, 2009; Cimentada et al., 2011).

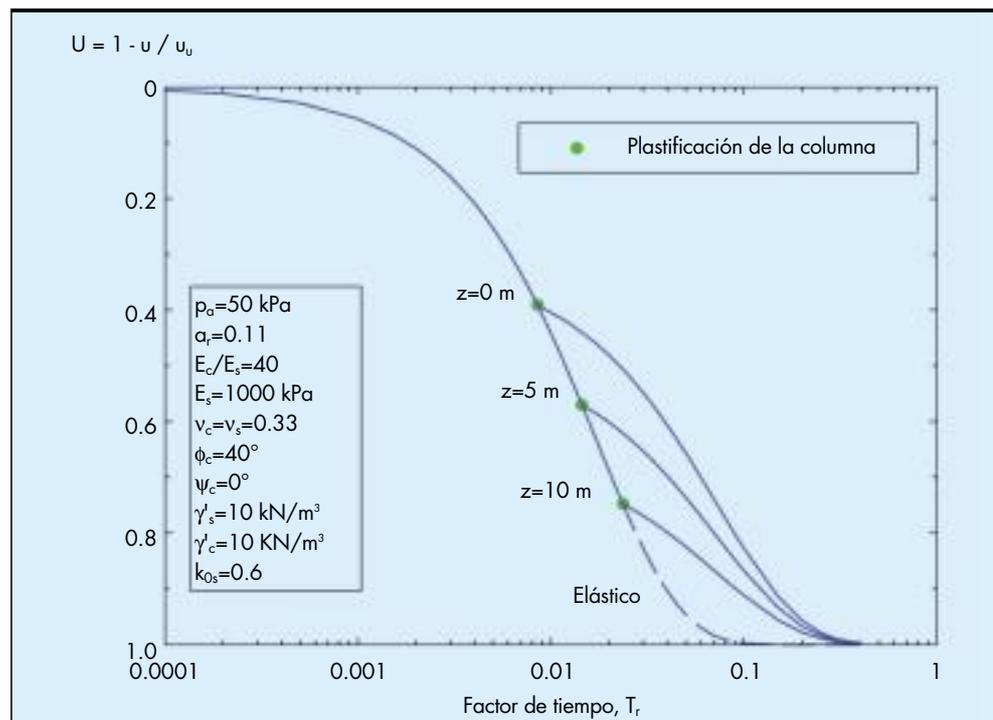


FIGURA 10. Evolución del grado de consolidación. Influencia de la plastificación de la columna.

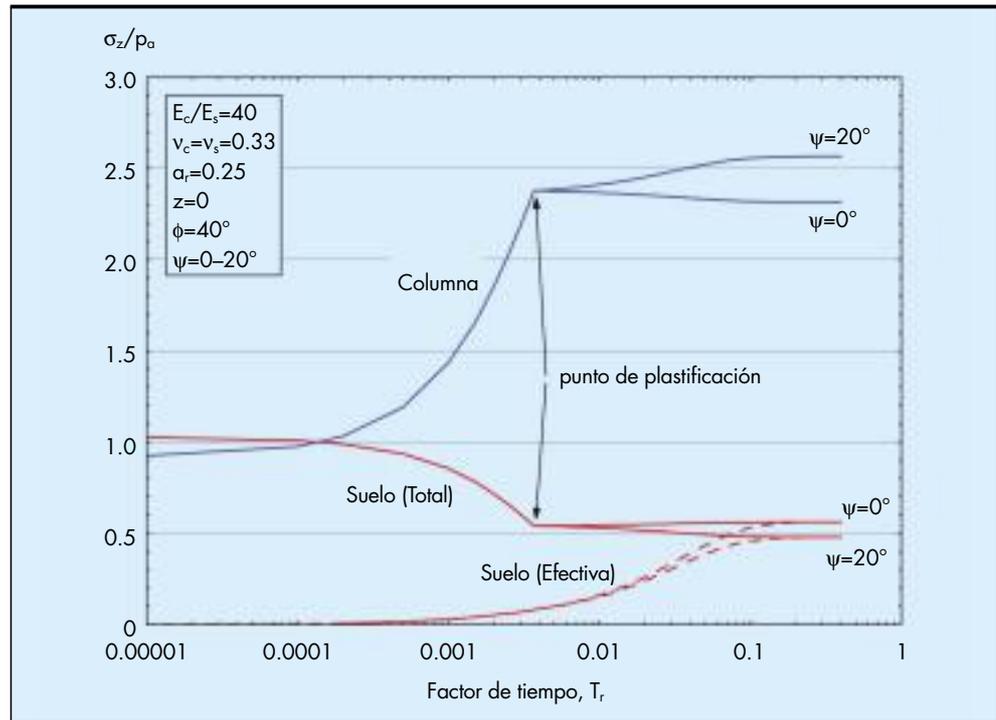


FIGURA 11. Evolución de las tensiones en suelo y columna durante la consolidación. Columna elastoplástica.

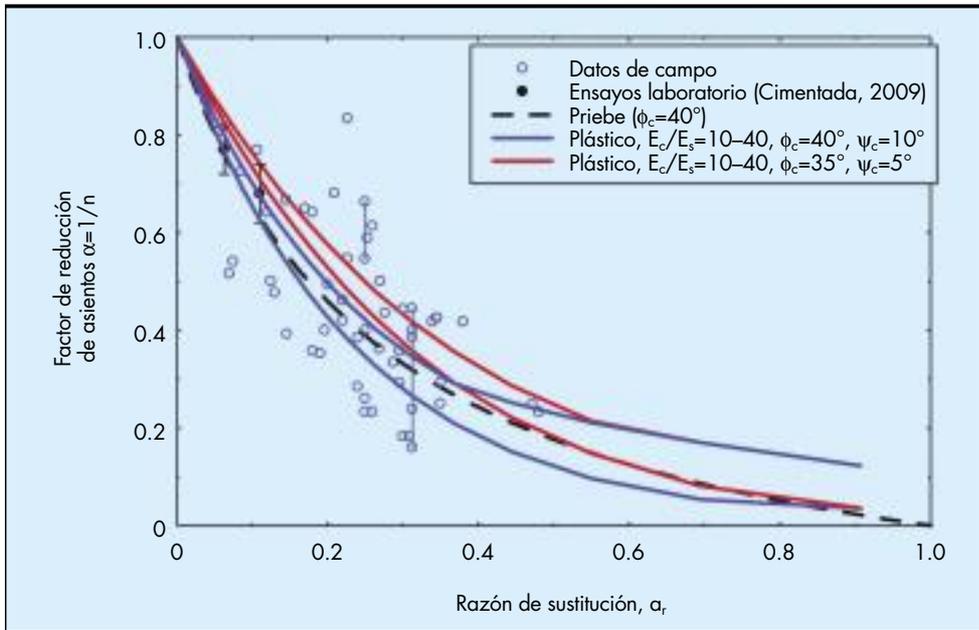


FIGURA 12. Asientos finales. Confinamiento lateral elástico. Columna elastoplástica. Comparación con medidas reales.

Para ello, se ha reproducido una rebanada horizontal de la celda unidad en un edómetro de tipo Rowe-Barden, de 254 mm de diámetro (Figura 13). Se han ensayado columnas de 63,5 mm y 84,67 mm, lo que supone relación de diámetro de celda a columna $N=4$ y $N=3$, respectivamente, y razones de sustitución, α_r , respectivas de 0,0625 y 0,111.

4.1. MATERIALES Y MÉTODOS

Lo anterior supone una escala aproximada de 1/10 respecto a las dimensiones reales típicas. Para mantener esta escala, se

ha utilizado para la columna grava de 4-5 mm de diámetro. Para el suelo se ha usado caolín comercial, que supone un adecuado compromiso entre plasticidad y permeabilidad. El utilizado en este estudio tiene un límite líquido de 73%, índice de plasticidad de 35%, y deformabilidad edométrica definida por unos índices C_c y C_s de 0,44 y 0,14. Para presiones entre 100 y 600 kPa el módulo de elasticidad equivalente era de 600-3000 kPa y el coeficiente de consolidación medio de $2,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

En cuanto a la grava, se compactó a una densidad de 16,5 kN/m^3 , cercana a la máxima. El ángulo de rozamiento medido



FIGURA 13. Ensayos en modelo. Vista general del equipo.

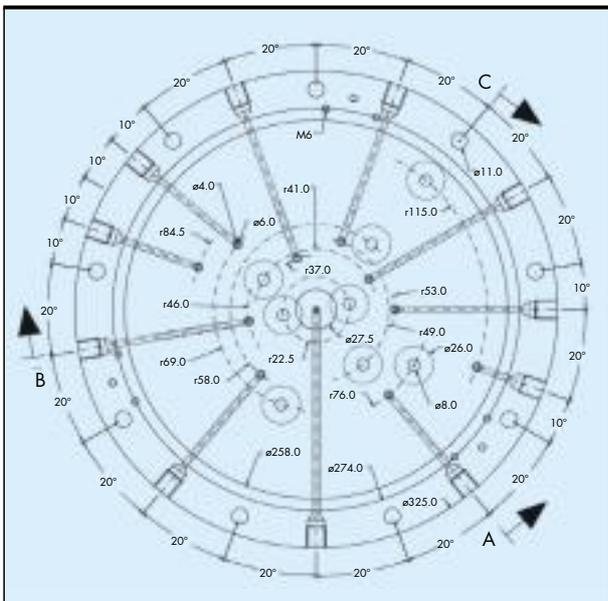


FIGURA 14. Instrumentación de la base de la célula Rowe. Sensores de presión total e intersticial.



FIGURA 15. Inserción de la columna de grava.

en ensayos triaxiales drenados varía entre 40° y 50° , y el de dilatación entre 10° y 15° . Para el módulo de elasticidad, se hicieron además ensayos triaxiales especiales con trayectorias de tensiones controladas, manteniendo constante la relación entre tensiones horizontal y vertical, con valores entre los estados de reposo y activo. De ellos se deduce un módulo de elasticidad representativo de 30 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,2.

La célula Rowe se instrumentó mediante la instalación en su base de sensores situados a diferentes distancias del eje, de presión total (dos bajo la columna y cuatro bajo el suelo) y de presión intersticial (seis bajo el suelo) (Figura 14). También se midieron las tensiones totales horizontales en dos puntos de la pared cilíndrica de la célula para controlar el coeficiente de empuje en reposo.

Las columnas se construyeron compactándolas por vibración en el interior de un molde cilíndrico, y congelándolas posteriormente. La arcilla se colocaba en la célula con la humedad del límite líquido y se consolidaba con una presión vertical de 100 kPa. Luego, se desmontaba la tapa y, con ayuda del sistema de la Figura 13, se excavaba un orificio central protegido por una entubación metálica, en el que, una vez retirada ésta, se introducía la columna congelada (Figura 15). Se dejaba descongelar la columna y se reinstalaba la tapa de la célula y la presión vertical.

La aplicación posterior de la carga se hizo en escalones de 100 kPa, hasta un valor de 600 kPa. En cada uno, se incrementaba la carga manteniendo el drenaje cerrado, y luego se abría el drenaje únicamente a través de la columna, para mantener la condición de flujo radial. Cada escalón duraba 24 horas. En todo el proceso se utilizó una presión de cola de 300 kPa. En total se hicieron siete ensayos, para comprobar la repetitividad de resultados, pudiendo descartar registros anómalos.

4.2. RESULTADOS

En la Figura 16 se presentan las isocronas radiales de presión intersticial en un ensayo con cada geometría ($N=3$ y 4). Puede verse que, a partir de un cierto tiempo (del orden de 1000-2000 s) las isocronas tienen sensiblemente el aspecto predicho por la solución de Barron (ec. 13 y Figura 6), pero no así en las primeras etapas del proceso, como indica la experiencia pasada.

La Figura 17 muestra los valores del coeficiente de consolidación equivalente, obtenido mediante ajuste de la solu-

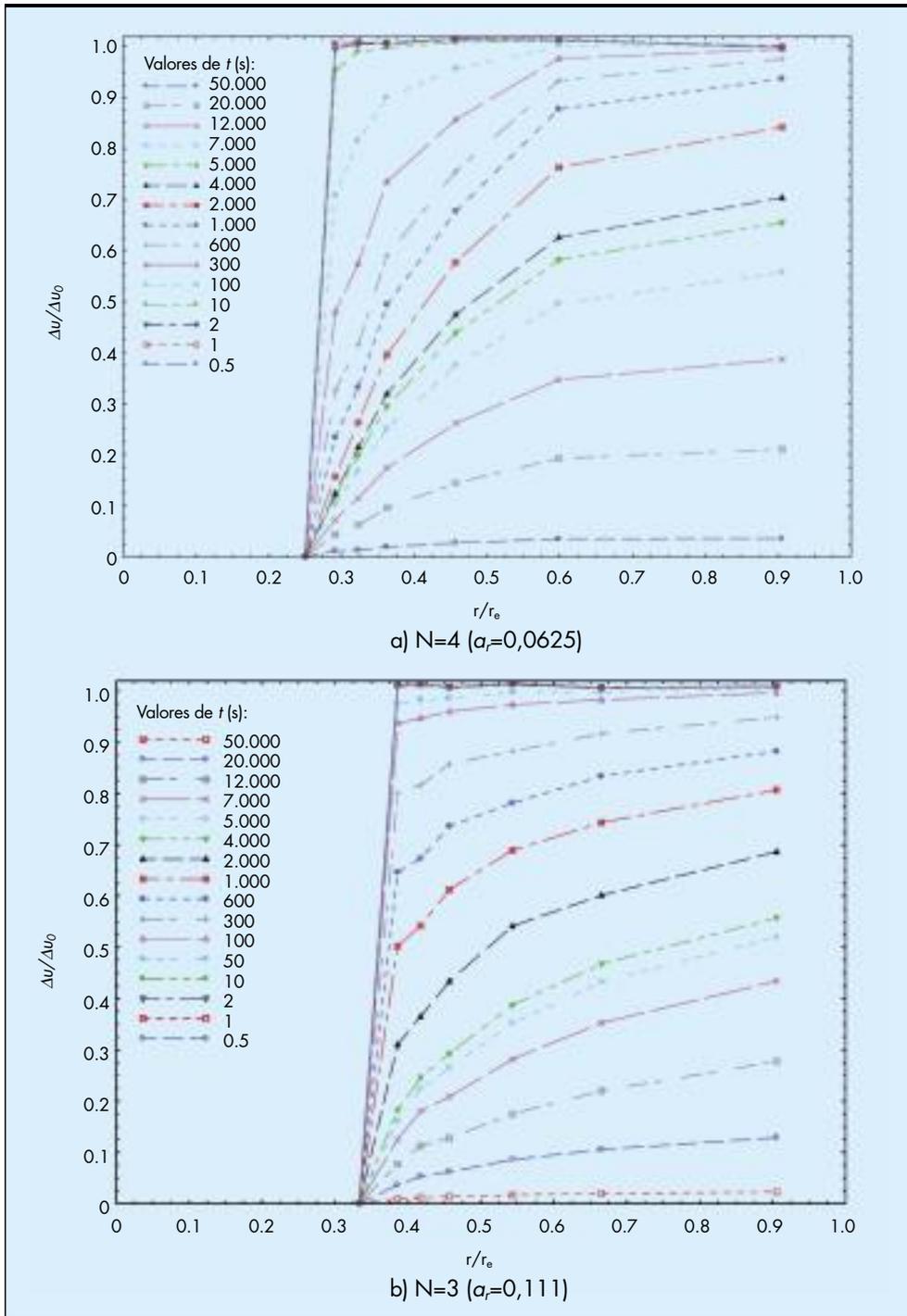


FIGURA 16. Ensayos en laboratorio. Isocronas de presión intersticial.

ción de Barron-Hansbo a los resultados experimentales, expresados como cociente respecto al valor básico. Se ha determinado para cada geometría ($N=3-4$) y cada escalón de carga, utilizando dos métodos: la disipación de presiones intersticiales y la evolución de la deformación vertical. Los resultados muestran una cierta dispersión, pero reflejan la tendencia a disminuir al crecer la relación de diámetros, N . Como comparación, se presentan los resultados teóricos para confinamiento lateral (Han y Ye, 2001) y para deformación radial libre (Castro, 2008). La solución confinada tiende

a apartarse de los resultados experimentales para razones de sustitución altas.

En cuanto al reparto de tensiones entre suelo y columna, en la Figura 18 se presenta la evolución del factor de concentración, SCF , a lo largo de la consolidación para cada escalón de carga. Puede verse que comienza por valores muy bajos, incluso inferiores a la unidad, como predicen los estudios teóricos para la situación sin drenaje. Después hay un aumento suave, y para un tiempo entre 10^3 y 10^4 segundos se observa un cambio de tendencia, manteniéndose sensiblemente constante; al

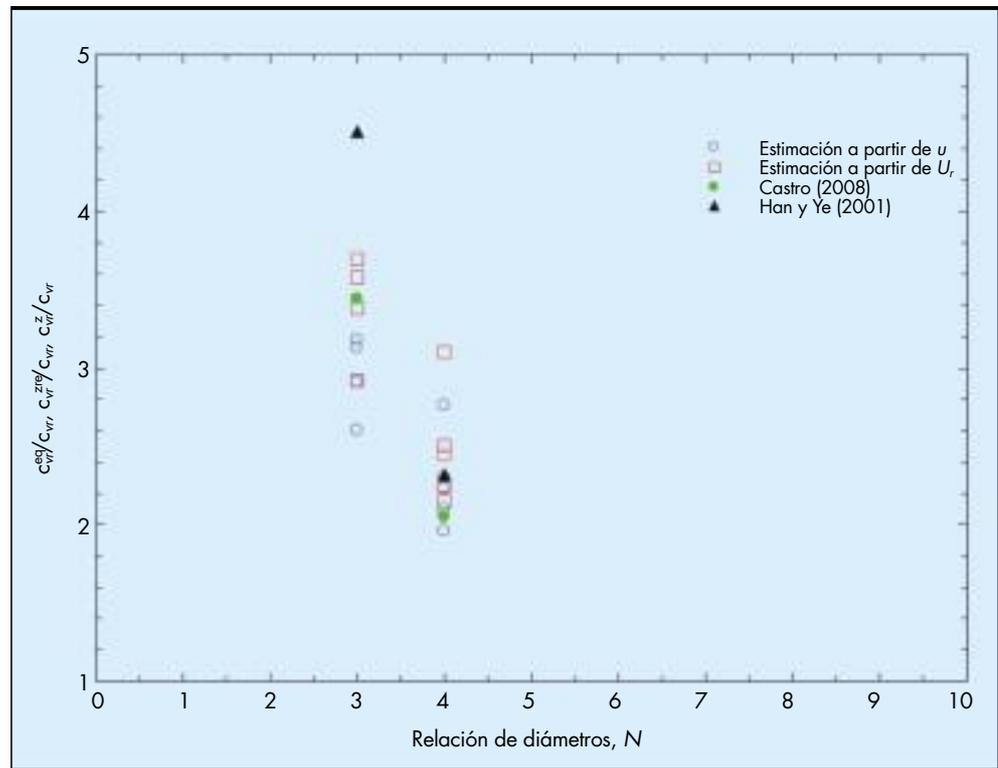


FIGURA 17. Ensayos en laboratorio. Coeficiente de consolidación radial equivalente.

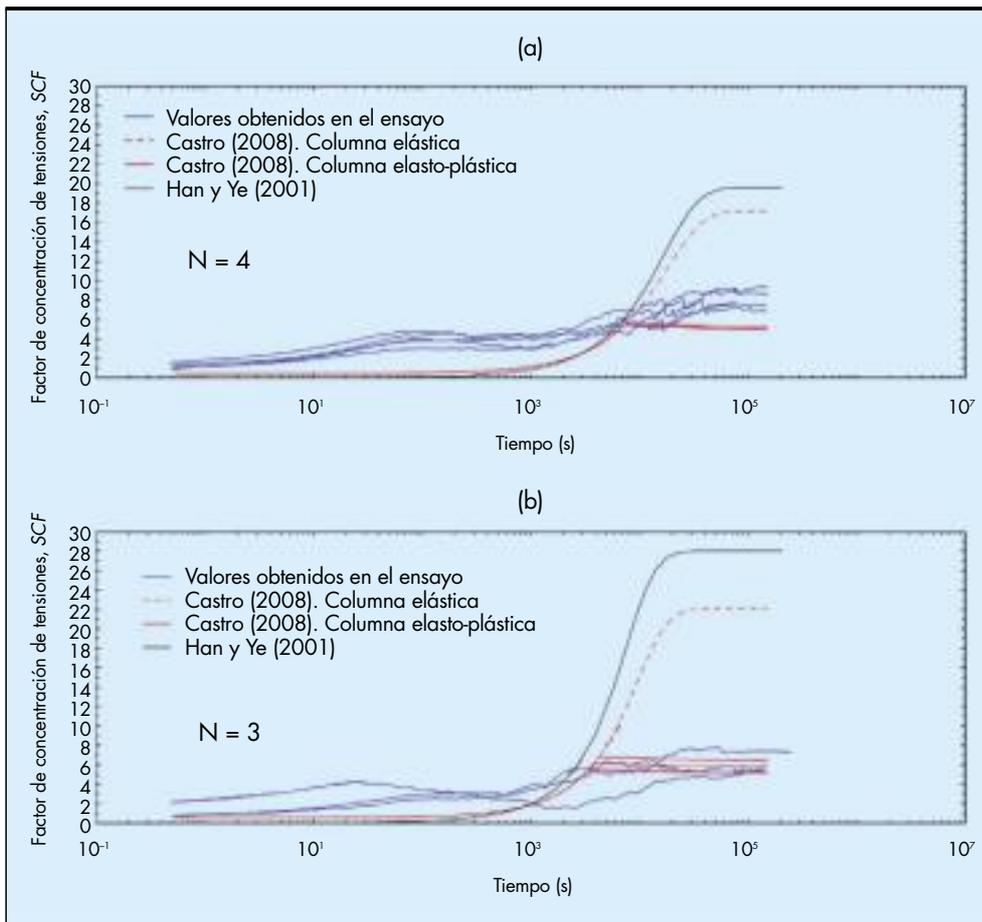


FIGURA 18. Ensayos en laboratorio. Evolución del factor de concentración de tensiones.

mismo tiempo, aparece una notable irregularidad en las curvas, debidas a oscilaciones en el registro de las tensiones en la columna, típicas de materiales granulares. Este cambio de tendencia podría indicar la plastificación de la columna. En la misma figura se han superpuesto como comparación las curvas teóricas, observándose que la solución confinada (Han y Ye, 2001) sobrevalora en mucho el factor, y también la elástica libre. Sólo la consideración de la plastificación de la columna (Castro, 2008) proporciona ajustes aceptables. El valor final del factor de concentración toma valores en el rango 4-8, lo que concuerda con la experiencia en casos reales (Figura 4).

En cuanto a las deformaciones finales, definidas por el factor de reducción de asentamientos, se han incluido en la Figura 12 junto con los resultados teóricos y las experiencias reales, observándose una buena concordancia, si bien se trata de sólo dos puntos, y para razones de sustitución moderadas.

5. EFECTOS DEL PROCESO DE INSTALACIÓN

En todo el estudio anterior, no se ha tenido en cuenta el efecto del proceso real de instalación de las columnas en el terreno, sino que, tanto en los estudios teóricos como experimentales se ha considerado una instalación ideal, que no modifica el estado tensional del terreno.

Como parte del estudio, se ha realizado también una prueba de campo, tratando únicamente de resaltar la importancia de este aspecto. Para ello, se ha contado con la posibilidad de instrumentar una obra real, en un terraplén de la autovía Variante de Sueca (Valencia), con una altura de 10 m, más 2 m de precarga. La cimentación se reforzó con columnas de grava, de 0,80 m de diámetro, 2,80 m de espaciamiento en malla triangular, y 9,0 m de longitud.

El terreno consta de una interestratificación de depósitos aluviales, predominantemente limosos, de consistencia blanda-media, de 8-10 m de potencia. Los ensayos de laboratorio e insitu muestran indicios de una cierta sobreconsolidación, con valores del coeficiente A de Skempton en el rango de +0,20 a -0,17 y una resistencia al corte sin drenaje de 60 a 160 kPa.

La prueba consistió en la instalación de siete columnas, en celda exagonal (Figura 19). Se instalaron piezómetros en los baricentros de las subceldas triangulares, a profundidades de 4 m y 7 m, en las que los sondeos hechos para instalar los piezómetros indicaban niveles más impermeables (el nivel freático se detectó a 3 m de profundidad). El orden de construcción indicado permitía que en la primera columna, instalada en un terreno virgen, se dispusiera de medidas a tres distancias diferentes de la misma (del orden de 1,5, 3,0 y 4,5 m).

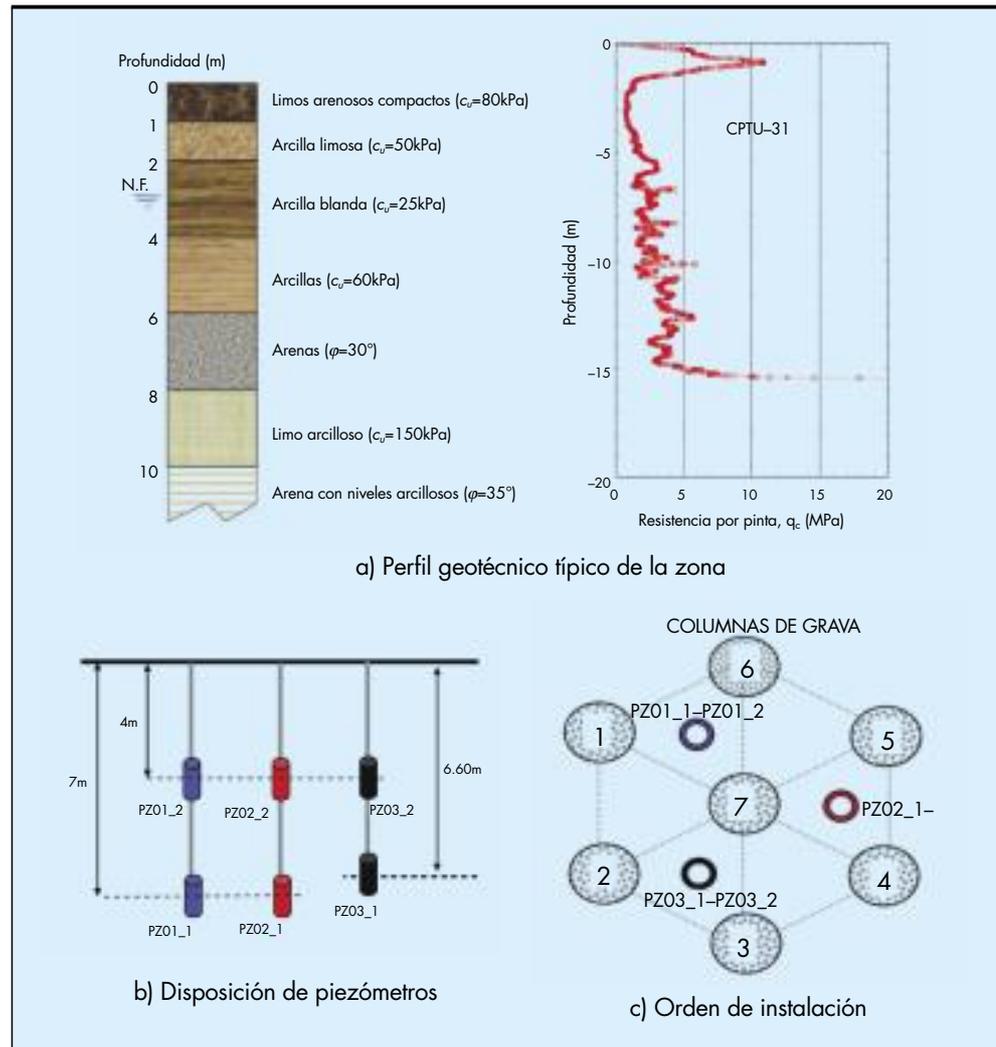


FIGURA 19. Prueba de instalación de columnas.

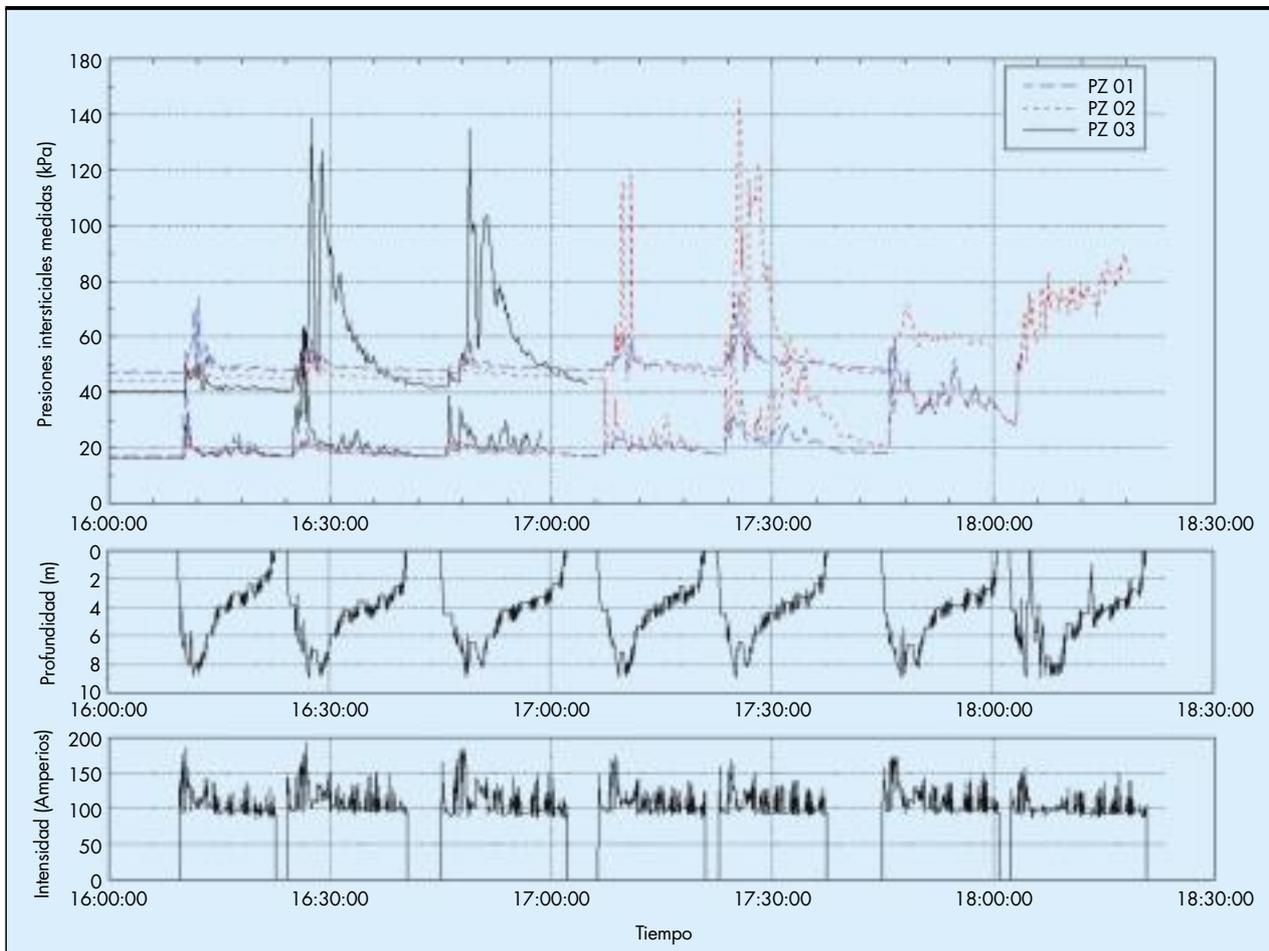


FIGURA 20. Instalación de columnas. Registro de presiones intersticiales.

La Figura 20 muestra el conjunto de resultados de forma compacta. Se incluyen los registros completos de los seis piezómetros (que fueron sucesivamente dañados por la construcción de las columnas), y los de profundidad y de intensidad (amperaje) de corriente del vibrador.

Se generan picos de presión intersticial, de forma muy súbita al pasar el vibrador por la profundidad a la que está cada piezómetro, y que se disipan muy rápidamente, en apenas 10-15 minutos. La primera columna genera una sobrepresión máxima de 25 kPa a 1,5 m del eje, atenuándose radialmente (Figura 21). Las otras columnas generan presiones intersticiales mayores, y con una sucesiva acumulación de presiones residuales. La Figura 22 (McCabe et al., 2009) muestra una compilación de registros de presiones intersticiales generadas por la instalación de columnas de grava, en la que se aprecia que el caso presente queda en la parte inferior del rango, pero no fuera de él.

El crecimiento de las sobrepresiones inducidas por las sucesivas columnas parece indicar un creciente remoldeo o desestructuración del terreno. Ensayos triaxiales hechos sobre muestras extraídas posteriormente de un sondeo perforado entre columnas muestran indicios de este fenómeno, con valores del coeficiente A de Skempton en el rango $+0,10$ a $+0,40$, y una resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa, valores que, comparados con los iniciales citados más arriba, parecen indicar un notable remoldeo, lo cual ha sido reportado en diversas ocasiones en suelos susceptibles o con cierto grado de sobreconsolidación.

6. CONCLUSIONES

Los resultados del trabajo expuesto han permitido profundizar en el conocimiento de los mecanismos de transferencia de cargas entre el suelo y las columnas de grava, en el caso de columnas totalmente penetrantes empleadas bajo terraplenes o áreas extensas cargadas. Se han desarrollado soluciones analíticas nuevas para el estudio de la carga con y sin drenaje y el proceso de consolidación, en una celda cilíndrica unidad.

Los resultados muestran que la hipótesis de confinamiento lateral para la columna proporciona valores del factor de concentración de tensiones muy superiores a los habituales en la práctica, lo que se refleja en una sobreestimación de la eficacia de las columnas en la reducción de los asentamientos. La consideración de la deformación radial de la columna y su compatibilidad con el suelo circundante mejora ligeramente estos aspectos, pero no en la medida necesaria. En cambio, la consideración de la plastificación de la columna al alcanzar el estado límite activo sí supone un cambio sustancial, y conduce a resultados que concuerdan razonablemente bien con las observaciones reales, tanto en cuanto a reducción de asentamientos como a concentración de tensiones.

Para el caso de terrenos arcillosos, se ha estudiado el proceso de consolidación que se desarrolla tras la situación de carga sin drenaje. Este proceso se ve influido por la variación en el tiempo del reparto de cargas entre columnas y suelo. Esta variación se ha introducido en las soluciones

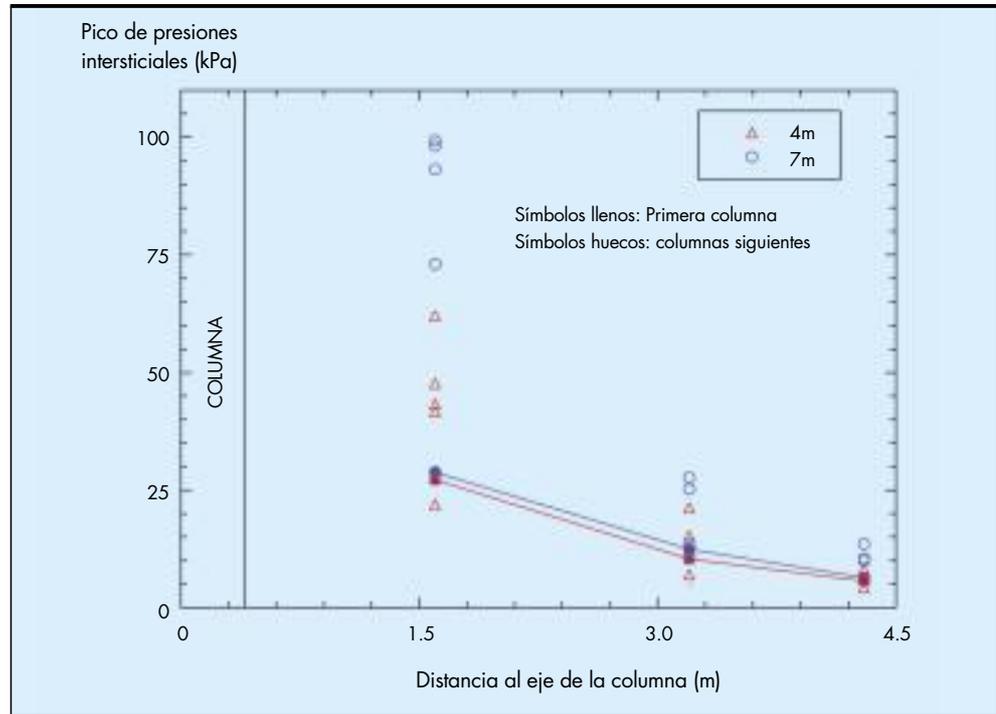


FIGURA 21. Ensayo de instalación. Picos de presiones intersticiales.

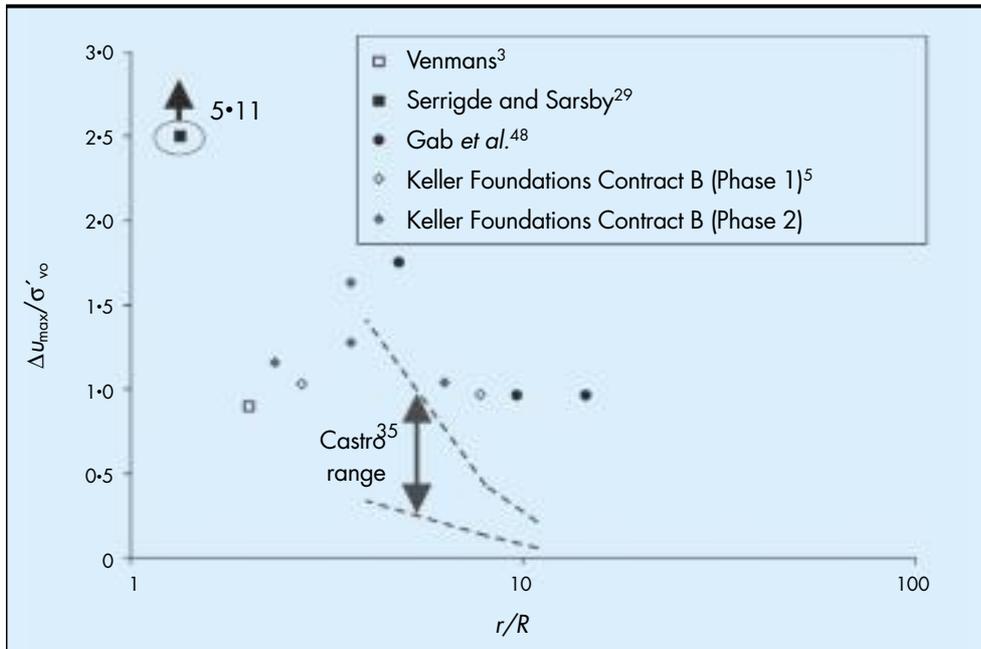


FIGURA 22. Presiones intersticiales medidas en casos publicados de instalación de columnas.

analíticas, considerando las deformaciones vertical y radial de columna y suelo, que llevan a la posibilidad de uso de la solución de Barron-Hansbo, mediante la introducción de coeficientes de consolidación equivalentes, que resultan de multiplicar su valor básico por un cierto factor para las distintas hipótesis. La hipótesis confinada conduce también en este aspecto a una sobrevaloración de dicho factor, que se eleva hasta en más de un orden de magnitud. La consideración de la deformación elástica radial reduce algo este efecto, con

factores de corrección en el rango 2-6. Nuevamente, la plastificación de la columna supone un drástico cambio, reduciendo el coeficiente de consolidación incluso ligeramente por debajo del básico.

Los aspectos anteriores han sido contrastados con los resultados de los ensayos de laboratorio, en los que se ha reproducido una rebanada horizontal de la celda unidad a escala aproximada 1/10, tanto en cuanto a asientos y concentración de tensiones como al proceso de consolidación.

7. AGRADECIMIENTOS

El trabajo descrito es parte de un proyecto de investigación sobre "Tratamiento de suelos blandos mediante columnas de grava para la cimentación de terraplenes de carretera. Análisis del proceso y criterios de dimensionamiento", financiado por el Ministerio de Fomento para el periodo 2003-07 (Ref.: 03-A634), habiendo sido especialmente positiva la labor de la coordinadora del proyecto, Dra. M.D. Cancela. En el desarrollo han participado, además del autor del presente texto, los profesores del Grupo de Geotecnia J. Cañizal y A. da Costa, y los entonces becarios J. Castro y A. Cimentada. El primero de ellos ha recibido también una beca de FPU del Ministerio de Educación y ha realizado estancias en las universidades de Graz (Austria) y Strathclyde (Glasgow, U.K.), en relación con el presente trabajo.

La instrumentación de la obra en la Variante de Sueca (Valencia) fue posible gracias al apoyo del Ministerio de Fomento, y en concreto de la Demarcación de Carreteras de Valencia. El contratista principal fue Dragados, S.A., la construcción de las columnas correspondió a la U.T.E. Geocisa-Kellerterra, y la instrumentación a la empresa Geocisa.

8. REFERENCIAS

- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 5,379-403.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. 1983. *Design and construction of stone columns*. FHWA/RD-83/026.
- Carrillo, N. 1942. Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *J. of Math. Phys.* 21,1-5.
- Castro, J. 2008. *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria (URL: <http://www.tesisenred.net/TDR-0807108-104413>).
- Castro, J. y Sagasetta C. 2009. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 33:7,851-877.
- Cimentada, A. 2009. *Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria (URL: <http://www.tesisenred.net/TDR-0813109-124841>).
- Cimentada, A., Da Costa, A., Cañizal, J. y Sagasetta, C. 2011. Laboratory study on radial consolidation and deformation in clay reinforced with stone columns. *Canadian Geot. Journal.* 48:1,36-52.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *J. Geot. Geoenv. Eng., ASCE.* 127:7,597-603.
- Hansbo, S 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Estocolmo. 3,677-682.
- Magnan, J.P., Droniuc, N., Canepa, Y. y Dhouib, A. 2005. Réflexions sur la conception des colonnes ballastées. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Osaka. 3,1377-80.
- McCabe, B.A., Nimmons, G.J. y Egan, D. 2009. A review of field performance of stone columns in soft soils. *Proc. Inst. of Civil Engineers. Geotechnical Engineering.* 162:GE6,323-334.
- Ministerio de Fomento 2002. *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Dirección General de Carreteras. Serie Monografías.
- Mitchell, J.K. 1981. Soil improvement – State-of-the-Art Report. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Estocolmo. 4,509-566.
- Priebe, H.J. 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik.* 53:5,160-162. [Trad. Esp. *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo. Cim.* 1976, 22,25-30].
- Priebe, H.J. 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering.* 28:10,31-37.
- Pulko, B. y Majes, B. 2005. Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Geot. Eng.* Osaka. 1401-1404.
- Van Impe, W. y De Beer, E. 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Proc. 8th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Helsinki. 1,309-312.

Análisis de la fiabilidad del comportamiento sismo resistente de los edificios de hormigón armado

MOHAMED BEZZAZI (*), MIGUEL ÁNGEL PARRÓN VERA (**), MARÍA DOLORES RUBIO CINTAS (***), FRANCESC LÓPEZ-ALMANSA (****), ABDELOUAFI EL GHOULBZOURI (*****), y ABDELLATIF KHAMLICHY (*****)

RESUMEN En este trabajo se analiza el comportamiento sismo resistente de las construcciones de hormigón armado. La fiabilidad del diseño sismo resistente se evalúa mediante el concepto de la *superficie de respuesta* que se utiliza para derivar explícitamente la *función de fallo*. Se analizan los dos estados límites definidos; el desplazamiento total de la cubierta y el desplazamiento máximo entre plantas. El comportamiento sismo resistente del edificio será examinado usando el análisis estático no lineal convencional (pushover) y el método de los elementos finitos mediante el programa informático ZeusNL. Se introducen tres variables aleatorias que caracterizan las variaciones de la resistencia del hormigón y del acero de las armaduras así como, la suma de los tamaños proporcionales de vigas y pilares. Un diseño experimental factorial completo en tres niveles se utiliza para definir un conjunto finito de puntos de referencias donde se evalúa la función de fallo, antes de usar estos resultados, para identificar el modelo de la superficie de respuesta del edificio vía una regresión polinomial. Como ilustración de este procedimiento se aplica la técnica sobre un edificio de cinco plantas y se discute la fiabilidad en términos de coeficiente real de la ductilidad del edificio con el método de Monte Carlo y el método aproximado de FORM/SORM.

SEISMIC PERFORMANCE RELIABILITY ANALYSIS FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

ABSTRACT *Evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings is considered in this work. Reliability of seismic design is assessed through the response surface concept which is used to derive explicitly the failure function. Two limit states defined in terms of the total building roof displacement and maximum inter story drift are analysed. The seismic behaviour of the building is examined by using conventional nonlinear static analysis (pushover) through finite element computations conducted by means of ZeusNL software package. Three random variables characterizing material resistance variations of concrete and reinforcement steel as well as the sum of proportional heights of beams and columns are introduced. A complete factorial design of experiment table having three levels is used to define a finite set of data points where the failure function is evaluated before using these results to perform identification of the building response surface model via a polynomial regression. An application of this procedure is illustrated on a five story building and discussion of reliability in terms of the actual ductility coefficient of the building is achieved through both Monte Carlo method and FORM/SORM approximate method.*

Palabras clave: Sismo, Edificio de hormigón armado, Fiabilidad, Pushover, Elementos finitos, Superficie de respuesta.

Keywords: Earthquake, Reinforced concrete building, Reliability, Pushover, FEM, Response surface.

(*) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Física, Facultad de Ciencias y Técnicas de Tanger, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 416, Tanger 90000, Marruecos. Email: bezzazi@yahoo.com

(**) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Ingeniería Industrial et Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior de Algeciras, Universidad de Cádiz, Calle Ramón Puyol sn, Algeciras 11202, España. Email: miguelangel.parron@uca.es

(***) Profesora Doctora de Universidad. Departamento de Ingeniería Industrial et Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior de Algeciras, Universidad de Cádiz, Calle Ramón Puyol sn, Algeciras 11202, España. Email: mariadolores.rubio@uca.es

(****) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Estructuras en la Arquitectura, Universitat Politècnica de Catalunya, Avenida Diagonal 649, Barcelona 08028, España. Email: francesc.lopez-almansa@upc.edu

(*****) Doctorante. Laboratorio Modelado y Análisis de los Sistemas, Departamento de Física, Facultad de Ciencias en Tetuán, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 2121 M'hannech, Tetuán 93002, Marruecos. Email: e.abdelouafi@hotmail.fr

(******) Profesor Doctor de Universidad. Laboratorio Modelado y Análisis de los Sistemas, Departamento de Física, Facultad de Ciencias en Tetuán, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 2121 M'hannech, Tetuán 93002, Marruecos. Email: khamlichy7@yahoo.es

1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones modernas deben responder a los criterios del diseño sismo resistente que conducen a menudo a considerar varias combinaciones de acciones para evaluar la resistencia del edificio bajo cargas laterales. Para responder a las exigencias de seguridad y evitar un diseño costoso, es preciso buscar soluciones optimizadas y económicas lo que representa una tarea importante en el campo del diseño sismo resistente [1, 2]. El objetivo es controlar el riesgo teniendo en cuenta de una manera racional el efecto de las incertidumbres que afectan a las cargas aplicadas, a las características de los materiales y a las tolerancias geométricas. La fiabilidad de las estructuras representa una herramienta relevante que permite cuantificar los efectos de estas incertidumbres y calcular la probabilidad de fallo a partir de las densidades de las probabilidades asociadas a las variables aleatorias que representan los datos para el problema [3-5].

Esta técnica no sólo permite calcular la probabilidad de fallo, sino también determinar las *sensibilidades* asociadas a esta probabilidad resultando de cada variable aleatoria considerada por separado. Esto permite destacar los factores más influyentes a la hora de buscar una cierta fiabilidad en el caso de los problemas de rehabilitación [6, 7].

El objetivo de este trabajo es aplicar la metodología bien conocida del análisis de fiabilidad para evaluar el funcionamiento sismo resistente de los edificios de hormigón armado. Salvando las consecuencias de las variaciones de las cargas, interesa analizar los efectos que resultan de las dimensiones geométricas de la estructura del edificio y de los problemas de la durabilidad que afectan a las propiedades mecánicas del hormigón armado, es decir el valor de la resistencia característica del hormigón y el límite de elasticidad del acero de las armaduras.

El análisis de la fiabilidad se efectúa de manera paramétrica según la cual la ductilidad de la estructura del edificio se varíe. Puesto que, la ductilidad es muy difícil de cuantificar para un edificio existente antes de las normativas sísmicas, como no se determina con una suficiente precisión las disposiciones constructivas realizadas a la hora de la ejecución del edificio, el nivel de la deformación sigue siendo desconocido.

El análisis de la fiabilidad efectuado en este trabajo ha mostrado que la probabilidad de fallo se reduce de manera considerable cuando el nivel de ductilidad de la estructura del edificio aumenta. Para un valor dado del coeficiente de la ductilidad se efectúa un análisis de fiabilidad teniendo en cuenta los efectos de tres parámetros importantes considerados como variables aleatorias: la suma de las alturas proporcionales de vigas y columnas, la resistencia del hormigón después de 28 días y el límite de resistencia elástica garantizado del acero de las armaduras.

2. APROXIMACIÓN DE LA FUNCIÓN DE COMPORTAMIENTO PARA UN MODELO DE LA SUPERFICIE DE RESPUESTA

Existen varios métodos para aproximar el grado de comportamiento denominado igualmente *estado límite* cuando esta función tiene una forma implícita. Estas técnicas, tales como el método de la superficie de respuesta (RSM), conducen a representaciones matemáticas explícitas simplificadas del estado límite más exacto. Su principal interés es que permiten la evaluación del estado límite directamente en términos de variables aleatorias. Particularmente, esto tolera una reducción significativa del coste de cálculo puesto que los métodos explícitos aproximados evitan el uso sistemático de los cálculos por elementos finitos que son generalmente necesarios cuando se

trata de efectuar unas aproximaciones completas para alcanzar el acoplamiento mecánico fiable y cuando es necesario evaluar de manera iterativa la función de comportamiento asociada a cualquier sistema de parámetros [2, 3], así como los gradientes para el método de las diferencias finitas. Así la notación de elementos finitos se maneja más eficientemente para conseguir la información máxima sin el aumento excesivo del coste de cálculo. Por otra parte, el proceso basado en métodos aproximados por ejemplo (RSM) es más robusto y necesita solamente efectuar cálculos distinguiendo a priori puntos de ensayo pertinentes dentro del dominio investigado donde intervienen las variables. Se puede utilizar una tabla del diseño experimental, [9], y la función de estado límite se derivaría usando técnicas de la regresión bajo forma analítica explícita que consiste generalmente en una función polinomial [4, 5, 8]. La aproximación obtenida para la función de fallo mediante técnicas de regresión es sin embargo válida solamente en el ámbito investigado y su extrapolación fuera de este ámbito no será válida.

En el caso particular de la regresión lineal, la posibilidad de tener errores es grande. Esto afecta de manera significativa a las salidas del modelo de la superficie de respuesta. Para evitar este problema se requiere trabajar con una gran cantidad de puntos y después ejecutar una minimización del error según el método de los mínimos cuadrados para reducir los errores de la interpolación. En este trabajo, se utiliza la regresión cuadrática más exacta para aumentar la precisión del modelo de la superficie de respuesta.

3. SIMULACIÓN DEL PUSHOVER CON EL SOFTWARE DE ZEUSNL

Para simular la respuesta del edificio bajo cargas sísmicas laterales, se utiliza el programa informático Zeus NonLinear (ZeusNL) [10]. Este software proporciona un modo eficaz para ejecutar varios tipos de análisis Pushover:

- dinámico transitorio,
- estático equivalente convencional,
- estático equivalente adaptativo,
- además del cálculo modal sobre la estructura del edificio considerado.

El modelado tiene en cuenta los comportamientos no lineales de las propiedades geométricas y del material. Los modelos para los materiales hormigón y acero están disponibles, así como una gran biblioteca de los elementos que se pueden utilizar con varias configuraciones típicas de secciones predefinidas para el acero, el hormigón y los materiales compuestos. La carga aplicada incluirá fuerzas constantes o variables, desplazamientos o aceleraciones.

En el análisis convencional del pushover que se utiliza exclusivamente aquí [11], las cargas aplicadas varían proporcionalmente según un modelo predefinido. La respuesta después del pico de resistencia se obtiene con un procedimiento de regulación del desplazamiento con el método de arco.

El modelado del pushover estático con de ZeusNL software requiere datos como:

- propiedades de los materiales,
- configuraciones de la sección,
- cargas aplicadas y
- método de análisis.

El comportamiento del hormigón elegido esta descrito por el modelo no lineal con el modelado de confinamiento activo constante (con2). Esto permite la descripción exacta del comportamiento uniaxial del hormigón donde se asume una pre-

sión de confinamiento constante para tener en cuenta la presión transversal máxima del acero de la armadura. Esto se introduce en el modelo con un factor constante del confinamiento usado para aumentar proporcionalmente la relación tensión-deformación.

Se incluyeron reglas cíclicas mejoradas para permitir la predicción de la degradación constante continua de la resistencia y de la rigidez, así como una mejor estabilidad numérica bajo análisis de grandes desplazamientos, [11]. Para entrar en este modelo del hormigón durante las simulaciones, se requieren cuatro parámetros:

- esfuerzo de compresión,
- resistencia a la tensión,
- tensión de rotura y
- factor de confinamiento.

El comportamiento del acero fue asimilado al de un modelo plástico elástico bilineal (st11). Este modelo está aplicado para el modelado uniaxial del acero dúctil. Para introducir este modelo durante la simulación se requieren tres parámetros:

- módulo de elasticidad longitudinal o de Young,
- resistencia a la fluencia y
- endurecimiento por deformación.

El análisis estático pushover se desarrolló con el software ZeusNL tomando la dirección sísmica más adversa. La estructura del edificio está modelada como un pórtico plano. Se optó por el procedimiento para el control de la respuesta para guiar el análisis no lineal. Esto se refiere a la situación donde el desplazamiento de la cubierta del edificio está especificado por el usuario y se aumenta de manera incremental. La carga aplicada y las deformaciones de los otros nodos están determinados por la solución del programa.

4. PRESENTACIÓN DEL EJEMPLO ESTUDIADO

Las simulaciones del pushover han sido aplicadas en el caso de un edificio en hormigón armado moderno típico en Marruecos. La estructura seleccionada está compuesta de cinco plantas y ocupa una superficie horizontal de 288m². La altura entre las plantas es 3m. Las cargas permanentes son $G = 5.3 \text{ kN/m}^2$ y las cargas variables son $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$. Las cargas de la gravedad consideradas están calculadas con la combinación siguiente: $W = G + 1.2 Q$, que viene de la normativa marroquí RPS2000, [12].

El diseño de este edificio ha sido realizado mediante el software Robot office 21, [14] usando la normativa francesa para el cálculo del hormigón armado BAEL91, [13], que está en vigor en Marruecos y también la normativa marroquí RPS2000, [12] para el diseño de las construcciones sismo resistente con las siguientes hipótesis:

- Clase del cemento: CPJ45;
- Tensión característica para el acero: 500 MPa;

- Resistencia característica del hormigón: 25 MPa;
- Capacidad de Resistencia del suelo: 0.22 MPa;
- Clase de la estructura: II;
- Tipo del sitio: S2;
- Zona sísmica: 3;
- Coeficiente de amortiguamiento: 0.05;
- Coeficiente de la ductilidad: 2.

La Tabla 1 indica las dimensiones de vigas y columnas obtenidas así como sus armaduras.

5. ANÁLISIS DE FIABILIDAD

Las funciones de comportamiento para los elementos estructurales están denotadas por $g(x)$, donde x representa el vector de las variables aleatorias básicas. El valor numérico de la función de comportamiento distingue el estado de fallo del estado seguro:

- $g > 0$: seguro;
- $g = 0$: estado límite;
- $g \leq 0$: fallo.

Cuando en la bifurcación de este equilibrio se hace incierta la respuesta excediendo el umbral especificado, la función de comportamiento toma un valor negativo y esto implica el fallo.

El edificio considerado en este estudio está diseñado según la normativa sísmica marroquí RPS2000 [12]. El objetivo a continuación es investigar qué sucede si algunas propiedades geométricas y materiales varían y si todas las recomendaciones complementarias que son necesarias para garantizar el nivel elegido de ductilidad no han sido satisfechas. Esta situación se discute desde el punto de vista del análisis de fiabilidad.

Los estados límites adoptados son aquellos introducidos por la normativa marroquí RPS2000 con respecto a las limitaciones del desplazamiento de la cubierta del edificio y del desplazamiento máximo entre plantas. La estrategia seguida para evaluar la fiabilidad del comportamiento sísmico asociado a estos estados está basada en el método de la superficie de respuesta (RSM). Se elabora una función de comportamiento artificial para describir de manera yuxtapuesta el estado límite del edificio para cada caso. Esto se realiza mediante regresiones polinomiales sobre un conjunto de resultados que son establecidos según una tabla factorial completa y a partir de cálculos por elementos finitos de pushover usando el software de ZeusNL. En nuestro caso se asume que las dimensiones de las vigas y de los pilares varían proporcionalmente y se han considerado tres factores:

- resistencia característica del hormigón f_{c28} ;
- tensión característica del acero f_c ;
- suma de las alturas de las vigas y de las columnas denotada por h .

	Ancho de sección (cm)	Longitud de sección (cm)	Armadura baja	Armadura alta	Armadura intermedia
Columnas	30	50	2HA14	2HA14	3HA14
vigas	20	40	6HA10	9HA10	0

TABLA 1. Secciones de vigas y pilares y sus armaduras .

Combinaciones	f_{c28} (MPa)	f_c (MPa)	h(m)	Desplazamiento de la cubierta δ_{roof} (m)	Desplazamiento máximo entre plantas δ_{max} (m)
1	28.75	537.5	1.035	0.0872	0.0241
2	28.75	537.5	0.9	0.0740	0.0197
3	28.75	537.5	0.765	0.0852	0.0225
4	28.75	500	1.035	0.0872	0.0241
5	28.75	500	0.9	0.0740	0.0197
6	28.75	500	0.765	0.0852	0.0225
7	28.75	462.5	1.035	0.0872	0.0241
8	28.75	462.5	0.9	0.0740	0.0198
9	28.75	462.5	0.765	0.0852	0.0225
10	25	537.5	1.035	0.0623	0.0168
11	25	537.5	0.9	0.0652	0.0174
12	25	537.5	0.765	0.0810	0.0214
13	25	500	1.035	0.0623	0.0168
14	25	500	0.9	0.0652	0.0174
15	25	500	0.765	0.0810	0.0214
16	25	462.5	1.035	0.0623	0.0168
17	25	462.5	0.9	0.0652	0.0174
18	25	462.5	0.765	0.0810	0.0214
19	21.25	537.5	1.035	0.0622	0.0167
20	21.25	537.5	0.9	0.0693	0.0185
21	21.25	537.5	0.765	0.0791	0.0210
22	21.25	500	1.035	0.0622	0.0167
23	21.25	500	0.9	0.0693	0.0185
24	21.25	500	0.765	0.0791	0.0210
25	21.25	462.5	1.035	0.0622	0.0167
26	21.25	462.5	0.9	0.0693	0.0185
27	21.25	462.5	0.765	0.0791	0.0210

TABLA 2. Desplazamiento de la cubierta en función de los casos considerados.

Se utiliza la regresión cuadrática para interpolar el desplazamiento del tejado y el desplazamiento máximo entre plantas donde serán considerados 3 niveles para cada factor. La Tabla 2 presenta el desplazamiento obtenido de la cubierta y el desplazamiento máximo entre plantas en función de las 27 combinaciones de los valores de los parámetros f_{c28} , f_c y h.

Las superficies de respuesta identificadas que corresponden respectivamente al desplazamiento obtenido de la cubierta y al desplazamiento máximo entre plantas se obtienen fácilmente de la tabla 2 como;

$$\delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h) = 0.8640 - 3.045 \times 10^{-2} f_{c28} - 4.177 \times 10^{-14} f_c - 0.9319h + 4.732 \times 10^{-4} (f_{c28})^2 + 4.952 \times 10^{-17} (f_c)^2 + 0.3653h^2 + 4.061 \times 10^{-16} f_{c28} f_c + 9.311 \times 10^{-3} f_{c28} h + 4.180 \times 10^{-16} f_c h$$

$$\delta_{max}(f_{c28}, f_c, h) = 0.2456 - 8.907 \times 10^{-3} f_{c28} - 2.739 \times 10^{-6} f_c - 0.2647h + 1.355 (f_{c28})^2 - 1.515 \times 10^{-9} (f_c)^2 + 0.1021h^2 - 3.274 \times 10^{-8} f_{c28} f_c + 2.886 \times 10^{-3} f_{c28} h - 5.959 \times 10^{-7} f_c h$$

Los valores asociados de R^2 son respectivamente 0.987 y 0.991 que indican que las regresiones son adecuadas.

Considerando como estado límite para el desplazamiento de la cubierta, la primera función de fallo se escribe:

$$g_{roof}(f_{c28}, f_c, h) = \delta_{c,roof} - \delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h)$$

donde $\delta_{c,roof} = 0.004H$ define el primer desplazamiento crítico de colapso según RPS2000 con H la altura total del edificio ($H=15m$) y $\delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h)$ la función de comportamiento según lo obtenido en la anterior expresión por la regresión cuadrática con f_{c28} , f_c y h.

Variable	Valor media	Desviación	Desviación estándar	Ley de probabilidad
f_{c28} (MPa)	25	0.10	2.5	Normal
h (m)	0.90	0.10	0.09	Normal
f_e (MPa)	500	0.05	25	Normal
Altura de los pilares	0.5	0.10	0.05	Normal
Altura de las vigas	0.40	0.10	0.04	Normal

TABLA 3. Características de las variables aleatorias.

Considerando ahora como estado límite el desplazamiento entre plantas, la segunda función de fallo se escribe:

$$g_{\max}(f_{c28}, f_e, h) = \delta_{c,\max} - \delta_{\max}(f_{c28}, f_e, h)$$

Donde $\delta_{c,\max} = 0.03h_s/K$ representa el segundo desplazamiento crítico de colapso según RPS2000, donde h_s es la altura entre plantas ($h_s = 3m$), K el coeficiente de ductilidad y $\delta_{\max}(f_{c28}, f_e, h)$ la función de demanda según lo obtenido por la regresión cuadrático en función de f_{c28} , f_e y h .

Para evaluar la fiabilidad del funcionamiento sísmico de los estados límites anteriores, para el edificio de hormigón armado considerado en este estudio, bajo efectos de las degradaciones que podrían resultar de los problemas de durabilidad que afectan la resistencia del hormigón y de las armaduras así como las dimensiones geométricas de las columnas y vigas, estos factores se consideran como variables aleatorias que tienen las características presentadas en la Tabla 3.

El software *Phimécasoft* se utiliza para efectuar el cálculo del índice fiabilidad de Hasofer-Lind, β , y de la probabilidad de fallo P_f [4]. El índice de fiabilidad varía como la probabilidad de fallo y en la tendencia opuesta a la probabilidad de fiabilidad: $1 - P_f$.

Para el primer estado límite, g_{roof} , asociado a la limitación del desplazamiento de la cubierta del edificio, fue aplicado el algoritmo FORM/SORM. El índice de la fiabilidad de Hasofer-Lind obtenido es $\beta = -1.365$ y la probabilidad de fallo es $P_f = 0.0862$. La importancia relativa de factores es: f_{c28} (90,4%); f_e (el 0%) y h (9,57%). Los coeficientes de seguridad son: f_{c28} (0,932); f_e (1) y h (0,996).

Para el segundo estado límite, g_{\max} , asociado a la limitación del desplazamiento máximo entre plantas, el coeficiente de la ductilidad tiene como intervalo de variación y fueron aplicados los algoritmos de Monte Carlo y de FORM/SORM. La Tabla 4 resume los resultados obtenidos.

La Tabla 4 muestra que los resultados obtenidos por el método de Monte Carlo y el método de FORM/SORM no son siempre cercanos entre ellos. Sin embargo, cuando el diseño tiene una alta probabilidad de fallo los dos métodos concuerdan dentro de un margen de error razonable. Pero, cuando la probabilidad de fallo es marginal las predicciones asociadas a estos dos métodos son diferentes. Esto es debido al hecho que el proceso de Monte Carlo necesita en este último caso una gran cantidad de iteraciones para converger y en este estudio el número de iteraciones fue limitado solamente a 100. Puesto que en el ámbito de la convergencia del proceso de Monte Carlo los resultados concuerdan, podría ser concluido que el método de FORM/SORM es suficiente para tratar el análisis de fiabilidad considerado en este trabajo en todo el dominio de variación del coeficiente de ductilidad K .

La Tabla 5 enseña la importancia relativa de los factores así como del coeficiente de seguridad en función del coeficiente K de la ductilidad.

Como se observa en las Tablas 4 y 5, los resultados obtenidos indican que el índice de la fiabilidad disminuye con el aumento del nivel de ductilidad.

Cuando se integra la variabilidad del comportamiento del material y las variaciones geométricas que son aquí expresadas mediante variaciones inciertas de los valores f_{c28} , f_e y h , según sus distribuciones de probabilidad, la estructura que

Ductilidad	Monte Carlo		FORM/SORM		
	K	β (Hasofer-Lind)	P_f (%)	β (Hasofer-Lind)	P_f (%)
1.0		2.326	99	2.118	98.29
1.2		1.341	91	1.467	92.88
1.4		0.4677	78	0.8715	80.83
1.6		0	50	0.2556	60.09
1.8		-0.9945	16	-0.4072	34.19
2.0		Nc.	Nc.	-0.5224	30.07
2.6		Nc.	Nc.	-0.7200	23.57
3.0		Nc.	Nc.	-0.9182	17.92
3.2		Nc.	Nc.	-12.14	0

TABLA 4. Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en función del coeficiente de ductilidad para el segundo estado límite (Nc. = No convergente).

Coeficiente de ductilidad K	β	P_f	Import. de f_{c28}	Import. de f_e	Import. de h	Coef. de segur. f_{c28}	Coef. de segur. f_e	Coef. de segur. h
1.0	2.118	0.9829	0.4335	0	0.5664	1.139	1	1.159
1.5	0.5722	0.7164	0.4953	0	0.5047	1.040	1	1.040
2.0	-0.5224	0.3007	0.4385	0	0.5615	0.965	1	0.961
2.5	-2.341	0.0096	0.5700	0	0.4299	0.823	0.999	0.846

TABLA 5. Importancia de los factores y coeficiente de seguridad en función del coeficiente de ductilidad K.

está diseñada inicialmente con las características nominales $f_{c28} = 25$ MPa, $f_e = 500$ MPa y $h = 0.90$ m y para un nivel de ductilidad $K = 2$, sufre una probabilidad de colapso. Esta probabilidad está calculada aquí suponiendo que el edificio está sometido a la acción sísmica definida por la norma RPS2000. La probabilidad de colapso alcanza un nivel alrededor de 30% si las recomendaciones para el diseño sismo resistente son satisfechas y, por lo tanto, la ductilidad alcanza su valor especificado a priori. Esta probabilidad ahora excede del 98% si el nivel de ductilidad es tan bajo como $K = 1$.

La Tabla 5 muestra esto en el estudio actual, la resistencia del hormigón y la altura estructural son los factores dominantes. La resistencia del acero no es un parámetro activo puesto que bajo las acciones sísmicas de la norma RPS2000 las armaduras trabajan en el dominio elástico para cada combinación dada. Se expresa que la importancia de los factores varía en función del estado límite considerado puesto que para la primera función de comportamiento (desplazamiento total de la cubierta) la participación de la resistencia del hormigón está en gran medida más importante que las variaciones en las dimensiones geométricas de los elementos estructurales.

6. CONCLUSIONES

Se ha aplicado el concepto del análisis de fiabilidad para evaluar los efectos sobre la resistencia sísmica de edificios en hormigón armado que resultan de variaciones que afectan a las características fundamentales de los materiales implicados y de sus características geométricas: fuerza compresiva concreta, punto de rendimiento de acero y dimensiones estructurales. Estas variaciones podrían traducir por ejemplo los problemas de la durabilidad (corrosión, ataque químico del hormigón) o la pérdida de la altura de elementos estructurales.

La suficiencia del método FORM/SORM para ocuparse del análisis de fiabilidad fue evaluada en un estudio real comparando los resultados obtenidos con este método a los obtenidos en el ámbito de la convergencia del método de Monte Carlo.

Fueron realizados análisis paramétricos en términos del factor de ductilidad que no se controla realmente en la práctica, particularmente cuando el edificio está predimensionado. Fue cuantificada su influencia sobre la probabilidad del fracaso. La probabilidad del fracaso se encuentra al aumentar considerablemente mientras que la ductilidad real disminuye. Fue hallada a la par la importancia de factores dependientes del estado límite considerado.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quisieran agradecer a la Agencia Española de Cooperación Internacional su ayuda financiera para la realización de esta investigación bajo la concesión de los proyectos A/016429/08 y A/026795/09.

8. REFERENCIAS

- [1] Soares, R., Mohamed, A., Venturini, W. et Lemaire, M. Reliability analysis of nonlinear reinforced concrete frames using the response surface method. *Reliability Engineering and System Safety*, 75:1–16 (2002).
- [2] Quanwang Li. Mathematical Formulation of Tools for Assessment of Fragility and Vulnerability of Damaged Buildings. PhD thesis. Georgia Institute of Technology (2006).
- [3] O. Ditlevsen and H.O. Madsen. *Structural reliability methods*, Ed. John Wiley and Sons (1996).
- [4] A.M. Hasofer and N.C. Lind. An exact and invariant first order reliability format, *J.Eng. Mech.*, ASCE, 100 (12):111–121 (1974).
- [5] R. Rackwitz and B. Fiessler. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and Structures*, 9:489–494 (1979).
- [6] Haukaas T., Scott M.H. Shape sensitivities in the reliability analysis of nonlinear frame structures. *Computers and Structures* 84 964–977 (2006).
- [7] Haukaas T., Der Kiureghian A. Finite Element Reliability and Sensitivity Methods for Performance-Based Earthquake Engineering. PEER Report 2003/14 Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley (2004).
- [8] Gayton, N., Bourinet, J. and Lemaire, M. CQ2RS: A new statistical approach to response surface method for reliability analysis. *Structural Safety*, 25:99–121 (2003).
- [9] Roux, W.J., Stander, N. and Haftka, R. T. Response surface approximations for structural optimization. *Journal for Numerical Methods in Engineering*, 42:517–534 (1998).
- [10] Elnashai AS, Papanikolaou VK and Lee DH, (2008), Zeus NL A system for inelastic analysis: User Manual, Version 1.8.7, University of Illinois at Urbana Champaign, Mid-America Earthquake Center.
- [11] Hasan R, Xu L., Grierson D.E. Push-over analysis for performance-based seismic design. *Computers & Structures*, 80, 2483-2493 (2002).
- [12] Royaume du Maroc, Ministère de l'ATUHE, Secrétariat d'État à l'Habitat. Règlement de construction parasismique RPS 2000 (2001).
- [13] Règles BAEL 91 modifiées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites. Eyrolles, Paris, France (2000).
- [14] Robot Office versión 21: www.robotat.com. Autodesk, Paris, France.

Procedimiento de dimensionado eficiente de pavimentos con mármol blanco procedente de la comarca de Macael

E. GARZÓN (*)

RESUMEN Se presenta un SIG desarrollado sobre las explotaciones de mármol de la comarca de Macael. Dicho SIG se ha elaborado con el programa ARCVIEW v3.2, trabajando con una ortofotografía de la comarca, dividida en regiones numeradas (canteras). De cada una de estas canteras se han tomado tres muestras, determinado su composición química y resistencia a flexión. Además se ha colocado sobre la ortofoto otra información como caminos.

Con este SIG se pueden ver las carencias en infraestructuras que presentan las canteras. Además nos permite dimensionar pavimentos con los valores de resistencia máxima a flexión de cada cantera, lo que va a significar un ahorro importante en el material utilizado. Por último el SIG se convierte en una poderosa herramienta que nos permite clasificar el mármol blanco de la comarca según composición química y/o resistencia máxima a flexión, además de ser un instrumento vivo al que le podemos ir incorporando nueva información.

PROCEDURE OF MEASURED EFFICIENT OF PAVEMENTS WITH WHITE MARBLE PROCEEDING FROM MACAEL'S AREA

ABSTRACT A system GIS is presented developed on the exploitations of marble of the district of Macael. This GIS has been elaborated with the program ARCVIEW v3.2, working with an orthophotography of the district, divided in numbered regions (quarries). Of each of these quarries have taken three samples, certain its chemical composition and resistance to bending. It has also been placed on the orthophoto another information like roads.

With this GIS the lacks can be seen in infrastructures that present the quarries. It also allows us calculate pavements with the values of maximum resistance to bending of each quarry, what will mean an important saving in the used material. Lastly the GIS becomes a powerful tool that allows us to classify the white marble of the district according to chemical composition and/or maximum resistance to bending, besides being an alive instrument to which we can go him incorporating new information.

Palabras clave: Sistema Información Geográfica, Mármol blanco, Macael.

Keywords: System of Geographical Information, White marble, Macael.

1. INTRODUCCIÓN

España es el tercer productor mundial de mármol tras Italia y China, correspondiéndole una cuota del 15,9%, situándose las principales canteras en las provincias de Alicante, Almería, y Murcia (81,6%). En la provincia de Almería, la extracción y transformación se concentra en la comarca del alto Almanzora, en torno a los núcleos de Macael y Olula [Servicio de Estudios de la Fundación Cajamar, 2007].

La principal fuente de riqueza de la comarca es la Industria de la piedra natural, que actualmente se está viendo afectada por la crisis del sector de la construcción, sufriendo los

males derivados de la sobrecapacidad. No obstante esta industria supone el 6% del producto Interior Bruto provincial (2007), mientras que el empleo representa el 30% del sector Industrial y el 2% del total [Servicio de Estudios de la Fundación Cajamar, 2007]. Dicha actividad tiene una extraordinaria importancia para la provincia de Almería, ya que el sector del mármol es el tercer sector productivo de la provincia tras la agricultura y la industria turística.

La piedra natural puede tener infinidad de usos; como elemento estructural, pavimentos, aplacado, ornamentación etc. Para poder ser destinada a una aplicación u otra es necesario conocer sus características físico-químicas y mecánicas. Entre las características físicas están la densidad, el color, la porosidad, la compacidad y la dureza; entre las químicas, la composición, la durabilidad y la resistencia a los agentes agresivos; y entre las mecánicas, la resistencia a los distintos esfuerzos a que sean sometidas [Carretero, 1995].

(*) Doctor Ingeniero Agrónomo. Profesor Contratado-Doctor del Departamento de Ingeniería Rural, Universidad de Almería, La Cañada de San Urbano - 04120 - Almería, Spain. Email: egarzon@ual.es

Las discontinuidades estratigráficas, los cambios laterales de facies, la mayor o menor fracturación, la existencia de pliegues y otros factores geológicos presentes en un yacimiento, pueden implicar cambios significativos de las propiedades de un material pétreo, en distancias horizontales y verticales muy cortas. En este sentido el uso de mármol blanco como elemento de pavimentación se enfrenta a las fracturas que aparecen en las baldosas. Este problema puede solucionarse tomando en consideración aquellas propiedades más directamente relacionadas con la resistencia mecánica, en concreto el valor de su resistencia a flexión para el dimensionado del espesor de las baldosas.

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) particularizan un conjunto de procedimientos que tienen una representación gráfica, sobre una base de datos no gráfica o descriptiva de objetos, que son susceptibles de algún tipo de medición respecto al tamaño y dimensión relativa a la superficie de la Tierra [Peña, 2006]. Además, el SIG cuenta con una base de datos gráficos y descriptivos con información georreferenciada. Se usan herramientas de gran capacidad de procesamiento gráfico y alfanumérico dotadas de procedimientos y aplicaciones para captura, almacenamiento, análisis y visualización georreferenciada. Se trata, por tanto, de poderosas herramientas debido a la capacidad que poseen estos SIG para construir modelos o representaciones del mundo real a partir de las bases de datos digitales. Esto se logra aplicando una serie de procedimientos específicos que generan aún más información para el análisis [Figueira, Fra, Rodríguez, Romero, 2007], [Tena, Gutiérrez, Martín, 2007]. Estos SIG se han aplicado al estudio de los recursos naturales, abarcando campos como el uso de los recursos tanto renovables como no renovables, el planeamiento ambiental y el análisis de impactos ambientales [Basildo y López, 1998]. Dentro de este ámbito se hace necesario desarrollar un SIG para clasificar el mármol blanco extraído de las diferentes canteras de la comarca de Macael.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El plan de trabajo se desarrolla sobre la base del mapa de canteras de mármol blanco que se explotan en la comarca de

Macael. De cada cantera se han recogido tres muestras. Estas son individualmente clasificadas según lugar de procedencia. Seguidamente en cada una de las muestras se han determinado los contenidos de CaCO_3 , Ca, Mg, CO_3 2Ca mediante una valoración con EDTA y Espectrometría de Masas Atómica con plasma de acoplamiento inductivo (ICP masas).

Posteriormente en el laboratorio mecánico se preparan las probetas con unas dimensiones normalizadas [UNE-EN 12372, 2007], ayudándonos para el corte de una sierra y seguidamente se secan. La rotura a flexión se hace con el equipo de Ibertest (Figura 1), que se calibra antes de cada ensayo introduciendo las dimensiones de cada probeta, la velocidad de carga (0.1 KN/s), y la distancia entre rodillos que aunque la norma establece que sea de cinco veces el espesor de la probeta, esto nos obligaría a ajustes sucesivos con lo que fijamos esta distancia en 150 mm. Por último se hace la rotura a flexión de las probetas, siguiendo la norma UNE-EN 12372, [2007].

2.1. DIMENSIONADO DE PAVIMENTOS

Para el dimensionado vamos a distinguir entre baldosas de interior y exterior:

- a) En las baldosas de interior el espesor de la baldosa se calcula utilizando la expresión:

$$e = \sqrt{\frac{2400LP}{R_f W}} \quad (1)$$

Donde:

e = Espesor mínimo de la baldosa en mm (≥ 10 mm en suelos y ≥ 20 mm en escaleras).

L = Longitud nominal de la baldosa en mm.

W = Anchura nominal de la baldosa en mm.

R_f = Resistencia a la flexión en MPa.

P = Carga de rotura en KN en el caso de pavimentos interiores peatonales y escaleras se adopta el valor de 0.75 KN.

- b) Para dimensionar el espesor de las baldosas exteriores la fórmula a usar es la misma, lo único que varía es el valor de carga de rotura (P) que se adopta 3.50 KN en zonas de jardines y balconadas.



FIGURA 1. Detalle de equipo para rotura a flexión de probetas de mármol.

2.2. DESARROLLO DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO PARA LA COMARCA DE MACAEL

El programa utilizado para desarrollar el SIG es el ARCVIEW v. 3.2, el cual se caracteriza por aportar las funciones y las herramientas necesarias para almacenar, analizar y desplegar la información geográfica. Los pasos seguidos han sido:

- 1) Con los análisis mecánicos y químicos realizados a cada zona de muestreo, se le asignan unas coordenadas UTM para ello nos ayudamos de una malla de polígonos que nos divide una ortofotografía de la Comarca de Macael en regiones numeradas, donde cada región se corresponde con una concesión de explotación en manos del Ayuntamiento.
- 2) Seguidamente se crea un tema que visualmente corresponde con un punto que representa una cantera, a este se le asocia una tabla de propiedades donde colocamos los componentes químicos principales y el valor de la resistencia a flexión.

- 3) De cada elemento o cantera hacemos un hiperenlaces a una fotografía de las probetas preparadas para el ensayo de resistencia a flexión, el valor de resistencia, los gráficos obtenidos en los ensayos de rotura a flexión y los espesores de diseño para pavimentos exteriores e interiores realizados con este mármol.

- 4) Se incluyen temas sobre cotas del terreno, caminos y viales que añadimos a la vista.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El sistema de información geográfico desarrollado para la comarca de Macael nos permite situar sobre la ortofoto de la zona: todos los viales existentes, concesiones de explotación y los puntos de muestreo. Observando que la red de viales existentes cuentan con muchas curvas y en algunas canteras se carece de viales permanentes, lo que encarece enormemente los costes de explotación (Figuras 2 y 3). Igualmente si entra-

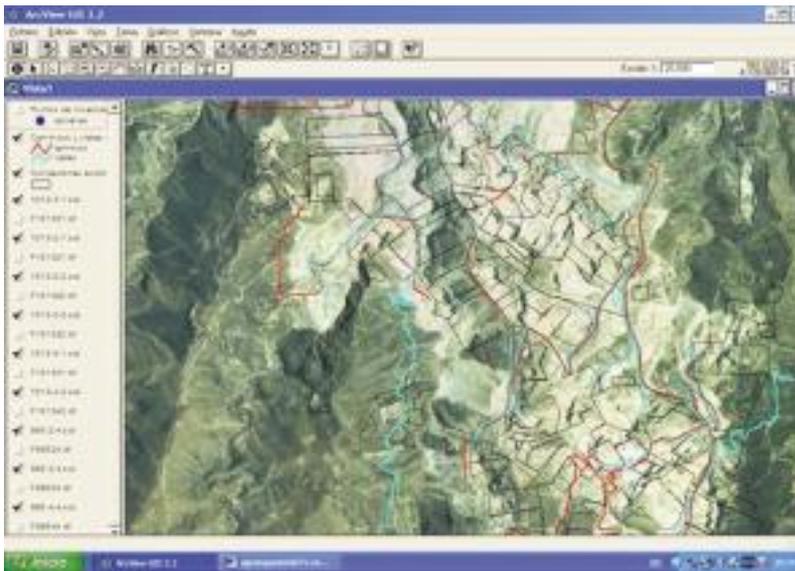


FIGURA 2. Localización mediante SIG de los caminos y concesiones de explotación utilizados para la extracción de mármol blanco.

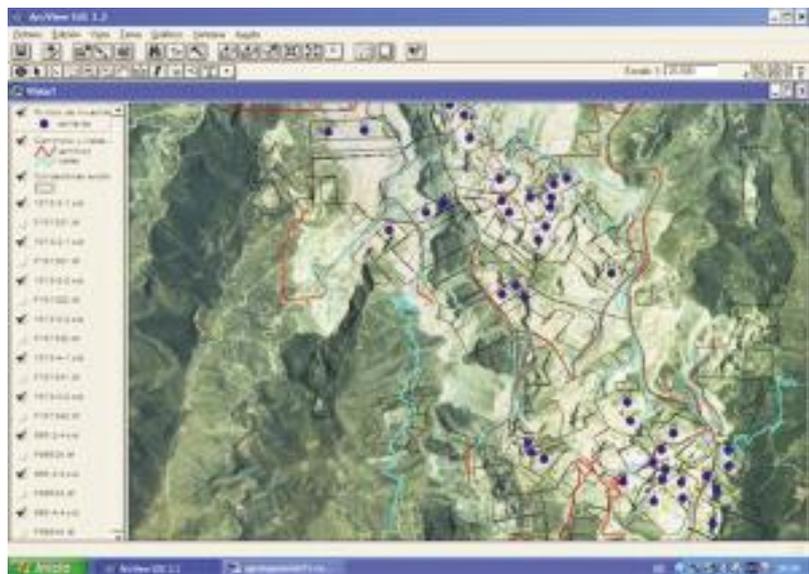


FIGURA 3. Localización mediante SIG de los puntos de muestreo (de color azul).

mos en un punto de muestreo podemos saber los contenidos de: CaCO_3 , Calcio, Magnesio, CO_32Ca y la resistencia máxima a flexión (Figura 4).

Además cada punto se le relaciona una foto de las probetas rotas a flexión, junto a los diagramas de rotura y a la resistencia a flexión máxima. Y una tabla que nos permite dimensionar tanto pavimentos interiores, exteriores y baldosas de escaleras, utilizando el valor de resistencia máxima a flexión de las probetas ensayadas (Figura 5). Observando que en los pavimentos interiores y en las baldosas de escalera, el espesor comercial esta siempre por encima del espesor de cálculo, sin embargo en los pavimentos exteriores registran espesores de calculo mayores que el espesor comercial. Esto implicaría un riesgo alto de producirse rotura a flexión (Figura 6).

Por último el SIG desarrollado nos permite hacer grupos con el mismo nivel de Carbonato de Calcio, Mg, Ca, CO_32Ca y de resistencia máxima a flexión (Figuras 7, 8 y 9). Observado que todas las muestras superan el 50% de carbonato de calcio, que divide las rocas carbonatadas en calizas y dolomías [UNE 22181, 1985]. Por tanto se trata de calizas con un contenido de calcita entre el 50-100%. Igualmente se ve que la mayor parte de las canteras superan el 90% de CaCO_3 , salvo en la cantera 10 donde se registro un contenido del 52% de calcita, que se vio acompañado de un aumento de dolomita (Figura 7). También se ha observado que no existe ninguna correlación entre la composición química y la resistencia máxima a flexión de las muestras.

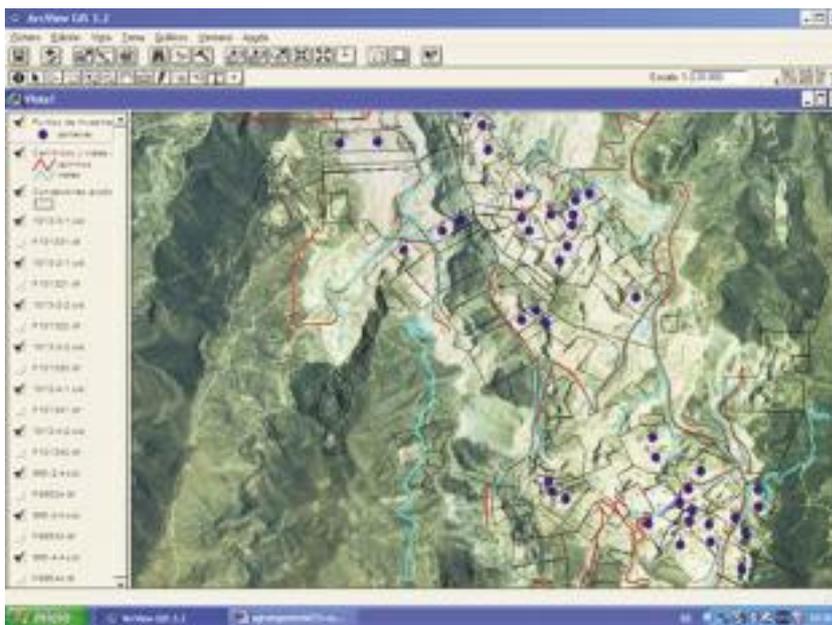


FIGURA 4. Detalle del SIG, dónde se muestra los valores registrados para los diferentes parámetros estudiados y vinculados a un punto determinado.

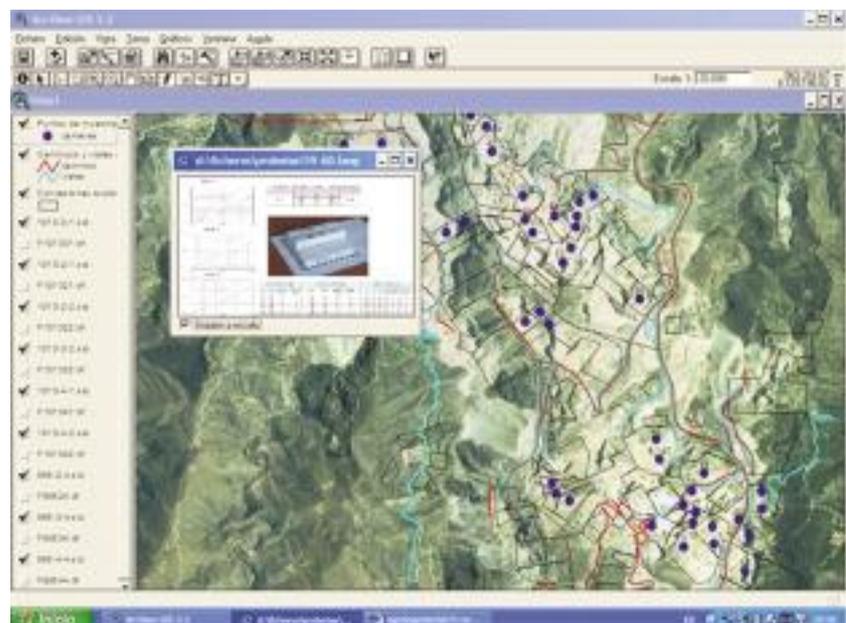


FIGURA 5. Detalle del SIG, dónde se muestran las gráficas del ensayo de resistencia a flexión, fotos de las muestras y dimensionado de pavimentos, vinculados a un punto determinado.

4. CONCLUSIONES

La aplicación de un sistema de información geográfico, al estudio y explotación de las canteras de mármol de la comarca de Macael, ha permitido detectar las deficiencias en infraestructuras viales que presentan algunas canteras. También podemos ver las características químicas y mecánicas (resistencia a flexión) de cada cantera, de una forma visual, pulsando con el ratón en cada punto. Y un aspecto muy importante es que podemos dimensionar pavimentos de mármol teniendo en consideración la resistencia máxima a flexión de cada cantera, esto permite un ahorro de material, ya que se utilizan valores reales.

De la misma forma el SIG desarrollado permite hacer regiones con un nivel determinado de Ca, Mg, CaCO_3 o/y de re-

sistencia máxima a flexión, lo que va a posibilitar una explotación diferencial, más acorde con las características tecnológicas de la materia prima.

Por último el SIG se convierte en una herramienta viva, a la que se le pueden ir incorporando nuevos datos (ensayos, caminos nuevos, empresas que tiene la concesión, etc.), que permitan una explotación, desde los puntos de vista técnico, medioambiental y económico mucho más eficiente.

5. BIBLIOGRAFÍA

Basildo y López, 1998. Aproximación bibliográfica a los Sistemas de Información Geográfica aplicados a la Ordenación del



FIGURA 6. Resistencia a flexión y dimensionado de pavimentos de mármol blanco de Macael (muestras 59 y 60).

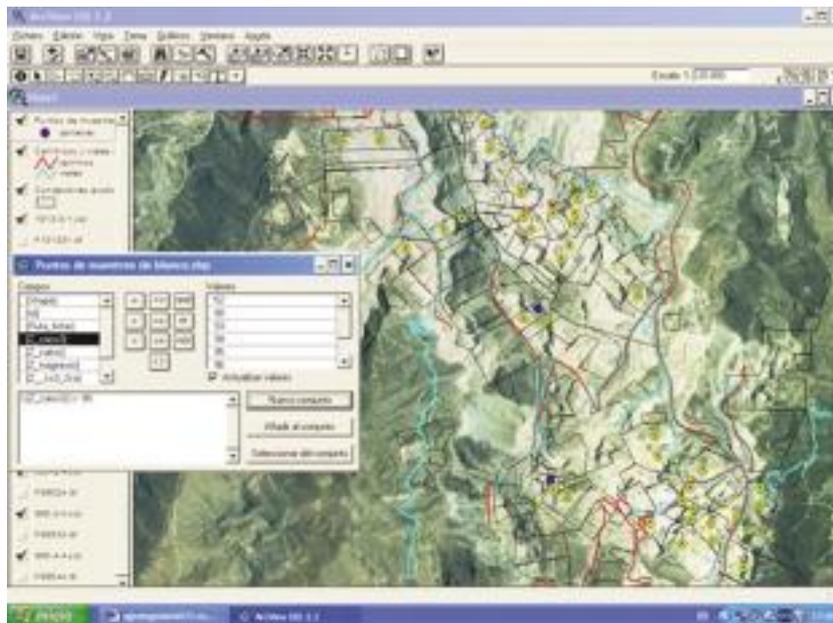


FIGURA 7. Puntos de muestreo dónde los contenidos de $\text{CaCO}_3 > 90$ (puntos amarillos).



FIGURA 8. Puntos de muestreo dónde los contenidos de Mg>1 (color amarillo).

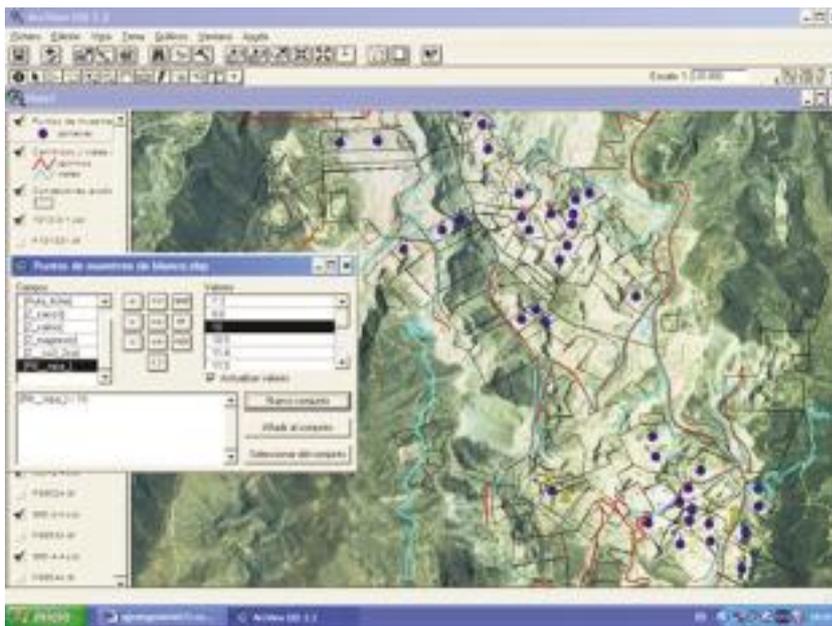


FIGURA 9. Puntos de muestreo dónde la resistencia máxima a flexión<10 (color amarillo).

Territorio y los Recursos Naturales. Anales de Geografía de la Universidad Complutense, **18**: 319-335.

Carretero A., 1995. La industria del mármol en Almería, Universidad de Almería, Servicio de publicaciones.

Figueira J.R., Fra U., Rodríguez I., Romero A., 2007. Aplicación de los SIG para la gestión de datos de inundaciones históricas en Extremadura (SIGIHEX). Mapping (Madrid), **6**: 10-12.

Peña J., 2006. Sistemas de información geográfica aplicados a la gestión del territorio. Editorial ECU, Alicante.

Servicio de Estudios de la Fundación Cajamar, 2007. El Sector del Mármol en la Provincia de Almería, Nuevos desafíos. Fundación Cajamar, Cajamar, Almería.

Tena M.T., Gutiérrez J.A., Martín E., 2007. Aplicación de un SIG a la cartografía regional de Áreas con parámetros físico-geológicos y usos de una Cuenca experimental (Provincia de Cáceres). Mapping (Madrid) **7**: 64-68.

UNE-EN 12372, 2007. Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la flexión bajo carga concentrada. AENOR.

UNE 22181, 1985. Mármoles y calizas ornamentales. Clasificación. AENOR.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado con el proyecto CTQ 2005-00998, cofinanciado con fondos FEDER.

Evaluación ambiental de azudes en cauces mediterráneos

ÁLVARO ENRÍQUEZ DE SALAMANCA (*), MARÍA JOSÉ CARRASCO GARCÍA (**),
JUAN MANUEL VARELA NIETO (***) y CRUZ ANEGÓN ESTÉBAN (****)

RESUMEN De acuerdo con la Directiva Marco del Agua y la Estrategia Nacional de Restauración de Ríos, en los últimos años se están desarrollando numerosos proyectos de conservación y mejora del dominio público hidráulico. Entre las actuaciones previstas se incluye en ocasiones la demolición de azudes, para eliminar obstáculos en los cauces y favorecer su naturalidad. Pero a estos efectos positivos se pueden sumar otros negativos, como la destrucción de nichos ecológicos asociados a los vasos de los azudes, que pueden servir de refugio para la vegetación y la fauna. Además, la colmatación de muchos azudes genera un problema adicional de gestión de los sedimentos acumulados. En general, cuando los azudes llevan mucho tiempo construidos el sistema fluvial ha tendido a integrarlos, y a naturalizar su entorno. En consecuencia, antes de tomar la decisión de demoler un azud es precisa una adecuada evaluación ambiental, que determine con precisión los efectos positivos y negativos de la actuación.

ENVIRONMENTAL ASSESSMENT OF DAMS IN MEDITERRANEAN STREAMS

ABSTRACT According with Water Framework Directive and the National Strategy for the Restoration of Rivers, in recent years, numerous projects are being developed for conservation and improvement of hydraulic public domain. Among the planned measures are sometimes included in the demolition of dams, to remove obstacles in the streams and to favor their naturalness. But to these positive effects can be added some negative, as the destruction of ecological niches associated to the vessels of the dams, which can serve as a refuge for the flora and fauna. Furthermore, the clogging of many dams generates an additional problem of accumulated sediment management. Usually, when the dams have long time been constructed, the river system has tended to integrate and naturalize their environment. Consequently, before taking the decision to demolish a dam, is required an adequate environmental assessment, to establish clearly the positive and negative effects of the action.

Palabras clave: Azudes, Evaluación ambiental, Cauces mediterráneos.

Keywords: Dams, Environmental Assessment, Mediterranean streams.

1. INTRODUCCIÓN

La 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 (Directiva Marco del Agua), establece unas directrices para la protección de las aguas superficiales continentales, las aguas de transición, las aguas costeras y las aguas subterráneas para prevenir un deterioro adicional, proteger y mejorar el estado de los ecosistemas acuáticos, promover un uso

sostenible del agua, lograr una mayor protección y mejora del medio acuático, garantizar la reducción de la contaminación del agua subterránea y contribuir a paliar los efectos de las inundaciones y sequías.

En su artículo *Objetivos medioambientales*, se indica que los Estados miembros habrán de proteger, mejorar y regenerar todas las masas de agua superficial, con objeto de alcanzar un buen estado de las aguas superficiales a más tardar quince años después de la entrada en vigor de la Directiva.

Siguiendo las exigencias de la Directiva Marco del Agua, desde la Administración General del Estado se ha elaborado la Estrategia Nacional de Restauración de Ríos, con el objetivo de lograr que los ríos y arroyos recuperen su "buen estado ecológico", y hacer compatibles todos los usos y actuaciones administrativas con la conservación de sus valores naturales.

La Estrategia Nacional de Restauración de Ríos comprende diversos programas, entre ellos uno de "Actuaciones de conservación y mejora del dominio público hidráulico", donde se incluyen medidas como la retirada de residuos, limpiezas, podas y desbroces en zonas donde la vegetación de ri-

(*) Ingeniero Técnico Forestal. DRABA Ingeniería y Consultoría Medioambiental, S.L. Email: draba@draba.org.

(**) Ingeniero Técnico Forestal. DRABA Ingeniería y Consultoría Medioambiental, S.L. Email: draba@draba.org.

(***) Ingeniero de Montes. Área de Ingeniería Ambiental. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

(****) Ingeniero Técnico Forestal. Área de Ingeniería Ambiental. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).



FIGURA 1. Con el paso de los años, la presencia del azud puede crear nuevos biotopos, que son aprovechados por la fauna.

bera está degradada, mejora de hábitats, retirada de sedimentos, adecuación de áreas recreativas, realización o reparación de obras de defensa o plantaciones. Estas actuaciones se han materializado en proyectos concretos, en ocasiones sometidos a evaluación de impacto ambiental.

Entre las actuaciones desarrolladas se incluye en ocasiones la demolición de azudes, para eliminar obstáculos en los cauces y recuperar su naturalidad. Esta medida es polémica por sus efectos potenciales sobre el ecosistema ripario, sobre todo cuando se plantea la eliminación de azudes construidos hace muchos años, donde su entorno se ha naturalizado. A las ventajas a largo plazo sobre el ecosistema fluvial por la eliminación de estos obstáculos, se suman posibles impactos adversos a corto y medio plazo, por destrucción de nichos ecológicos de interés asociados a los vasos de los azudes, que sirven de refugio para la vegetación de ribera y la fauna. Además, la colmatación de muchos azudes genera problemas adicionales de gestión de los sedimentos acumulados, que pueden alterar de forma importante el ecosistema y la dinámica fluvial.

Antes de tomar una decisión sobre el mantenimiento o demolición de un azud es precisa una valoración de la importancia ecológica de los nichos asociados y del posible valor patrimonial del azud, y una evaluación de las repercusiones ambientales de las dos soluciones, el mantenimiento del azud y su eliminación. La idoneidad de la decisión finalmente adoptada dependerá de la calidad de la información recopilada, del rigor con que se analicen los efectos, positivos o negativos, y de la posibilidad de aplicar medidas protectoras y correctoras y de su efectividad.

2. LOS AZUDES EN LOS CAUCES MEDITERRÁNEOS

La presencia humana en la región mediterránea se remonta a tiempos inmemoriales. En una región seca, y con fuerte irregularidad en el régimen pluviométrico, la dependencia de los cauces fluviales es evidente. Los ríos han sido, y siguen siendo, fuente de suministro de agua, para consumo o para riego, y fuente de energía, para la molienda durante siglos, y para la generación eléctrica en la actualidad. Esto ha llevado a la construcción de numerosas obras en los cauces a lo largo de los siglos, desde pequeños azudes de derivación para molinos, a grandes presas para almacenamiento de agua y producción hidroeléctrica. Como consecuencia, existen muchas obras de regulación con elevado valor patrimonial, incluso de las épocas romana y árabe.

La presencia de estas obras hace que el ecosistema fluvial se modifique, al formar vasos de inundación, retener sedimentos, ensanchar el cauce aguas arriba, fomentar la erosión aguas abajo, o crear zonas de inundación permanente en cauces estacionales. El sistema fluvial trata de asimilar la nueva construcción introducida, naturalizarla, e incluso llega a dar lugar a nuevos biotopos que permiten el establecimiento de comunidades animales o vegetales asociadas al agua, y que anteriormente veían limitadas sus posibilidades de persistir al desecarse los cauces. En ocasiones, las modificaciones en el ecosistema fluvial para adaptarse al nuevo obstáculo llegan a ser tan importantes, que su eliminación puede llegar a gene-



FIGURA 2. Aún son abundantes en los ríos los azudes para derivar agua a molinos. Río Bernesga (León).



FIGURA 3. Las ramblas, con un régimen de circulación torrencial, permanecen secas la mayor parte del año. Barranco del Carraixet (Valencia).

rar impactos mayores que los que en su día tuvo la propia construcción. La evolución del cauce con la introducción de un obstáculo es un proceso lento, mientras que su eliminación fuerza a un proceso rápido de adaptación.

En los cauces mediterráneos, las oscilaciones pluviométricas a lo largo del año, y con ello en el régimen de caudales, hacen que los azudes pueden generar biotopos peculiares, que sirvan de refugio a la fauna y a la vegetación, sobre todo en periodos de estiaje, efecto menos acusado en regiones con precipitaciones más abundantes y mejor distribuidas a lo largo del año.

Cuando existe un aporte de aguas subterráneas, el cauce puede mantener un caudal durante todo el año, aunque las precipitaciones sean escasas en alguna época. Es el caso de los ríos nacidos en zonas de alta montaña. En el extremo opuesto se sitúan los cauces sin un suministro de aguas subterráneas, que dependerán por completo de las precipitaciones, y las escorrentías generadas, presentando caudales estacionales, solo en épocas lluviosas. En la región levantina, a las condiciones climáticas mediterráneas se une una especial agresividad de la lluvia, con precipitaciones cortas e intensas y breves tiempos de concentración. Este régimen de circulación de las aguas da lugar a la formación de ramblas, cauces

planos y anchos, secos la práctica totalidad del año, pero que ocasionalmente presentan caudales de avenida muy fuertes. Una morfología fluvial peculiar son los cauces tableados, ríos de poca pendiente formados por una sucesión de llanuras inundables. Con esta morfología fluvial, al reducirse los caudales, sobre todo en la época estival, el cauce no se seca por completo, si no que mantiene pozas o charcas dispersas a lo largo de las tablas del río, de gran importancia para el ecosistema al servir de refugio a la vegetación y la fauna fluvial.

Cuando un azud se construye en un cauce permanente, se forma un remanso y una zona inundada, que con el paso del tiempo puede colmatarse y colonizarse de vegetación. Cuando se ubica en un cauce rápido, la existencia de un remanso puede suponer un biotopo peculiar. En cauces con fuerte estiaje, los azudes originan zonas de inundación, que con frecuencia son permanentes, o al menos más persistentes que el propio cauce, adoptando un papel en el ecosistema similar al de las charcas en cauces tableados; aunque su origen sea artificial pueden actuar como zonas importantes de refugio para la flora y la fauna.

Un aspecto importante en los azudes es la sedimentación inducida por su presencia. Son obras destinadas a derivar agua, manteniendo para ello una determinada cota en la lámina de agua del cauce, pero no se diseñan para el almacenamiento. Para conseguir esa cota es preciso un obstáculo, el azud, que genera un vaso de inundación aguas arriba. Con el paso de los años estos vasos se van colmatando, por retención de materiales arrastrados y sedimentación, lo que no tiene influencia en su función de derivación. Un azud colmatado es igual de funcional que el día de su construcción, mientras mantenga operativa su derivación. Cuando la colmatación es importante, puede desarrollarse vegetación en el vaso de inundación, primero helófitos y posteriormente, matorrales y bosques. Pero no todo son ventajas. La presencia de un azud tiene dos efectos muy negativos, la derivación de agua y detención de caudales del cauce, y la presencia de un obstáculo que crea una barrera, sobre todo para los peces.

La construcción de un azud en un cauce es una actuación negativa para el ecosistema. Sin embargo, no está tan claro que su eliminación sea una actuación positiva. Es preciso un análisis detallado, que determine cuales han sido las transformaciones en el ecosistema inducidas por la obra, que efectos negativos y positivos ha generado, y cuál sería la evolución



FIGURA 4. Cauce tableado, que se seca durante el verano manteniendo charcas que permiten la supervivencia de la fauna. En ocasiones, los azudes pueden tener una función similar, manteniendo zonas inundadas. Río Almonte (Cáceres).



FIGURA 5. Azud colmatado y colonizado por un cañaveral. Río Mundo (Albacete).



FIGURA 6. Azud colmatado, colonizado por un zarzal. Río Vinalopó (Alicante).

del medio en caso de eliminar la obra, hasta alcanzar de nuevo una situación de estabilidad.

La presencia de un azud ha modificado el ecosistema hasta crear un nuevo equilibrio, pero su demolición es probable que no recupere la situación original, si no un nuevo marco estable, más próximo al inicial, pero también determinado por la acción humana. El camino hacia esa nueva situación estable, o incluso a la recuperación de la naturalidad inicial de un cauce, puede tener asociados unos efectos negativos significativos. En este caso, la consecución de unos objetivos ambientales deseables implica a su vez unos efectos ambientales indeseables.

3. EFECTOS AMBIENTALES DE LA PRESENCIA DE AZUDES

3.1. EFECTOS HIDROLÓGICOS Y EROSIVOS

- **Régimen de caudales.** En general el principal efecto negativo de un azud es la derivación de caudales para destinarlos a un uso determinado. Esa derivación da lugar a una reducción en el caudal circulante del río, con una alteración de su dinámica fluvial, y una afección a la flora y la fauna, cuya magnitud es proporcional a la extracción y al caudal remanente. Lo más habitual es que la demolición

de azudes se plantee en obras sin uso, donde no existe derivación de caudales o, si se mantiene por no haberse clausurado, bastaría con cerrar la toma. En estos casos, la eliminación del azud no acaba con la derivación de agua, al estar ya clausurada. En cualquier caso, el régimen de extracción de caudales puede regularse sin necesidad de actuar sobre el azud, por lo que la demolición no es una actuación estrictamente necesaria.

- **Avenidas.** La presencia de un obstáculo en el cauce, que reduce la velocidad de circulación de las aguas, tiene una influencia directa en caso de una avenida, que podrá ver incrementada su sección aguas arriba. También el tipo de azud, y de aliviadero, tendrá influencia.
- **Inundación de terrenos.** La presencia de un azud da lugar a una inundación aguas arriba, formando un vaso similar a un pequeño embalse. Pasado un cierto periodo de tiempo el vaso de inundación se colmata de sedimentos, formándose un nuevo cauce, y quedando el resto del vaso como una llanura de inundación, a menudo colonizada por vegetación de ribera. Cuando el azud se colmata por completo, y se coloniza por vegetación, el sistema fluvial ha asimilado la obra, aunque seguirá manteniéndose un obstáculo que afecta a la continuidad del cauce.



FIGURA 7. Zona de inundación de azudes. Izquierda: Río Esera (Huesca). Derecha: Río Mundo (Albacete).



FIGURA 8. El azud genera un cambio drástico en la velocidad de las aguas. Río Mundo (Albacete).

- **Modificaciones hidromorfológicas.** La construcción de un azud modifica la pendiente del cauce, y la velocidad de circulación de las aguas. Aguas arriba se reduce la velocidad, favoreciendo el depósito de materiales, y aguas abajo aumenta, incrementándose la erosión. Cuando mayor sea el salto más acusado es el proceso. Estos fenómenos pueden generar modificaciones en el cauce, que se ensancha aguas arriba, gracias a la sedimentación, y se excava aguas abajo. En azudes antiguos en general el equilibrio ya se ha alcanzado con la colmatación del vaso de inundación.
- **Procesos erosivos y geológicos.** Al superar el azud, el agua cae de nuevo al cauce con una mayor energía derivada del salto generado, y libre de carga. Como consecuencia, tiene un mayor potencial erosivo, que afecta al tramo aguas abajo, que se suele excavar ligeramente, siendo frecuentes las pozas o charcas a pie de azud. Si el azud no es muy alto, el potencial erosivo se disipa pronto, no teniendo gran influencia aguas abajo, pero en grandes saltos puede ser mayor. En las zonas de inundación también pueden generarse procesos erosivos, y principalmente movimientos de ladera. Los suelos que quedan inundados se saturan, y fluyen hacia el fondo del vaso, al cauce. En cauces abiertos el proceso es poco importante, o lento, pero en cauces encajados, con laderas abruptas, puede ser muy súbito, acelerando la colmatación del vaso.



FIGURA 9. Erosión en la base de un azud. Río Mundo (Albacete).

3.2. EFECTOS SOBRE LA POBLACIÓN Y ACTIVIDADES ECONÓMICAS

- **Destino del azud.** Un azud se construye para derivar agua para un uso concreto. Si el azud está abandonado, no hay uso asociado, y por ello no genera ningún beneficio económico su presencia, ni supondría un trastorno su desaparición. Sin embargo, si el azud está en uso es esencial determinar el destino de las aguas derivadas, y la importancia de su empleo, para valorar el interés social o productivo de la obra, y los perjuicios que causaría su desaparición.
- **Usos asociados al vaso.** En ocasiones el vaso de inundación fomenta el desarrollo de usos recreativos, que no estaban inicialmente previstos, como el baño, la pesca o su integración en áreas recreativas o parques y jardines. Estos usos suponen un valor añadido del azud, y generan un impacto en caso de su eliminación.



FIGURA 10. Azud de Xerta, en el río Ebro, de origen árabe. Se empleó para riego y molinero, y para favorecer la navegación. En la actualidad deriva agua para riego y aprovechamiento hidroeléctrico.



FIGURA 11. Azud de El Hondón en el río Segura (Murcia). Se ha instalado un área recreativa junto al río, que aprovecha el remanso creado.



FIGURA 12. Izquierda: Comunidades anfibias en el vaso de un azud. Río Vinalopó (Alicante). Derecha: Cañaveral colonizando el vaso de un azud. Río Mundo (Albacete).

3.3. EFECTOS SOBRE EL PATRIMONIO

Con frecuencia los nuevos azudes se construyen sobre otros anteriores, pudiendo destruirse obras de interés patrimonial. En ocasiones el vaso de inundación afecta a algún elemento de interés patrimonial, como construcciones, yacimientos o caminos históricos.

3.4. EFECTOS SOBRE LA FLORA Y VEGETACIÓN

- **Efectos en la vegetación helofítica.** La progresiva colmatación de los vasos da lugar a zonas inundadas con poco calado y sustrato limoso, favorables para la proliferación de helófitos, como carrizos, cañas o espadañas, pero no para la vegetación leñosa que evita medios con encharcamiento permanente. Al avanzar la colmatación aumenta la densidad de esta vegetación.
- **Efectos en la vegetación de ribera.** En los primeros años tras la construcción de un azud los efectos en la vegetación de ribera son negativos. Aguas arriba la inundación puede llevar a la desaparición de la vegetación, y

aguas abajo la derivación de agua reduce el caudal del río, pudiendo también afectarla. Con el paso del tiempo la vegetación suele colonizar los márgenes de la zona de inundación, si el perfil del terreno lo permite. La erosión al pie del azud a menudo genera pozas, que pueden favorecer la colonización vegetal. Con la colmatación del vaso aflora el sustrato, lo que permite la colonización de la vegetación leñosa. Cuando el cauce alcanza el equilibrio, con la colmatación del vaso y una reducción en la erosión aguas abajo, la vegetación puede desarrollarse como si el cauce fuera natural, e incluso aguas arriba ser más importante que en otros tramos del río gracias a la mayor superficie disponible y a la inundación. Si existe detracción de caudales, aguas abajo siempre se reducirá la vegetación de ribera.

- **Efectos en la composición específica.** Un azud puede crear un nuevo biotopo, que será colonizado por los vegetales. En ocasiones las nuevas condiciones del medio son aprovechadas por especies exóticas colonizadoras o invasoras, como la caña o el chopo híbrido.



FIGURA 13. La presencia de un azud puede favorecer el desarrollo de vegetación de ribera. Río Vinalopó (Alicante).



FIGURA 14. Cañas (izquierda) y chopos (derecha) en riberas de zonas inundadas por azudes. Río Mundo (Albacete).

3.5. EFECTOS SOBRE LA FAUNA

- **Efecto barrera y fragmentación de hábitats.** Los azudes son un obstáculo en el río, que supone una barrera para algunas especies de fauna, y puede suponer la fragmentación del río en tramos inconexos, al menos para las especies que no puedan superarlo como los peces, y sobre todo los migradores. La presencia de un azud puede impedir el desplazamiento de la ictiofauna, aislar las poblaciones aguas arriba y abajo, y afectar a su reproducción. La importancia de este efecto está determinada por el régimen de caudales y las especies presentes.
- **Cambios en los biotopos y aparición de nuevos biotopos.** La construcción de un azud da lugar a una modificación en el hábitat fluvial. Si el tramo inundado era rico en bentos, o una zona de frezadero, puede perder esas funciones. Por el contrario, las nuevas situaciones creadas por el azud, sobre todo zonas inundadas y zonas colmatadas colonizadas por vegetación riparia, pueden generar nuevos biotopos en el ecosistema fluvial, que aumenten su diversidad. Esto es especialmente notable en cauces estacionales, donde la aparición de una zona

con inundación permanente puede servir de refugio a especies de fauna y flora.

- **Efectos en la composición específica.** Los nuevos biotopos pueden ser aprovechados por especies espontáneas o favorecer la colonización de especies alóctonas. Son limitados los vertebrados fluviales alóctonos, salvo en los peces. Una excepción es el visón americano, un colonizador agresivo. En los peces el número de especies exóticas en los cauces es elevado, incrementándose en los cursos bajos de los ríos. La inundación generada por azud puede favorecer a ciertas especies invasoras. Entre las especies exóticas más agresivas de invertebrados se cuentan los cangrejos de río rojo y señal, o el mejillón cebrá.

3.6. EFECTOS SOBRE EL PAISAJE

- **Incidencia visual del azud.** Por lo general los azudes de derivación son obras de altura moderada, aunque en ocasiones pueden tener cierta importancia. Es preciso tener en cuenta la visibilidad de la zona, y la vegetación existente, ya que incluso azudes de un tamaño considerable pueden resultar muy poco visibles.



FIGURA 15. Los azudes son un obstáculo para los peces, que impiden su movimiento a lo largo del cauce.



FIGURA 16. Vado artificial en el río Zújar donde han proliferado los cangrejos rojos. Su expansión ha favorecido a la nutria, adaptada a su captura.



FIGURA 17. Azud de 8 m de altura, muy poco visible por el desarrollo de vegetación. Río Vinalopó (Alicante).

- **Incidencia visual del vaso.** La inundación generada por el azud da lugar a un nuevo elemento, el vaso, que resultará más o menos visible dependiendo de su extensión, vegetación y de la intervisibilidad del tramo fluvial. En general la incidencia visual es positiva, ya que el agua es un elemento importante en el paisaje, que aporta calidad y diversidad.
- **Efectos de la oscilación de las aguas.** Cuando existe una fuerte oscilación en el nivel de la lámina de agua, puede generarse una zona árida, desprovista de vegetación por la inundación, y que queda al descubierto al bajar el nivel del agua. La formación de bandas áridas es un efecto importante en embalses. Los azudes, como se ha señalado, no tienen por objeto embalsar agua, suelen ser de dimensiones mucho menores que una presa, y a menudo están colmatados, total o parcialmente, por lo que este efecto es poco frecuente.

3.7. EFECTOS SOBRE ESPACIOS NATURALES PROTEGIDOS

Los efectos de un azud en un espacio natural dependerán de su influencia sobre los valores que se pretende proteger, en general la flora, la fauna o el paisaje. En su fase inicial, el azud tendrá un efecto negativo en todo el ecosistema, pero con el paso del tiempo los efectos sobre el espacio pueden ser variables. El azud puede fomentar el desarrollo de comunidades vegetales singulares o hábitats de interés comunitario, o por

el contrario de comunidades invasoras de escaso interés. En el primer caso el azud será deseable para la conservación del espacio, y en el segundo no. En el caso de la fauna, si el espacio protege especies de peces migradoras, el azud será un obstáculo, y afectará a los objetivos de conservación, pero si las especies más singulares son de anfibios, podrían verse favorecidas por la inundación del azud. Es frecuente que coincidan los efectos positivos y negativos.

4. EFECTOS AMBIENTALES DE LA ELIMINACIÓN DE AZUDES

4.1. EFECTOS HIDROLÓGICOS Y EROSIVOS

- **Régimen de caudales.** Lo habitual es que la demolición de azudes se plantee en obras sin uso, pero si la supresión de la derivación de caudales está asociada a la demolición del azud, es un efecto claramente positivo, aunque no sea necesaria la eliminación para acabar con la derivación.
- **Avenidas.** La eliminación de un azud supone la recuperación de la situación inicial del cauce en caso de avenidas. No obstante, en azudes antiguos los usos del suelo se han adaptado al comportamiento de las avenidas con la obra; su eliminación generará cambios, como el incremento de la inundación aguas abajo. En caso de avenidas es importante la gestión que se haga de los sedimentos acumulados. Si se mantienen en el antiguo vaso, el río los transportará progresivamente, pero en caso de avenida, puede producirse un arrastre súbito. Aparte de la afección a la calidad de las aguas, la carga de sólidos en suspensión aumenta la viscosidad del agua, e incrementa la sección de la avenida, que puede resultar más intensa de lo que correspondería al caudal transportado, generando daños mayores de los esperables.
- **Desaparición de zonas de inundación.** La eliminación de un azud hace desaparecer la zona de inundación. En azudes colmatados esta zona puede haber sido sustituida por un nuevo cauce colgado, aunque es frecuente que se mantenga cierta inundación, o al menos un cauce remansado. La desecación hace que el cauce quede desdibujado, y a menudo que se forme una llanura inundada. Si se retiran los sedimentos, podrá formarse de nuevo un cauce similar al original. En caso contrario, la circulación de las aguas irá excavando progresivamente un nuevo cauce. Las zonas antes inundadas serán colonizadas por vegetación de ribera o por herbazales. También puede sufrir una rápida desecación, originando una banda árida.

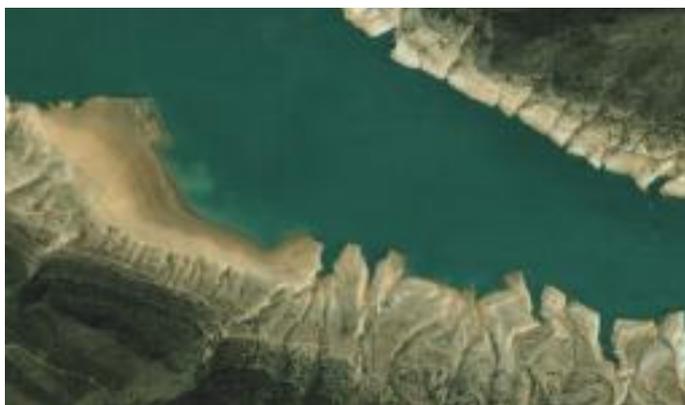


FIGURA 18. Las bandas áridas tienen fuerte impacto visual, aunque rara vez se dan en azudes. Embalse del Cenajo en el río Segura.



FIGURA 19. La colmatación del azud ha llevado a la desaparición de la zona de inundación, colonizada por vegetación, quedando un cauce colgado sobre el azud.



FIGURA 20. Canal de derivación sin uso.

- **Modificaciones hidromorfológicas y en los procesos erosivos.** La eliminación de un azud obliga al cauce a seguir un proceso inverso al forzado por esta obra para recuperar su estructura original, aumentando el arrastre aguas arriba y la sedimentación aguas abajo. En función de las modificaciones inducidas por el azud el proceso de recuperación será más o menos rápido. Cuando un azud ha inundado laderas, su demolición hará aflorar un terreno descarnado, al haberse arrastrado los suelos al fondo del vaso, cuya recuperación será complicada.

4.2. EFECTOS ASOCIADOS A LOS SEDIMENTOS ACUMULADOS

- **Gestión de los sedimentos.** Un problema importante son los sedimentos acumulados en los vasos de inundación, confinados por la presencia de la obra, y que dejan de estarlo al eliminarse. Una mala gestión de estos sedimentos puede alterar la calidad de las aguas y el lecho del cauce, afectando a la vida acuática, agravando los efectos de avenidas e incluso, en algunos casos, liberando una carga de contaminantes hasta entonces confinada. Se plantean dos posibilidades:
 - **Retirada de los sedimentos acumulados.** Permite devolver al río su perfil de forma rápida y elimina los problemas de las bolsas de sedimentos no confinadas. Sus inconvenientes son la eliminación de fauna y vege-



FIGURA 21. Mar de Ontígola (Aranjuez, Madrid), una presa del siglo XVI. En la actualidad es un humedal rico en fauna, e incluido dentro de una Reserva Natural y ZEPA.

tación, y la necesidad de encontrar zonas adecuadas de vertedero.

- **Mantenimiento in situ de los sedimentos acumulados.** Minimiza las obras en el cauce, no precisa zonas de vertido y respeta la fauna y vegetación existente. Su inconveniente es la presencia de una masa de sedimentos no retenida, que podría arrastrarse de forma brusca.
- **Contaminación de los sedimentos.** Los vertidos en un cauce, puntuales o prolongados en el tiempo, pueden generar sedimento contaminado, que se deposita en los vasos de los azudes. Estas capas contaminadas pueden quedar cubiertas por otras de sedimento limpio, y confinadas en profundidad. Al eliminarse el azud, el sedimento deja de estar confinado y pueden liberarse de nuevo las capas contaminadas.

4.3. EFECTOS SOBRE LA POBLACIÓN Y ACTIVIDADES ECONÓMICAS

- **Destino del azud.** En general solo se contempla la eliminación de azudes sin uso. Si está operativo, un efecto directo de la demolición es la desaparición del uso para el que se ha construido. En ocasiones existen alternativas para suplir los caudales derivados por un azud, pudiendo suprimirse. En otros casos la mala calidad del agua los convierte en inútiles.
- **Usos asociados al vaso.** La eliminación de un azud puede afectar a usos asociados y a la calidad del paisaje, que tardará tiempo en recuperar su valor.

4.4. EFECTOS SOBRE EL PATRIMONIO

Algunos azudes tienen un valor histórico o artístico, siendo partes integrantes del patrimonio cultural, por ello deben ser preservados. También es frecuente que tengan un valor patrimonial, o al menos etnológico, los molinos asociados a los ríos, y por extensión sus obras de derivación y toma. La eliminación de un azud con valor histórico supone una afeción al patrimonio cultural. También pueden afectarse elementos asociados, que quedan descontextualizados. Los azudes de mampostería suelen ser los más interesantes. En obras de interés cultural, se deben buscar soluciones de compromiso que permitan corregir los efectos negativos sin necesidad de eliminar la obra, como demoliciones parciales, desagües de fondo o escalas para peces.



FIGURA 22. Presa de El Gasco, en el río Guadarrama (Madrid). Iniciada en 1787, iba a ser la presa más alta del mundo. Tras un derrumbe se abandonó en 1799.



FIGURA 23. Colonización de la vegetación en las riberas de la laguna del Soto de las Juntas (Madrid), tras las excavaciones realizadas para su naturalización. Entre la fotografía izquierda y derecha han transcurrido cuatro años.

4.5. EFECTOS SOBRE LA FLORA Y VEGETACIÓN

- **Efectos en la vegetación helofítica.** La vegetación helofítica suele ser la más favorecida por la inundación de los azudes, y en consecuencia suele ser la más afectada al eliminarse estas obras. A menudo son comunidades monoespecíficas, y con buena capacidad de regeneración, lo que reduce la intensidad de los impactos, pero pueden tener un alto valor para la fauna.
- **Efectos en la vegetación de ribera.** Al demolerse el azud la lámina de agua se retrae al cauce, alejándose de la vegetación que se había desarrollado en las riberas del vaso. Eso da lugar a una desecación de los terrenos, haciendo inviable la persistencia de la vegetación riparia. La magnitud de los efectos estará determinada por el grado evolutivo alcanzado por esa cubierta vegetal.
- **Efectos en la composición específica.** Tras la alteración de un ecosistema los vegetales comienzan de nuevo la colonización. Las especies más adaptables serán las primeras en entrar, las pioneras, iniciando la colonización. Las especies exóticas más agresivas en cauces están asociadas a aguas remansadas, por lo que la demolición de azudes, en general, no les favorece.



FIGURA 24. Los remansos producidos por azudes en ocasiones se convierten en zona de cría de anfibios.

4.6. EFECTOS SOBRE LA FAUNA

- **Efecto barrera y fragmentación de hábitats.** La eliminación de un azud implica la desaparición de un obstáculo del cauce, que permite devolverle su continuidad. Es preciso valorar la verdadera magnitud del efecto barrera, condicionado por las especies de fauna presentes. En cauces con fuerte estiaje las poblaciones de peces pueden ser casi inexistentes, y el efecto barrera poco significativo, mientras que en cauces con especies de peces migradoras es un gran problema. Una solución para mantener la continuidad en el cauce sin necesidad de demoler el azud es la construcción de escalas para peces. Si su construcción es sencilla y efectiva, la demolición tiene menos sentido, pero si son inviables o poco efectivas la eliminación del obstáculo gana peso.
- **Cambios en los biotopos.** La eliminación de un azud supone la desaparición de los biotopos que en su día pudo favorecer. La valoración de los efectos generados debe basarse en la comparación entre los biotopos eliminados y los que se generarán, considerando el valor final y el plazo de tiempo preciso para conseguirlo. Si el cauce es pobre en vegetación y fauna y el azud ha permitido su proliferación, su eliminación afectará al medio vivo del ecosistema, que se empobrecerá. En cauces con alto valor ecológico los azudes puede alterar las comunidades riparias originales y favorecer la colonización de especies alóctonas, siendo su eliminación deseable. La importancia de los biotopos generados por un azud está asociada al régimen de circulación de las aguas y su distribución anual. En cauces con estiaje acusado los vasos de inundación tienen un mayor valor, al servir de refugio a la flora y a la fauna.
- **Efectos en la composición específica.** Cuando el vaso de un azud ha sido colonizado por especies alóctonas, su eliminación puede llevar a la desaparición de estas especies, al suprimirse el biotopo que las sustentaba, o bien permitir su liberación al cauce, pudiendo proliferar.

4.7. EFECTOS SOBRE EL PAISAJE

- **Incidencia visual del azud.** Aunque a menudo la incidencia visual de los azudes no es grande, la demolición supondrá en todos los casos la desaparición de este impacto.



FIGURA 25. Pozas formadas al pie de dos azudes colmatados. Río Vinalopó (Alicante).

- **Incidencia visual del vaso desecado.** La lámina de agua del vaso será reemplazada por suelo desnudo, causando un impacto visual, cuya duración dependerá del tipo de sustrato aflorante y de la regeneración de la vegetación. La restauración de la cubierta vegetal acortará este periodo.

4.8. EFECTOS SOBRE ESPACIOS NATURALES PROTEGIDOS

Son aplicables las mismas consideraciones expuestas en referencia a los efectos derivados de la presencia de una azud. La eliminación del azud será positiva o negativa para el espacio según influya en sus objetivos de conservación, lo que dependerá de los factores del medio implicados.

5. MEDIDAS PROTECTORAS Y CORRECTORAS

5.1. MEDIDAS DE APLICACIÓN A LA CONSERVACIÓN DE AZUDES

- **Regulación de la extracción de caudales. Caudales ecológicos.** Tradicionalmente el único criterio para la explotación de azudes eran las necesidades del uso asociado, lo que llevó, y sigue llevando, incluso a secar los cauces. Es habitual en derivaciones para riego, al coincidir la máxima

demanda y los mínimos caudales en verano. Con el diseño habitual de las tomas, a menor cota que la coronación del azud, la obra de derivación será la primera en llenarse, rebotando el agua por el azud solo si el caudal supera las necesidades de derivación. Si la capacidad de derivación supera el caudal del río, toda el agua es derivada, secando el cauce. Para evitarlo es preciso construir escotaduras a menor cota que la derivación, que pueden coincidir con escalas para peces. En todo caso hay que establecer caudales ecológicos, un caudal mínimo que debe mantenerse y que supone un valor de compromiso para armonizar la explotación del río con el mantenimiento de sus funciones ecológicas. Cuando se opte por conservar un azud debe revisarse el régimen de caudales ecológicos, y ajustar los caudales derivados.

- **Escalas para peces.** Los azudes pueden suponer un obstáculo que impida el movimiento de la fauna, sobre todo de los peces, a lo largo del cauce. Este problema se puede solucionar colocando escalas para peces, que permitan superar el azud y mantener la movilidad aguas arriba y abajo de la obra. Existen diversos tipos de escalas, siendo las más adecuadas para ríos mediterráneos las de artesas o depósitos sucesivos, poco selectivas y que se adaptan bien a los cambios de caudal. Para su diseño es preciso tener en



FIGURA 26. La incidencia visual de este azud se debe a su compuerta. Río Mundo (Albacete).



FIGURA 27. Detracción excesiva de caudales. El canal lateral deriva agua en toda su capacidad, mientras el río tiene un caudal escaso aguas abajo del azud.



FIGURA 28. Escala para peces (Fotografía: CEDEX).



FIGURA 29. Una mala gestión de los sedimentos puede afectar a la calidad de las aguas.

cuenta las especies presentes. Además, para que sea funcional se debe garantizar un caudal suficiente.

- **Mejora de la cubierta vegetal.** La presencia de un azud puede favorecer el desarrollo de vegetación de ribera o limitarlo. Las especies colonizadoras pueden ser espontáneas o exóticas. Entre las medidas de mejora de la cubierta vegetal están la erradicación de especies invasoras, claras o plantación de especies espontáneas en el subpiso de cubiertas alóctonas.
- **Adecuación estética.** Los azudes suelen ser obras de dimensiones reducidas, lo que limita su incidencia visual, aunque algunas obras, por sus dimensiones, elementos constructivos o visibilidad de su ubicación, pueden generar afecciones apreciables. Algunas actuaciones estéticas son la modificación de elementos auxiliares, chapado en piedra en pequeños azudes de hormigón o plantación de arbolado al pie del azud para favorecer su ocultación.

5.2. MEDIDAS DE APLICACIÓN A LA DEMOLICIÓN DE AZUDES

- **Gestión de sedimentos.** En la fase de diseño se deben realizar análisis para verificar que los sedimentos no están contaminados. Si se detecta contaminación se puede des-

timar la demolición del azud, desviar el río de forma definitiva y dejar los sedimentos confinados o desviar el río de forma provisional y proceder a la retirada de los sedimentos contaminados. Si no hay contaminación, las medidas dependen de la gestión propuesta para los sedimentos. Si se prevé su extracción se puede retirar la capa más superficial, donde se aloja el bentos, distribuyéndola en el cauce. Si el sedimento es limpio, puede extenderse en tierras de cultivo, zonas a reforestar o áreas degradadas. Solo se debe prever el mantenimiento de los sedimentos en el vaso en ríos sin crecidas bruscas y si la bolsa de sedimentos es estable. Se debe garantizar la continuidad longitudinal del río tras la demolición del azud, excavando un cauce en los sedimentos, para evitar sustituir el salto del azud, por otro similar derivado de la diferencia de cota entre la zona colmatada y aguas abajo.

- **Movilización de materiales del lecho.** El aumento de la erosión aguas abajo del azud elimina los finos y hace aflorar la roca. La demolición del azud dará lugar a un cambio brusco, un lecho dominado por finos aguas arriba de la obra, y un lecho rocoso aguas abajo. En estos casos puede ser recomendable una movilización del lecho, para favorecer una distribución más homogénea.



FIGURA 30. Desvío de un cauce, adecuadamente restaurado.



FIGURA 31. Las zonas inundadas pueden servir para la cría de especies singulares.

- **Protección de la calidad de las aguas.** No se debe acometer ninguna obra de demolición de azudes sin una previsión detallada y fiable de los efectos que tendrá sobre la calidad de las aguas, y con ello sobre la población y la fauna. Se debe garantizar la ausencia de contaminantes confinados en el azud, y hacer una previsión de los sólidos en suspensión que pueden arrastrar las aguas en la fase de obras y tras ellas, en situaciones ordinarias y extraordinarias (avenidas).
- **Desvío provisional del cauce.** Para evitar la contaminación de las aguas durante las demoliciones se puede desviar de forma provisional el cauce. Es posible aprovechar los canales de derivación, o recrecerlos provisionalmente, para derivar el río por ellos. Otra opción es demoler el azud por partes, siempre que sus dimensiones y estabilidad lo permitan. Cuando un azud almacene sedimentos contaminados, el desvío del cauce es imprescindible. Si el volumen de contaminantes es importante, cabe estudiar la posibilidad de hacer un desvío definitivo del río y dejar confinados los sedimentos.
- **Traslado de fauna.** Si el vaso del azud alberga especies de fauna de interés, antes de acometer la demolición se deberá proceder a la recogida de individuos y su traslado a otros tramos del río donde sea viable su persistencia.

- **Limitaciones temporales a la ejecución.** Para evitar la afección a la fauna presente en el cauce, y en el vaso del azud, las obras de demolición se deben realizar fuera de las épocas reproductivas y migratorias. Asimismo, las obras se deben realizar en las épocas con caudales mínimos, para facilitar el desvío del cauce.
- **Restauración de la cubierta vegetal.** La demolición de un azud puede precisar la construcción de accesos, y la destrucción de vegetación en el entorno de la obra. Si se procede a la retirada de sedimentos la eliminación de vegetación será más intensa. En estos casos será preciso proceder a la restauración de la cubierta vegetal en las áreas denudadas, y sobre todo en las riberas, para acelerar el proceso de recuperación del ecosistema fluvial.

6. EVALUACIÓN GLOBAL. CONSERVACIÓN O DEMOLICIÓN DE AZUDES

La última etapa en este proceso de evaluación será la toma de decisiones, la conveniencia de conservar o demoler un determinado azud. Para ello, es preciso analizar en conjunto los efectos ambientales previstos para la conservación y demolición, y también la posible aplicación de medidas protectoras y correctoras, ya que su aplicación puede suponer una mejora en las condiciones del medio que haga innecesaria, o esté menos justificada, la demolición. En cada caso se deben considerar tres alternativas a evaluar:

- Alternativa 0. Conservación del azud sin actuación, que sería el patrón de referencia.
- Alternativa 1. Conservación del azud, aplicando medidas correctoras.
- Alternativa 2. Eliminación del azud, aplicando medidas protectoras y correctoras.

Es conveniente realizar un diagnóstico descriptivo y justificado, donde, considerando las ventajas e inconvenientes de cada solución, y la efectividad de las medidas propuestas, se pueda proponer una u otra alternativa y, en su caso, las condiciones necesarias para que resulte viable, o para que sea la más adecuada. Si se ha realizado una evaluación rigurosa y documentada, la decisión final habrá tenido adecuadamente en cuenta todas las posibles repercusiones ambientales.



FIGURA 32. Plantaciones de álamos y tarajes en zonas de ribera sin inundación permanente.

Distribución conjunta altura-periodo de ola en el litoral español

MANUEL SOTILLO MEMBIBRE (*)

RESUMEN La distribución conjunta de altura-periodo del oleaje es importante para el estudio de fenómenos dinámicos en la ingeniería de puertos y costas. En este artículo, partiendo de medidas en la naturaleza hemos descrito la distribución conjunta en varias áreas del litoral español.

JOINT DISTRIBUTION HEIGHT-PERIOD ON THE SPANISH COAST

ABSTRACT *The joint distribution height-period of sea wave is very important to study coastal dynamics and Harbour engineering. In this paper, with observed wave heights and periods we have described the joint distribution on the Spanish coast.*

Palabras clave: Distribución conjunta, Altura de ola, Periodo de ola, Costas, Puertos.

Keywords: Joint distribution, Wave height, Wave period, Coastal and Harbour.

1. INTRODUCCIÓN

Las olas se generan por la fricción del viento con la superficie del mar, formándose pequeñas ondulaciones, que van aumentando con la velocidad del viento y la persistencia. Si observamos la ola en el área de generación, que es donde el viento sopla, su disposición y movimiento es caótico. Se observan olas de diferentes amplitudes y periodos que se mueven en diferentes direcciones; esto se conoce como mar de viento o en inglés Sea.

Cuando las olas salen del área de actuación del viento, se van ordenando progresivamente, con ondas bien definidas y con un cierto ritmo, propagándose a miles de kilómetros, hasta llegar a profundidades finitas donde su energía se disipan, internamente, por interacción con el fondo, o por turbulencia al romperse.

Aunque la descripción matemática del oleaje es compleja por las irregularidades y aleatoriedad, se han desarrollado varias teorías para explicarlos. La más clásica fue desarrollada por Airy en 1845 denominada lineal. Se ajusta bien en profundidades indefinidas y admite la superposición.

Gerstner en 1802, desarrolló la teoría trocoidal, fue la primera teoría para ondas de amplitud: Aunque el movimiento de las partículas de agua no se corresponde con la realidad.

En 1880 Stokes, desarrolló una teoría para ondas de amplitud finita con posteriores aproximaciones de orden superior.

Una teoría válida para profundidades intermedias y pequeñas es la teoría Cnoidal. Cuando una ola entra en la zona de pequeña profundidad se aproxima a una onda solitaria; su cresta se va acortando y elevando mientras su seno tiende ha-

cerse más largo y plano. La rotura de la onda solitaria ante la progresiva disminución de la profundidad se produce cuando la relación (H/d) H altura de ola y d profundidad) alcanza según Mc. Cowan el valor de 0,78. Sin embargo, de forma experimental se ha comprobado que depende de otros factores como la pendiente, rugosidad del fondo y longitud de onda.

La naturaleza aleatoria del movimiento de la superficie del mar nos obliga a emplear métodos estadísticos, para formular modelos que permitan analizar y hacer previsiones de la dinámica de la superficie del mar.

Si conociésemos con exactitud los mecanismos de generación, propagación y disipación del oleaje, podríamos modelar con la ecuaciones diferenciales que rigen el movimiento de los fluidos. Pero las fluctuaciones de la superficie del mar son el resultado de muchos tipos de interacciones y de fenómenos de distintas clases, por lo que adopta la estructura característica de un proceso estocástico.

Los métodos estadísticos nos permitirán caracterizar el oleaje, mediante parámetros cuyo comportamiento puede modelarse y predecirse. Las diferentes técnicas estadísticas pueden englobarse en análisis en el dominio del tiempo, de la frecuencia y de la probabilidad.

La superficie del mar, cuando interacciona con el viento, presenta una estructura tan compleja, que a pesar de estar controlada por las leyes de la Mecánica de Fluidos, resultaría imposible obtener una descripción analítica o predecir su comportamiento dinámico. Esta dificultad nos fuerza a emplear métodos estadísticos, para poder desarrollar modelos matemáticos que nos permitan analizar y prever la dinámica de la superficie del mar.

Al estudiar el comportamiento de un fenómeno geofísico en función del tiempo, generalmente, su evolución no puede ser predicha con exactitud, aunque nuestras observaciones se prolongasen indefinidamente. En estos casos diremos que el fenó-

(*) Ldo. C. Físicas, Ingeniero T. Construcciones Civiles. Técnico Superior, Jefe de Sección Técnica. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEDEX. c/ Antonio López 81. 28026 Madrid. email: manuel.sotillo@cedex.es



FOTO 1. Bahía de Santa Pola (M.Sotillo).

meno analizado es un proceso estocástico. En otras palabras, que su evolución tiene lugar de forma aleatoria, de modo que cada observación del proceso proporciona un registro único e irrepetible, como es el caso del oleaje.

Se define un proceso estocástico como una familia de variables aleatoria indicadas por algún parámetro que se asocia con el tiempo

Dentro del conjunto de los procesos estocásticos. Existen procesos físicos cuyas propiedades estadísticas no varían significativamente en función del tiempo, al menos en un intervalo temporal adecuado. Este subconjunto recibe el nombre de procesos estocásticos estacionarios.

Para que un p.e. sea estrictamente estacionario se debe verificar la invarianza temporal de todas las distribuciones de probabilidad y, por tanto, la de todos los momentos estadísticos. Esta imposición es demasiado restrictiva por ello, en general, y en el caso particular del oleaje, se puede utilizar el concepto de estacionariedad de orden m o estacionariedad en sentido amplio.

En la mayoría de los estudios de oleaje se admite que la superficie del mar puede ser considerada como un proceso estocástico estacionario de segundo orden. En otras palabras que los momentos estadísticos de primer y segundo orden son invariantes en el tiempo.

Una subclase muy interesante es la de cuya distribución de probabilidad conjunta viene dada por una distribución Normal, que se denominan procesos estocásticos estacionarios gaussianos.

Para que la teoría de los procesos estocásticos sea útil, será necesario emplear alguna hipótesis que permita estimar las características de un proceso físico, con naturaleza aleatoria, a partir de un único registro temporal. Como respuesta a dicho problema surge la hipótesis de ergodicidad.

Un proceso estocástico se considera ergódico si los promedios temporales estimados sobre cualquiera de sus posibles realizaciones, son estadísticamente iguales a los obtenidos sobre la colección para cualquier instante de tiempo.

Si todos los promedios estadísticos del conjunto pueden deducirse mediante promedios temporales, diremos que el proceso estocástico es estrictamente ergódico.

Por el contrario en las aplicaciones físicas de interés suele estar centrado en los procesos denominados débilmente ergódicos. Esto quiere decir que la condición de ergodicidad se verifica para el valor medio y para la función de autocorrelación. Como consecuencia que cada serie de oleaje es representativa del proceso.

2. DISTRIBUCIÓN CONJUNTA ALTURA PERÍODO

Durante los últimos 50 años se han propuesto diferentes formulaciones analíticas, que intentan describir el comportamiento estadístico conjunto de las alturas y los periodos. El primer intento fue de Longuet-Higgins (1957, 1975) tomando los resultados de Rice y Wooding basados en los estudios de ruido aleatorio de banda estrecha. No obstante este modelo no reproduce las asimetrías observadas experimentalmente.

Entre las contribuciones más revelantes para caracterizar el comportamiento estadístico de alturas y periodos son: Cavanie et al. (1976), Lindaren- Rychik (1982) y Longuet-Higgins (1983).

En este artículo la distribución de altura periodo la vamos a representar, partiendo de datos medidos en la naturaleza mediante tablas de encuentros altura – periodo; en cada casilla se escribe el número de ocurrencias, expresado en tanto por ciento sobre el total del número de observaciones o por gráficas. Estas distribuciones conjunta nos caracterizan el oleaje medio en una zona y nos da información de cuáles son los periodos asociados con cada altura de ola.

Los datos han sido registrados por boyas del programa REMRO y campañas de oleaje para OPPE (M° de Fomento). La altura y los periodos son resultados del proceso estadístico espectral de series discretas de 5120 puntos, de elevaciones de la superficie del mar medidos en la mayoría de las estaciones durante más de 20 años .

Vamos a comparar la distribución a lo largo del litoral español, en las áreas que se han registrado datos en los últimos años.

– MEDITERRÁNEO:

- Palamós (Gerona)
- Barcelona
- Tarragona
- Valencia
- Alicante
- Cartagena
- Cabo Gata
- Málaga
- Algeciras
- Ceuta
- Melilla
- Capdepera (Mallorca)

– CANTÁBRICO:

- Bilbao
- Gijón II

– ATLÁNTICO:

- La Coruña
- Cabo Silleiro
- Las Palmas I
- Las Palmas II
- Tenerife

– ATLÁNTICO-GOLFO DE CÁDIZ:

- Sevilla
- Cádiz

2.1. MEDITERRÁNEO

La boya de Gerona está fondeada en Palamós en las siguientes coordenadas $41^{\circ} 49,80' N$, $3^{\circ} 11,27' E$ y la profundidad de la zona es 90 metros.

Los datos empleados para la matriz de distribución son los registrados desde febrero de 1986 hasta final de diciembre de 2008, el número de meses es 251.

Vamos a usar una notación matricial para definir cada elemento de la tabla. (Vease tabla 4).

$$A_{1,1} = 1,16, A_{1,2} = 12,14, A_{1,3} = 14,47, A_{1,4} = 4,89 \text{ etc.}$$

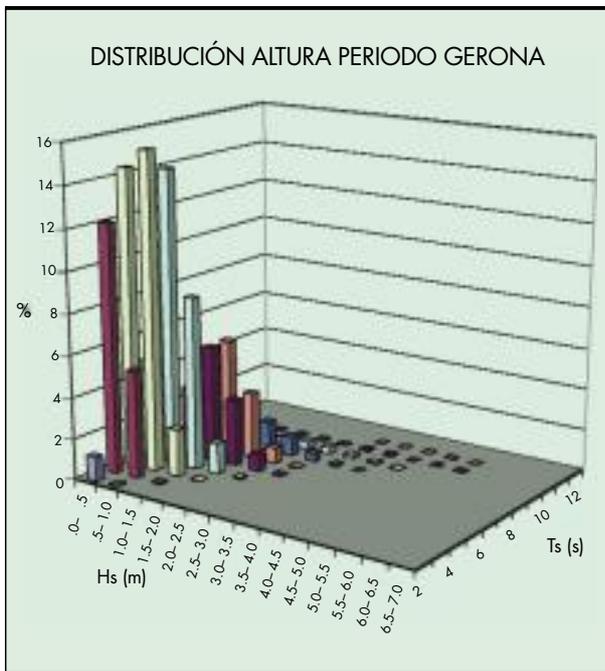


FIGURA 1. Distribución Conjunta Gerona.

El rango de altura 0-5,5 m. (en esta tabla no se contemplan datos que su porcentaje sea menor que 0,01) sólo se analiza el oleaje medio.

El rango de periodos es 2 a 11 s. El 90% de la altura de ola es menor o igual que 1,5 metros y el 92% de los periodos oscilan entre 3 y 7 segundos.

La boya de Barcelona está fondeada en las coordenadas 41°10,4' N y 2° 9,0' E en una zona de 28 m. de calado.

Los datos empleados para la matriz de distribución son los registrados desde enero de 2003 hasta final de diciembre de 2005, el número de meses es 26.

El rango de alturas es 0 a 4 m. y el de periodos de 2 a 12 s.

El 95% de las alturas son menores de 1,5 m. y el 91% de los periodos esta comprendido entre 3 y 7 s.

La boya de Tarragona está fondeada en las siguientes coordenadas : latitud 41° 3,87' N , longitud 1° 12,28' E y calado 35 metros.

Los datos empleados para confeccionar la tabla están comprendidos entre noviembre de 1992 y diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 3,5 metros y el de periodo significativo de 2 a 12 s.

El 93,5% de las alturas son menores de un metro y el 93% de los periodos están comprendidos en el intervalo [3,7].

La boya de Valencia está fondeada en las siguientes coordenadas: latitud 39° 28,00' N, longitud 0° 17,0' W y calado 20 metros.

MATRIZ DE DOBLE ENTRADA: ALTURA - PERIDO ZONA: BARCELONA																								
Fecha inicio = 2003- 1 Fecha Final =2005-12 N. de meses = 26 Variables: Hzs (m) - Tzs(s)																								
		periodos																						
alturas	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	Total		
.0- .5	0.49	8.19	20.40	9.80	1.59	0.11	0.04															40.61		
.5- 1.0		2.36	12.96	14.99	9.29	2.12	0.24																41.96	
1.0- 1.5			1.02	3.79	4.24	2.50	0.45	0.04															12.04	
1.5- 2.0			0.04	0.61	1.22	0.95	0.46	0.18	0.02															3.48
2.0- 2.5				0.04	0.26	0.17	0.26	0.15	0.03	0.01														0.91
2.5- 3.0					0.05	0.24	0.27	0.21	0.02															0.80
3.0- 3.5						0.02	0.09	0.04	0.01															0.16
3.5- 4.0							0.02	0.04																0.05
4.0- 4.5																								
4.5- 5.0																								
5.0- 5.5																								
5.5- 6.0																								
6.0- 6.5																								
6.5- 7.0																								
7.0- 7.5																								
7.5- 8.0																								
8.0- 8.5																								
8.5- 9.0																								
9.0- 9.5																								
9.5- 10.0																								
10.0- 10.5																								
10.5- 11.0																								
11.0- 11.5																								
11.5- 12.0																								
Total	0.49	10.55	34.41	29.22	16.65	6.13	1.81	0.66	0.07	0.01													100.-	

TABLA 1. Matriz Altura- Periodo Barcelona.

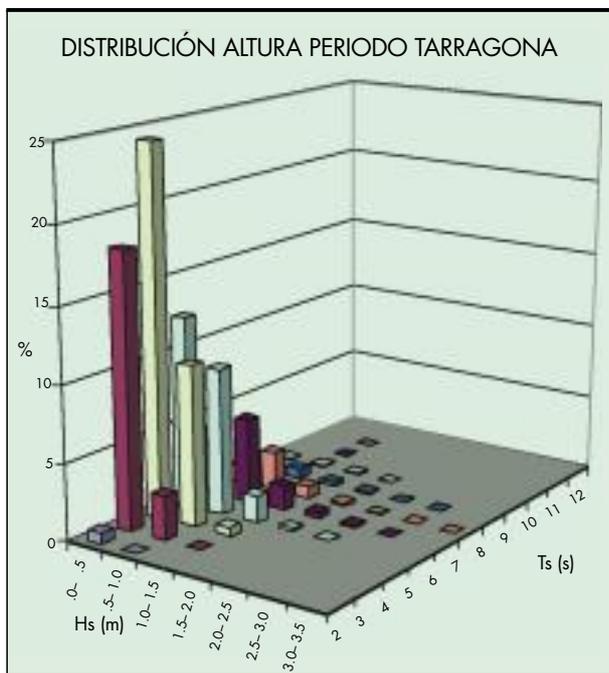


FIGURA 2. Distribución Conjunta Tarragona.

Los datos empleados son del periodo comprendido entre enero de 1986 y diciembre de 2005 en total 238 meses.

El rango de alturas es de 0 a 4.0 m. y el de periodos de 2 a 13 s.

El 90,5% de las alturas son menores de un metro y el 93,24% de los periodos están en el intervalo [3,7].

La boya de Alicante está fondeada en las siguientes coordenadas: latitud 38° 9,73' N, longitud 0° 5,0' W y calado 50 m.

El periodo de medida empleado es desde enero de 1986 a diciembre de 2007 , el número de meses 256.

El rango de alturas de 0 a 4,5 m. y el de periodos de 2 a 12 s.

El 86,6% de las alturas son menores de un metro y el 91,7% de los periodos están en el intervalo [3,7].

La boya de Cartagena (Cabo de Palos) está fondeada en las siguientes coordenadas: latitud 37° 39,25' N, longitud 0° 38,30' W y calado 67 m.

El periodo de medida esta comprendidos entre enero de 1986 a diciembre de 2008 , 276 meses.

El rango de alturas es de 0 a 5,5 m. y el de periodos de 2 a 12.

El 74% de las alturas son menores de un metro y el 91,2% de los periodos está comprendido en el intervalo [3,7].

La boya de Capdepera (P. de Mallorca) está fondeada en las coordenadas: latitud 39° 39,7' N y longitud 3° 29,12 E y un calado de 45 m.

El periodo de medida de mayo de 1989 a diciembre de 2008 un total de 235 meses.

MATRIZ DE DOBLE ENTRADA: ALTURA - PERIDO ZONA: VALENCIA																						
Fecha inicio = 1986-1 Fecha Final =2005-12 N. de meses = 238 Variables: Hzs (m) - Tzs(s)																						
		periodos																				
alturas	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	Total
.0- .5	4.66	18.43	19.31	10.55	4.38	1.08	0.29	0.07	0.01													58.83
.5- 1.0	0.35	6.60	11.25	7.05	3.71	1.92	0.60	0.12	0.02													31.64
1.0- 1.5		0.14	1.58	1.97	1.31	0.82	0.43	0.17	0.01													6.43
1.5- 2.0			0.08	0.61	0.79	0.31	0.18	0.09	0.03													2.10
2.0- 2.5				0.07	0.32	0.19	0.04	0.02	0.02													0.67
2.5- 3.0					0.08	0.09	0.03	0.01	0.01													0.23
3.0- 3.5						0.05	0.03		0.01													0.09
3.5- 4.0											0.01											0.02
4.0- 4.5																						
4.5- 5.0																						
5.0- 5.5																						
5.5- 6.0																						
6.0- 6.5																						
6.5- 7.0																						
7.0- 7.5																						
7.5- 8.0																						
8.0- 8.5																						
8.5- 9.0																						
9.0- 9.5																						
9.5- 10.0																						
10.0- 10.5																						
10.5- 11.0																						
11.0- 11.5																						
11.5- 12.0																						
Total	5.01	25.17	32.22	20.25	10.59	4.45	1.60	0.49	0.11	0.02	0.01											100.-

TABLA 2. Matriz Altura- Periodo Valencia.

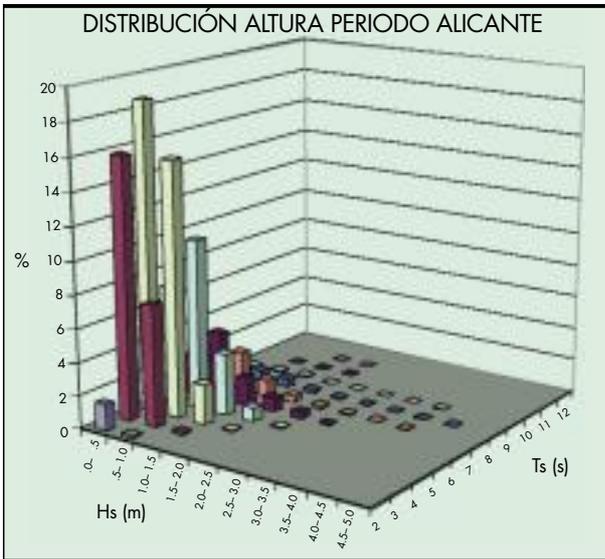


FIGURA 3. Distribución Conjunta Alicante.

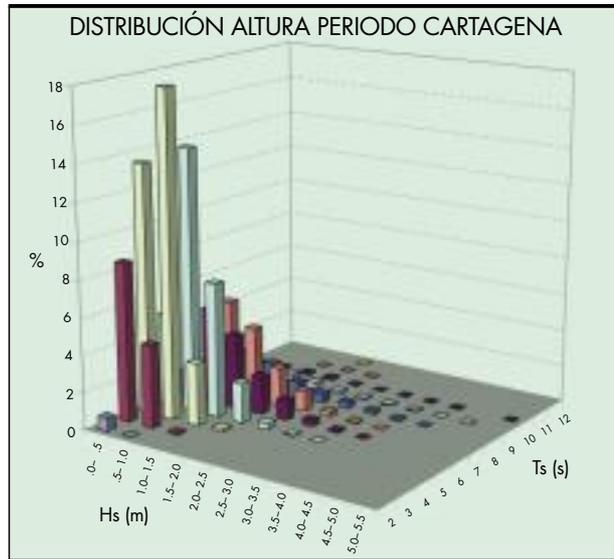


FIGURA 6. Distribución Conjunta Cartagena.

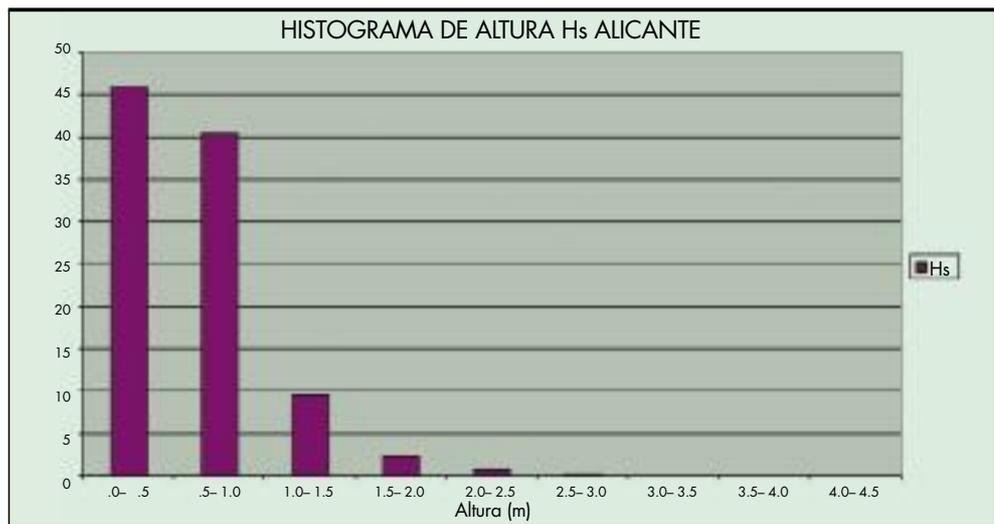


FIGURA 4. Histograma de Alturas Alicante.

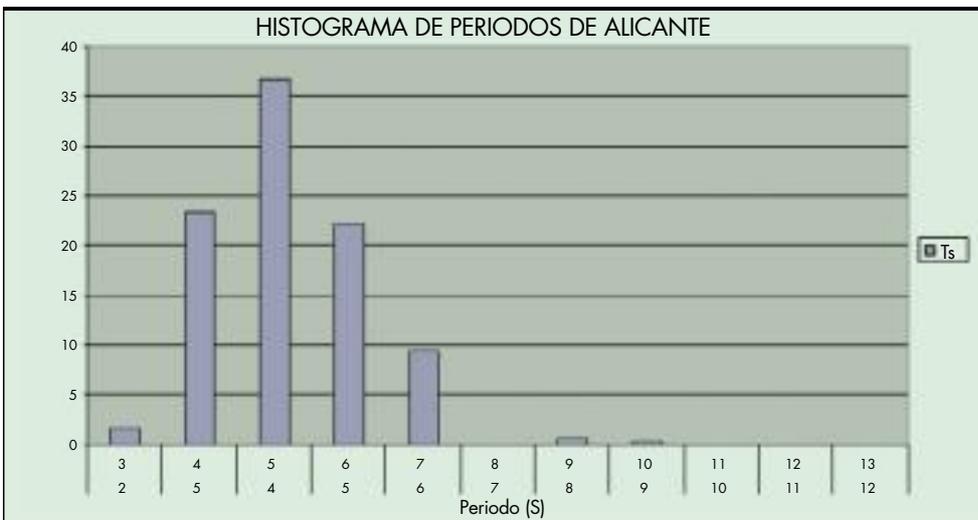


FIGURA 5. Histograma de Periodos Alicante.

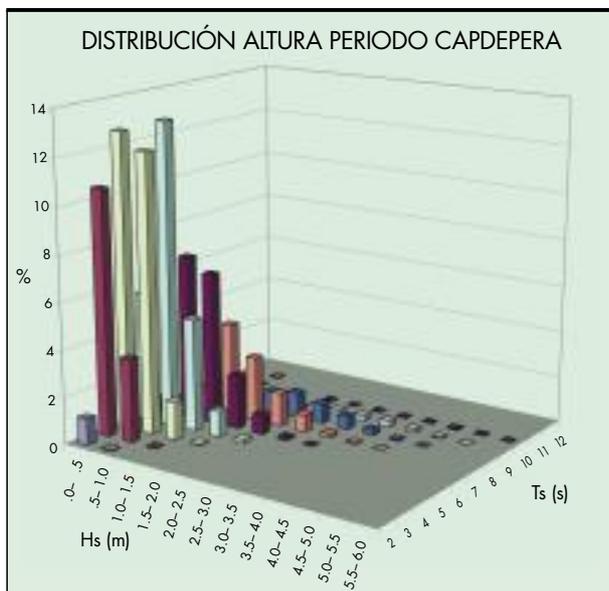


FIGURA 7. Distribución Conjunta Capdepera.

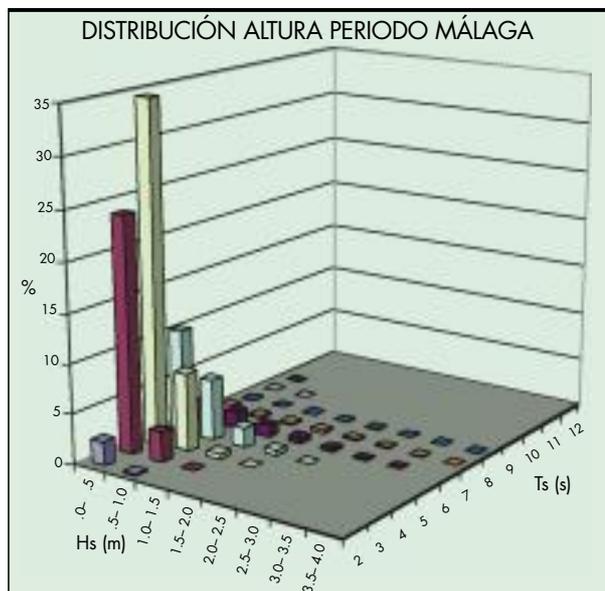


FIGURA 9. Distribución Conjunta Málaga.

El rango de alturas es de 0 a 6 m. y el de periodos de 2 a 11 s.
El 67,9% de las alturas son menores de un metro y el 83% de los periodos están en el intervalos [3,7].

La boya de Cabo de Gata está fondeada en las siguientes coordenadas: latitud 36° 42,78' N, longitud 2° 12,15' W y calado 35 m.

La fecha de inicio de la toma de datos es agosto de 1988 y termina en diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 5 m. y el de periodos de 2 a 11 s.
El 80,78% de las alturas son menores de un metro y el 95% de los periodos están en el intervalo [3,7].

La boya de Málaga esta fondeada en las coordenadas siguientes: latitud 36° 41,50' N, longitud 4° 24,90' W y un calado de 22 m.

El periodo de tiempo estudiado es desde enero de 1986 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es 0 a 4 metros y el de periodos de 2 a 11 s.
El 93,7% de las alturas son menores de un metro y el 95,5% de los periodos están en el intervalo [3,7].

La boya de Algeciras estaba fondeada en las coordenadas: latitud 36° 9,73' N, longitud 5° 23,37' W y un calado de 84 metros.

El periodo de medida estudiado es desde enero de 2000 hasta diciembre de 2005.

El rango de alturas es de 0 a 1,5 m. y el de periodos de 2 a 10 s.
El 99,4% de las alturas son menores e un metro y el 94,3% de los periodos están en el intervalo [3,7].

La boya de Ceuta está fondeada en las coordenadas siguientes: latitud 35° 54,17' N , longitud 5° 19,85' W y un calado de 21 m.

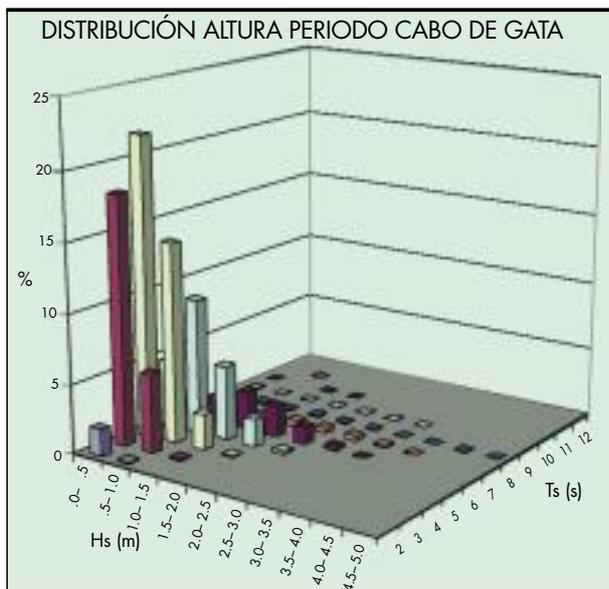


FIGURA 8. Distribución Conjunta Cabo de Gata.

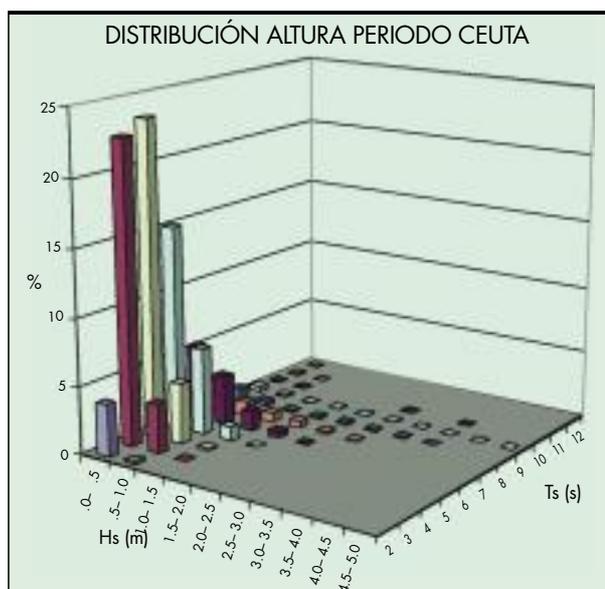


FIGURA 10. Distribución Conjunta Ceuta.

MATRIZ DE DOBLE ENTRADA: ALTURA - PERIODO ZONA: ALGECIRAS																							
Fecha inicio = 2000-1 Fecha Final =2005-12 N. de meses = 49 Variables: Hzs (m) - Tzs(s)																							
alturas	periodos																						Total
	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23		
.0- .5	4.57	27.10	31.44	23.37	5.93	0.58	0.04																93.05
.5- 1.0		0.98	1.54	2.25	1.22	0.31	0.06	0.01															6.38
1.0- 1.5		0.02	0.07	0.11	0.26	0.10	0.02																0.56
1.5- 2.0																							0.01
2.0- 2.5																							
2.5- 3.0																							
3.0- 3.5																							0.16
3.5- 4.0																							0.05
4.0- 4.5																							
4.5- 5.0																							
5.0- 5.5																							
5.5- 6.0																							
6.0- 6.5																							
6.5- 7.0																							
7.0- 7.5																							
7.5- 8.0																							
8.0- 8.5																							
8.5- 9.0																							
9.0- 9.5																							
9.5- 10.0																							
10.0- 10.5																							
10.5- 11.0																							
11.0- 11.5																							
11.5- 12.0																							
Total	4.57	28.10	33.05	25.73	7.41	1.00	0.12	0.01															100.-

TABLA 3. Matriz Altura- Periodo Algeciras.

El periodo de estudio es desde febrero de 1986 hasta diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 5 m. y el de periodos de 2 a 13 s.

El 94,6% de las alturas son menores de 1 m. y el 88,4% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

La boya de Melilla está fondeada en las coordenadas: latitud 35° 19,14' N, longitud 2° 56,6' W y calado 15 m.

El periodo de estudio es desde enero de 2008 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 4,5 m. y el de periodos de 2 a 10 s.

El 87,8% de las alturas son menores de un metro y el 92,82% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

COMPARACIÓN DEL LITORAL MEDITERRÁNEO

Rango de alturas y periodos:

- Gerona: 0 – 5,5 m. y 2 – 11 s.
- Barcelona: 0 – 4,0 m. y 2 – 13 s.
- Tarragona: 0 – 3,5 m. y 2 – 12 s.
- Valencia: 0 – 4,0 m. y 2 – 13 s.
- Alicante: 0 – 4,5 m. y 2 – 12 s.
- Cartagena: 0 – 5,5 m. y 2 – 12 s.
- Capdepera: 0 – 6,0 m. y 2 – 11 s.
- Cabo de Gata: 0 – 5,0 m. y 2 – 11 s.
- Málaga: 0 – 4,0 m. y 2 – 11 s.
- Algeciras: 0 – 1,5 m. y 2 – 10 s.
- Ceuta: 0 – 5,0 m. y 2 – 13 s.
- Melilla: 0 – 4,5 m. y 2 – 10 s.

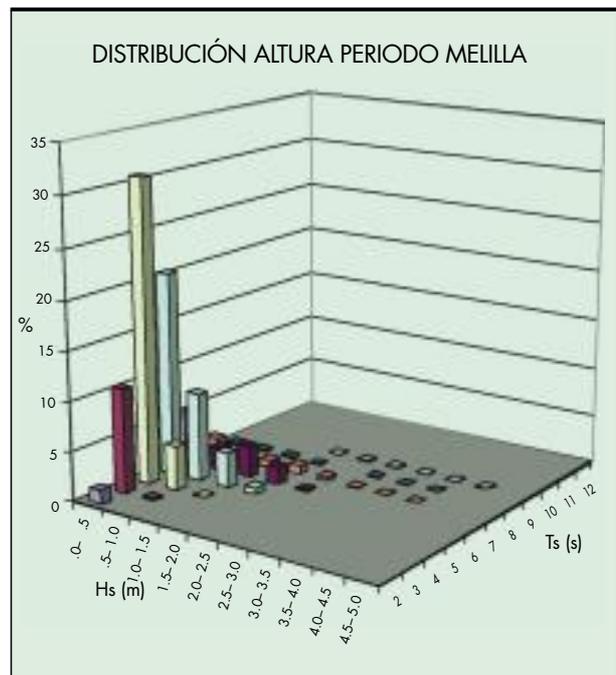


FIGURA 11. Distribución Conjunta Melilla.

DISTRIBUCIÓN CONJUNTA ALTURA-PERIODO DE OLA EN EL LITORAL ESPAÑOL

	2	3	4	5	6	7	8
	3	4	5	6	7	8	9
.0- .5	A1,1	A1,2	A1,3	A1,4	A1,5	A1,6	A1,7
.5- 1.0	A2,1	A2,2	A2,3	A2,4	A2,5	A2,6	A2,7
1.0- 1.5	A3,1	A3,2	A3,3	A3,4	A3,5	A3,6	A3,7
1.5- 2.0	A4,1	A4,2	A4,3	A4,4	A4,5	A4,6	A4,7
2.0- 2.5	A5,1	A5,2	A5,3	A5,4	A5,5	A5,6	A5,7

TABLA 4. Designación de cuadrículas.

Porcentaje de olas menores de un metro

Gerona:	72,3%
Barcelona:	82,6%
Tarragona:	93,5%
Valencia:	90,5%
Alicante:	86,6%
Cartagena:	74,0%
Capdepera:	67,9%
Cabo de Gata:	80,8%
Málaga:	93,7%
Algeciras:	99,4%
Ceuta:	94,6%
Melilla:	87,8%

Porcentaje de periodos en el intervalo [3,7)s.

Gerona:	92%
Barcelona:	91%
Tarragona:	93%
Valencia:	93%
Alicante:	92%
Cartagena:	91%
Capdepera:	83%
Cabo de Gata:	81%
Málaga:	96%
Algeciras:	94%
Ceuta:	84%
Melilla:	93%

Comparación de intervalos de mayor frecuencia (Tabla 5).

Cuando observamos las gráficas de la distribución conjunta, notamos que hay un valor modal y otros de frecuencias algo más bajas que destacan sobre el resto, vamos a poner en una tabla los valores de la moda y las dos frecuencias relativas inferiores.

Para comparar las gráficas de las distribuciones conjuntas las cuadrículas del plano altura-periodo las vamos a denominar cada cuadrícula con una notación matricial siguiendo el modelo de la tabla 4.

Aunque las funciones de distribución son diferentes para cada estación vemos que coinciden en la moda 9 estaciones, en la siguiente columna 7 y en la siguiente 6.

2.2. CANTÁBRICO

La boya de Bilbao estaba fondeada en las coordenadas: latitud 43° 24,0' N, longitud 3° 8,6' W y calado 50 m.

El periodo de estudio es desde enero de 1986 a diciembre de 2005.

El rango de alturas es de 0 a 6,5 m. y el de periodos de 2 a 18 s.

El 41,69% de las alturas son menores de un metro y el 33,44% de los periodos están en el intervalo [3,7]s.

ESTACIÓN	MODA		
Gerona	A2,3	A1,3	A2,4
Barcelona	A1,3	A2,4	A2,3
Tarragona	A1,3	A1,2	A1,4
Valencia	A1,3	A1,2	A2,3
Alicante	A1,3	A1,2	A2,3
Cartagena	A2,3	A2,4	A1,3
Capdepera	A2,4	A1,3	A2,3
C. Gata	A1,3	A1,2	A2,3
Málaga	A1,3	A1,2	A2,3
Algeciras	A1,3	A1,2	A1,4
Ceuta	A1,3	A1,2	A1,4
Melilla	A1,3	A1,4	A1,2

TABLA 5. Frecuencias relativas mayores en el Mediterráneo.

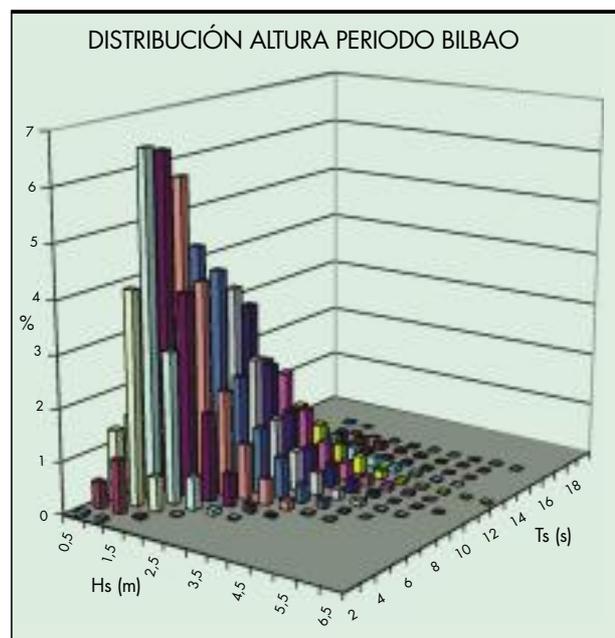


FIGURA 12. Distribución Conjunta Bilbao.

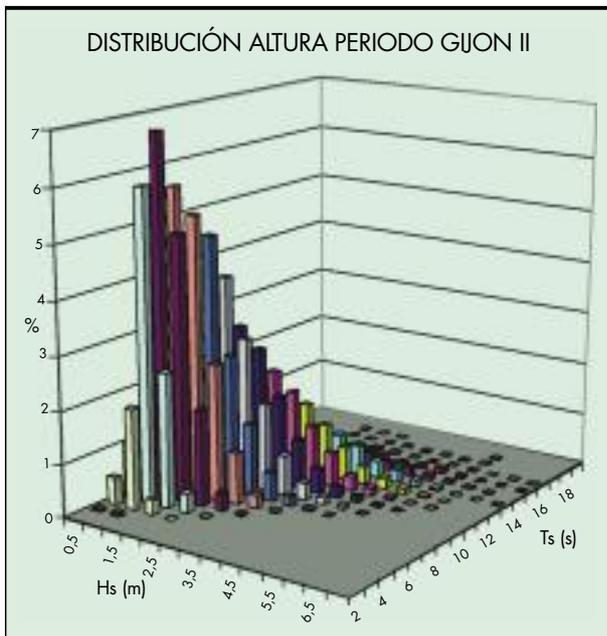


FIGURA 13. Distribución Conjunta Gijón II.

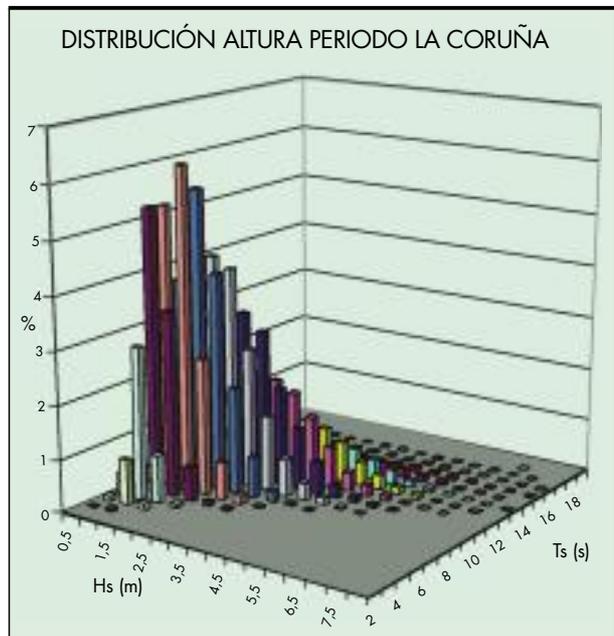


FIGURA 14. Distribución Conjunta La Coruña.

ESTACIÓN	MODA		
Bilbao	A2,4	A2,5	A2,6
Gijón II	A2,5	A2,4	A2,6

TABLA 6. Frecuencias relativas mayores en el Cantábrico.

La boya de Gijón II estaba fondeada en las coordenadas: latitud 43° 36,7' N, longitud 5° 40,0' W y calado 43 m.

El periodo de estudio es desde marzo de 1994 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 7 m. y el de periodos de 3 a 19 s.

El 32,87% de las alturas son menores de un metro y el 27,72% de los periodos están en el intervalo [3,7]s.

COMPARACIÓN CANTÁBRICO

Rango de alturas y periodos:

Bilbao 0 a 6,5 m. y 2 a 18 s.

Gijón II 0 a 7,0 m. y 3 a 19 s.

Porcentaje de aturas menores de un metro:

Bilbao 41,59%

Gijón II 32,87%

Periodos en el intervalo [3,7] s.

Bilbao 33,44%

Gijón II 27,72%

Comparación de intervalos de mayor frecuencia (Tabla 6).

Los intervalos de mayor frecuencia son los mismos, en Bilbao la moda es la cuadrícula A2,4 y en Gijón II, en la segunda frecuencia Bilbao A2,5 y Gijón A2,4 y para la tercera frecuencia es A2,6 en ambos.

2.3. ATLÁNTICO

La boya de La Coruña está fondeada en las coordenadas: latitud 43° 24,67' N, longitud 8° 23,0' W y calado 50 m.

El periodo de estudio es desde enero de 1986 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 8 m. y el de periodos de 3 a 19 s.

El 23,65% de las alturas son menores de un metro y el 15,59% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

La boya de Cabo Silleiro está fondeada en las coordenadas: latitud 42° 5,85' N, longitud 8° 55,85' W y calado 75 m.

El periodo de estudio es desde marzo de 1986 a diciembre de 2006.

El rango de alturas es de 0 a 8 m. y el de periodos de 3 a 19 s.

El 24,32% de las alturas son menores de un metro y el 17,38% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

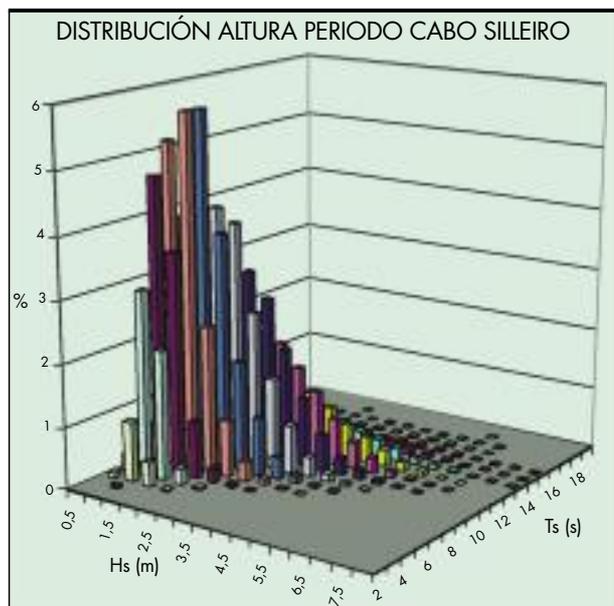


FIGURA 15. Distribución Conjunta Cabo Silleiro.

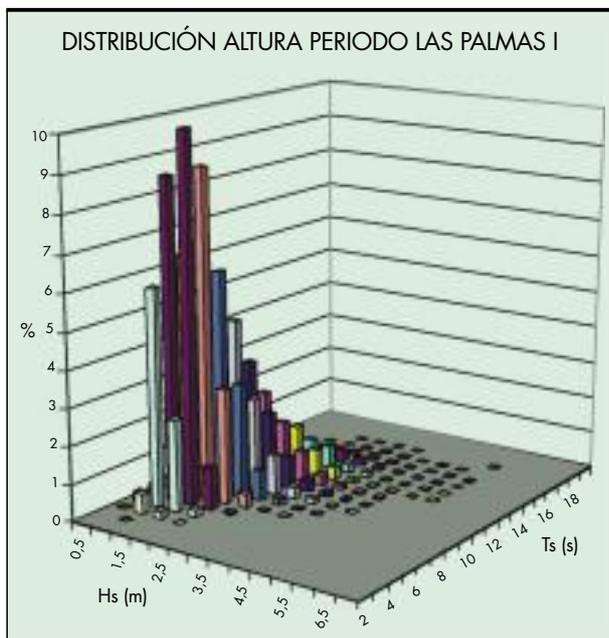


FIGURA 16. Distribución Conjunta Las Palmas I.

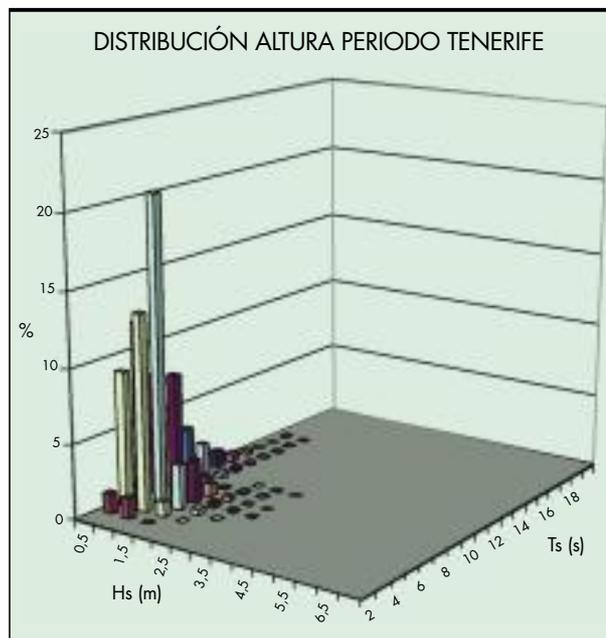


FIGURA 18. Distribución Conjunta Tenerife.

La boya de Las Palmas está fondeada en las coordenadas: latitud 28° 8,50' N, longitud 15° 27,50' W y calado 24 m.

El periodo de estudio es desde febrero de 1986 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 5,5 m. y el de periodos de 3 a 18 s.

El 35,06% de las alturas son menores de un metro y el 29,78% de los periodos están en el intervalo [3,7]s.

La boya de Las Palmas II (Gran Canaria) está fondeada en las coordenadas: latitud 28° 4,0' N, longitud 15° 23,84' W y calado 50 m.

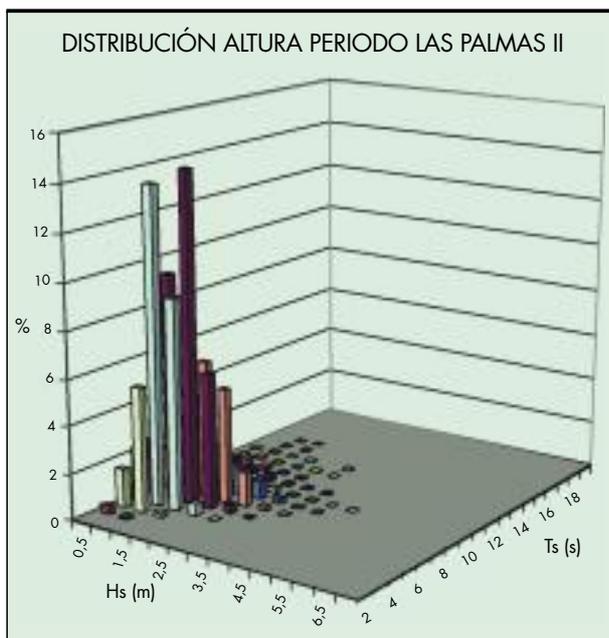


FIGURA 17. Distribución Conjunta Las Palmas II.

El periodo de estudio es desde noviembre de 1990 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 4,5 m. y el de periodos de 3 a 16 s.

El 50,17% de las alturas son menores de un metro y el 65,88% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

La boya de Tenerife está fondeada en las coordenadas: latitud 28° 27,1' N, longitud 16° 14,9' W y calado 52 m.

El periodo de estudio es desde enero de 1986 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 3 m. y el de periodos de 3 a 16 s.

El 90,74% de las alturas son menores de un metro y el 82,52% de los periodos están en el intervalo [3,7]s.

COMPARACIÓN ATLÁNTICO

Rango de alturas y periodos:

La Coruña	0 a 8,0 m. y 3 a 19 s.
Cabo Silleiro	0 a 8,0 m. y 3 a 19 s.
Las Palmas I	0 a 5,5 m. y 3 a 18 s.
Las Palmas II	0 a 4,5 m. y 3 a 16 s.
Tenerife	0 a 3,0 m. y 3 a 16 s.

Porcentaje de olas menores de un metro:

La Coruña	23,65%
Cabo Silleiro	24,32%
Las Palmas I	35,06%
Las Palmas II	50,17%
Tenerife	90,74%

Periodos en el intervalo [3,7] s.

La Coruña	15,59%
Cabo Silleiro	17,38%
Las Palmas I	29,78%
Las Palmas II	65,88%
Tenerife	82,52%

Comparación de intervalos de mayor frecuencia (Tabla 7).

Las mayores frecuencias en La Coruña y C. Silleiro coinciden la primera y segunda. En las Palmas I y II coinciden la primera frecuencia y la tercera. Tenerife no coincide con ninguna estación del Atlántico.

ESTACIÓN	MODA		
La Coruña	A3,6	A3,7	A2,5
C. Silleiro	A3,6	A3,7	A2,6
Las Palmas I	A3,5	A3,6	A2,5
Las Palmas II	A3,5	A2,4	A2,5
Tenerife	A2,4	A2,3	A1,4

TABLA 7. Frecuencias relativas mayores en el Atlántico.

2.4. GOLFO DE CÁDIZ

La boya denominada Sevilla está fondeada en el termino de Chipiona (Cádiz) las coordenadas: latitud 36° 44,3' N, longitud 6° 28,5' W y calado 10 m.

El periodo de estudio es desde febrero de 1986 a diciembre de 2008.

El rango de alturas es de 0 a 4 m. y el de periodos de 2 a 17 s.

El 83,63% de las alturas son menores de un metro y el 73,84% de los periodos están en el intervalo [3,7] s.

La boya de Cádiz estaba fondeada en las coordenadas: latitud 36° 30,0' N, longitud 6° 20,0' W y calado 22 m.

El periodo de estudio es desde enero de 1986 a diciembre de 2003.

El rango de alturas es de 0 a 5,5 m. y el de periodos de 2 a 17 s.

El 75,44% de las alturas son menores de un metro y el 72,86% de los periodos están en el intervalo [3,7]s.

COMPARACIÓN GOLFO DE CÁDIZ

Rango de alturas y periodos:

Sevilla	0 a 4,0 y 2 a 17 s.
Cádiz	0 a 5,5 y 2 a 17 s.

Porcentaje de alturas menores de un metro:

Sevilla	83,63%
Cádiz	75,44%

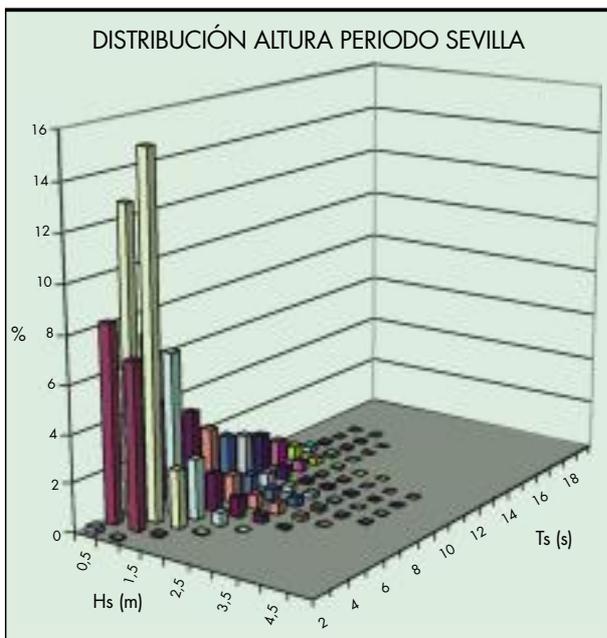


FIGURA 19. Distribución Conjunta Sevilla.

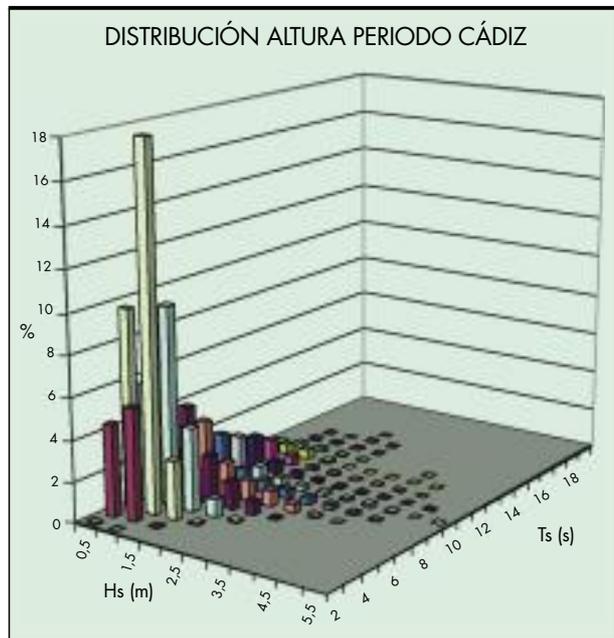


FIGURA 20. Distribución Conjunta Cádiz

ESTACIÓN	MODA		
Sevilla	A2,3	A1,3	A1,2
Cádiz	A2,3	A2,4	A1,3

TABLA 8. Frecuencias relativas mayores en el Golfo de Cádiz.

Periodos en el intervalo [3,7] s.

Sevilla	73,84%
Cádiz	72,86%

Comparación de intervalos de mayor frecuencia (Tabla 8).

Tienen la misma moda A2,3 que destaca de la segunda frecuencia.

3. SUMARIO Y CONCLUSIONES

Hemos introducido el tema con la descripción de la generación del oleaje por fricción de viento con la superficie del mar y la propagación desde el área de generación hasta la costa. A continuación un repaso de las teorías clásicas de oleaje: Airy, Gerstner, Stokes y Cnoidal. Por último para estudiar el oleaje hemos considerado que es un proceso estacionario gaussiano débilmente ergódico.

Después de un repaso a los estudios teóricos de diferentes propuestas analíticas para describir el comportamiento estadístico conjunto de altura periodo: Cavanie et al. (1976), Lindaren-Rychik (1982) y Longuet-Higgins (1983). Hemos descrito, a partir de series de oleaje medidas en la naturaleza, la función de distribución conjunta altura periodo en varias áreas del litoral español que varios años de toma de datos. En las tablas o gráficas no se representan los pares altura-periodo cuya frecuencia relativa porcentual es menor de 0,01%

Para comparar las gráficas de las distribuciones conjuntas las cuadrículas del plano altura-periodo las vamos a denominar con una notación matricial como hemos visto en la tabla 4.



FOTO 2. Playa de Foz (M. Sotillo)



FOTO 3. Barres, Castropol (M. Sotillo).

Hemos hecho una tabla con las clases de mayor frecuencia de presentación.

En el Mediterráneo en la tabla 5 aparecen sólo 5 clases. Nueve estaciones tienen de moda A1,3 que corresponde a alturas menores de 0,5 m. y periodos en el intervalo [4,5)s. Siete coinciden también en la segunda frecuencia y 5 en la tercera.

En el Cantábrico los intervalos de mayor frecuencia son los mismos, en Bilbao la moda es la cuadrícula A2,4 y en Gijón II, en la segunda frecuencia Bilbao A2,5 y Gijón A2,4 y para la tercera frecuencia es A2,6 en ambos (Tabla 6).

En el Atlántico las mayores frecuencias relativas en La Coruña y C. Silleiro coinciden la primera y segunda. En las Palmas I y II coinciden la primera frecuencia y la tercera. Tenerife no coincide con ninguna estación del Atlántico.

Golfo de Cádiz las mayores frecuencias relativas tienen la misma moda A2,3 que destaca de la segunda frecuencia.

Como podemos ver las tres frecuencias relativas mayores en todas las estaciones estudiadas están en 10 clases (cuadrículas). Si nos fijamos sólo en la moda de cada distribución tenemos A1,3 (9 estaciones), A2,3 (4 estaciones), A2,4 (3 estaciones), A2,5 (una estación), A3,5 (2 estaciones) y A3,6 (3 estaciones).

4. BIBLIOGRAFÍA

MARTÍNEZ M., SOTILLO M. <REMRO Datos de Oleaje> Centro de Estudios de Puertos y Costas. Cedex. Madrid 1993-2008.

OCHI. <Stochastic Analysis and Probabilistic Prediction of Random Seas. Advances in Hydrosience> V-13. 1982.

SOTILLO MEMBIBRE M. <Temporales en el litoral español: Relación entre altura de ola máxima y altura significativa>. Ingeniería Civil n° 88 /1993.



FOTO 4. Isla de Mouro y península de la Magdalena, Santander (M. Sotillo).

Obtención de conjuntos iniciales de polígonos convexos como fase previa a la aplicación del Método de Elementos Discretos

ROBERTO L. ROSELLÓ VALERA (*), IRVIN P. PÉREZ MORALES (**),
YORDANIS PÉREZ BRITO (***) y CARLOS A. RECAREY MORFA (****)

RESUMEN El Método de Elementos Discretos es un área de intensa investigación hoy en día debido a sus ventajas para resolver problemas de Mecánica Computacional. En la aplicación eficaz de este método se debe poseer una idealización del medio que se obtiene a través de la generación o empaquetamiento de un sistema de partículas, las cuales en un inicio deben encontrarse lo más cercanamente posible entre sí. Este conjunto de partículas se puede obtener mediante la aplicación de los llamados algoritmos de empaquetamiento. Los elementos discretos más usados son los círculos y esferas, debido principalmente a su poca complejidad geométrica. En este trabajo se presenta un algoritmo para la obtención de empaquetamientos de partículas poligonales convexas. Se hace un estudio del desempeño computacional para varias distribuciones de probabilidad de los parámetros que definen las partículas, así como la caracterización estadística de los conjuntos de partículas obtenidas. Se explora la validez de las hipótesis de que los empaquetamientos obtenidos son aleatorios, homogéneos e isotropos a nivel micro y nivel macro.

INITIAL SET OF CONVEX POLYGONS FOR THE DISCRETE ELEMENT METHOD

ABSTRACT *Discrete Elements Method is a field of intense research nowadays due to its advantages for solving problems of Computational Mechanics. Obtaining an initial set of particles or packing, with the particles as close as possible, is essential to apply the method. This set of particles can be obtained by applying the so-called packing algorithms. The most commonly discrete elements used are circles and spheres, mainly due to their low geometric complexity. An algorithm for obtaining convex polygonal particle packings is shown in this paper. The computational performance for various probability distributions of the parameters that define the particles and the statistical characterization of obtained packings has been studied. The validity of the assumption that the packings are random, homogeneous and isotropic at micro-level and macro-level was explored.*

Palabras clave: Método de Elementos Discretos, Partículas poligonales convexas, Distribución estadística, Empaquetamiento.

Keywords: Discrete Element Method, Convex polygonal particles, Statistical distribution, Packing.

1. INTRODUCCIÓN

El Método de Elementos Discretos (MED) fue introducido por Cundall [1] y estaba enfocado a la resolución de problemas de geomecánica y discontinuidades en medios rocosos abordados

con los conceptos de bloques y juntas y con posterioridad fue aplicado a los sólidos por Cundall y Strack [2]. Este método se aplica al análisis de medios discontinuos simulando el comportamiento de un sistema conformado por una colección de partículas dispuestas arbitrariamente. Este modelo considera las

(*) Lic. Centro de Investigación de Métodos Computacionales y Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI) Aula UCLV-CIMNE, Universidad Central "Martha Abreu" de las Villas, Cuba, Carretera a Camajuaní km 5¹/₂. Email: rrosello@uclv.edu.cu

(**) Lic. Centro de Investigación de Métodos Computacionales y Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI) Aula UCLV-CIMNE, Universidad Central "Martha Abreu" de las Villas, Cuba, Carretera a Camajuaní km 5¹/₂. Email: ipm@uclv.edu.cu

(***) Lic. Centro de Investigación de Métodos Computacionales y Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI) Aula UCLV-CIMNE, Universidad Central "Martha Abreu" de las Villas, Cuba, Carretera a Camajuaní km 5¹/₂. Email: yordanisp@uclv.edu.cu

(****) Dr. Ing. Centro de Investigación de Métodos Computacionales y Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI) Aula UCLV-CIMNE, Universidad Central "Martha Abreu" de las Villas, Cuba, Carretera a Camajuaní km 5¹/₂. Email: recarey@uclv.edu.cu

partículas como elementos discretos que en su conjunto conforman el sistema complejo de partículas. Los elementos distintos, como también se les conoce a las partículas, se desplazan independientemente unos de otros e interactúan entre sí en las zonas de contacto. La disposición de las partículas dentro del conjunto global del sistema es aleatoria, por lo que se pueden formar medios con diferentes tamaños de partículas distribuidos a lo largo del conjunto, idealizando de este modo la naturaleza granular de los medios que usualmente se analizan y se simulan mediante esta técnica numérica.

Para obtener una colección inicial de partículas se pueden aplicar las técnicas del MED en detrimento del tiempo general de la simulación. Por este motivo se han venido desarrollando en los últimos tiempos los llamados algoritmos de empaquetamiento para la generación del medio como una fase previa a la aplicación del MED, teniendo como ventaja una disminución considerable del tiempo de simulación. Las partículas circulares o esféricas son las más usadas en las simulaciones principalmente por ser geoméricamente sencillas, sin embargo, estas carecen de vértices por lo que esto las hace carentes de fricción. De acuerdo con [3], una partícula formada por círculos colisionados, puede permanecer inmóvil, rodar hacia abajo o deslizarse por un plano inclinado dependiendo del coeficiente de rozamiento, ángulo de la pendiente o de su forma geométrica; mientras que un círculo siempre rodará. La característica antes mencionada también es válida para polígonos regulares, deduciéndose que ciertos medios físicos pueden ser modelados y simulados con polígonos.

La tendencia actual de estas técnicas (MED) está enfocada a posibilitar el estudio del micro-mundo y la esencia micro-estructural de los problemas de la mecánica computacional empleando modelos de partículas. También puede ser combinado con otros métodos numéricos como el Método de Elementos Finitos (MEF) [4, 5, 6, 7] y el PFEM [8, 9, 10] como una forma de mejorar el resultado de las simulaciones obtenidas solo con la aplicación del MEF. En la combinación de estos métodos, el MED es utilizado para la modelación de las discontinuidades presentes en partes del sistema a simular.

2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

El Método de Elementos Discretos simula el comportamiento mecánico de un medio formado por un conjunto de partículas, las cuales interactúan entre sí a través de las leyes de Newton y de leyes constitutivas en los contactos entre partículas. La posición de estas dentro del sistema es aleatoria pudiendo obtener partículas de geometría, forma y tamaño diversos, disponiendo de control del tipo de distribución estadística que siguen y de la fracción de volumen que debe tener el medio, lo cual permite modelar y simular la naturaleza granular de los medios que usualmente se analizan con esta técnica. En este método a nivel de cada partícula se hace uso de la mecánica del cuerpo rígido y los elementos discretos se consideran elementos rígidos en sí. El modelo constitutivo o de comportamiento del material es establecido en las zonas de contactos entre partículas y queda caracterizado por varios elementos mecánicos tales como: muelles, pistones y elementos de fricción, etc.

En la aplicación del MED es necesario tener un empaquetamiento o generación inicial de partículas (elementos discretos o distintos) antes de comenzar la simulación. Este empaquetamiento inicial puede lograrse a través de las propias técnicas de simulación del MED, aunque de esta manera el tiempo requerido para realizar esta tarea puede ser considerable. De ahí surge la necesidad de crear los llamados algoritmos de empaquetamiento o de generación del medio, los cua-

les no hacen más que colocar un conjunto de partículas aleatorias en el interior de un dominio de manera que no se solapen y estén lo más cercanamente posible entre sí. Generalmente, los algoritmos de empaquetamiento se pueden clasificar en dos categorías: técnicas dinámicas o de reordenamiento colectivo y técnicas constructivas. En el enfoque dinámico [11, 12, 13], las partículas a menudo cambian su posición o tamaño durante el proceso de empaquetado, lo cual lo hace usualmente muy costoso computacionalmente debido a la actualización de los parámetros de cada partícula en cada paso del proceso. En cuanto a las técnicas constructivas, la posición final de cada partícula no cambia durante todo el proceso de empaquetado. Dentro de los algoritmos constructivos se encuentran los de avance frontal [14, 15], los cuales construyen dinámicamente un frente, al cual se le van agregando nuevas partículas a medida que se generan. Dicho frente se actualiza de forma dinámica, permitiendo en todo momento tener que considerar solamente una pequeña parte del total de partículas. El propósito principal de Owen [16] es extender la misma metodología del avance frontal propuesta en [14], para otros tipos de objetos discretos incluyendo partículas elípticas y polígonos convexos, así como esferas con diferentes tamaños. En [17] se desarrolla una técnica de avance frontal para el llenado del espacio con objetos arbitrarios. La entrada necesaria consiste en la especificación de la distancia media puntual en el espacio y una triangulación inicial de la superficie. En esta formulación cada objeto es quitado del frente activo uno a uno y, si es posible, rodeado por nuevos objetos admisibles. Esta operación es repetida hasta que no queden objetos activos. En [18] se revisan las representaciones actuales de partículas tales como polígonos, poliedros y supercuádras; así como sus algoritmos asociados de detección de contactos en dos y tres dimensiones.

El empaquetamiento de partículas circulares o esféricas resulta relativamente sencillo debido a la simplicidad geométrica de estas. Otra ventaja de este tipo de partícula es la detección de contactos, la cual se reduce al contacto círculo-círculo o esfera/esfera. Sin embargo, los círculos y esferas carecen completamente de ángulos, por lo cual no pueden proporcionar resistencia al movimiento rotatorio. Aunque los polígonos son una de las entidades geométricas más simples, su aplicación a simulaciones con elementos discretos en problemas de ingeniería es muy limitado [19, 20, 21]. Esto es debido, al menos parcialmente, a la falta de un algoritmo simple y robusto que modele el contacto vértice/vértice entre dos objetos poligonales. Los polígonos convexos son usados en [22] para la aproximación de supercuádras, donde se presenta un algoritmo para la determinación de contactos entre estas últimas en 2D. En la literatura prácticamente no existen resultados reportados sobre la generación de polígonos convexos, por lo que se carece de datos para realizar comparaciones en cuanto a velocidad y fracción de volumen de un algoritmo de empaquetamiento; así como de resultados estadísticos en el análisis de la estructura de los empaquetamientos.

3. DESCRIPCIÓN DEL ALGORITMO

El algoritmo propuesto en este trabajo tiene la particularidad de que con él se pueden generar empaquetamientos para partículas de diversas formas geométricas [23, 24]. Si se escribe el algoritmo de forma resumida, este quedaría de la siguiente manera:

1. Generar la partícula a ser empaquetada.
2. Seleccionar un frente activo y determinar la posición en la cual la partícula está en contacto justamente con dos en el frente.

Algoritmo 1 Algoritmo general de empaquetamiento de partículas.

```

Entrada: ListaParticulas  $L = \emptyset$ , ListaParticulas  $C_{ext} = \emptyset$ 
 $L = \text{inicializar}()$  /* generación partículas iniciales */;
 $C_{ext} = L$ ;
while  $C_{ext} \neq \emptyset$ ; do
    parametros param = parametros-nueva-particula();
    particula pivote = seleccion-particula-pivote( $C_{ext}$ );
    ListaParticulas vecinas = seleccion-particulas-vecinas();
    particula p = generar-nueva-particula(param, pivote, vecinas);
    if posicion-final(p) then
         $C_{ext} \leftarrow C_{ext} \cup \{p\}$ ;
         $L \leftarrow L \cup \{p\}$ ;
    else
         $C_{ext} \leftarrow C_{ext} - \{p\}$ ;
    end
end
Salida : L
    
```

3. Verificar si la nueva partícula en esta posición se intercepta con alguna de sus vecinas. Si no ocurre intersección, aceptar esta partícula y regresar al paso 1 para la próxima; en caso contrario rechazar la posición y repetir el paso 2 para otro frente activo.

De manera más detallada, este queda descrito mediante el pseudocódigo presentado en el Algoritmo 1. La salida es el conjunto L , donde se almacena el conjunto de todas las partículas obtenidas. En C_{ext} se van almacenando las partículas que todavía tienen un espacio vacío adyacente, donde aún es posible colocar otra partícula más. Para realizar búsqueda de vecinos, es utilizado en la presente investigación solamente la división en celdas para el algoritmo NBS formulado en [25].

Este algoritmo utiliza varios criterios para seleccionar la partícula pivote y las partículas vecinas a la pivote tales como selec-

ción a lo ancho, selección en profundidad, selección aleatoria así como el uso de un procedimiento heurístico para determinar la factibilidad de generar una partícula o no. Todos estos criterios serán analizados más adelante en la sección 4.1. La formulación propuesta en esta sección es similar a la presentada en [16], con algunas adiciones que consisten principalmente en la forma de seleccionar las partículas pivotes y las vecinas a esta.

3.1. EMPAQUETAMIENTO DE PARTÍCULAS POLIGONALES CONVEXAS

El problema consiste en colocar, dentro de un dominio dado, partículas poligonales convexas de forma y posición aleatoria de manera que estas no se solapen y estén lo más cercanamente posible entre sí (Figura 1).

3.2. INTERSECCIÓN ENTRE POLÍGONOS CONVEXOS

La intersección entre polígonos se resume a intersectar dos segmentos en el plano, en este caso, cada uno de los lados de un polígono con cada uno de los lados del otro polígono.

Sean (p_1, p_2) y (p_3, p_4) lados de los polígonos P_1 y P_2 respectivamente y $B = \begin{bmatrix} 0 & -1 \\ 1 & 0 \end{bmatrix}$ una matriz de rotación de 90° . Se calculan las normales para cada lado $n_1 = B(p_2 - p_1)$ y $n_2 = B(p_4 - p_3)$. Si:

$$sg(n_1 \cdot (p_3 - p_1)) \cdot sg(n_1 \cdot (p_4 - p_1)) \leq 0 \quad (1)$$

y:

$$sg(n_2 \cdot (p_1 - p_3)) \cdot sg(n_2 \cdot (p_2 - p_3)) \leq 0 \quad (2)$$

entonces los lados se interceptan, donde $sg(x)$ es la función signo y se define de la manera siguiente:

$$sg(x) = \begin{cases} -1 & x < 0 \\ 0 & x = 0 \\ 1 & x > 0 \end{cases} \quad (3)$$

Este método tiene la desventaja de que se puede dar el caso de que un polígono esté contenido completamente dentro de otro, no detectándose el contacto entre ellos, por lo que además se verifica de ningún vértice de un polígono esté contenido dentro del otro polígono.

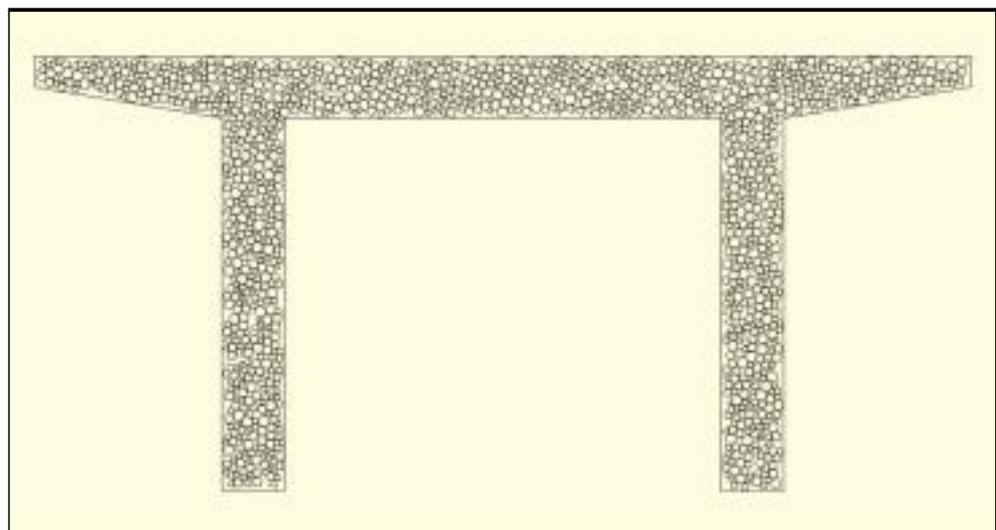


FIGURA 1. Empaquetamiento de polígonos convexas.

Algoritmo 2 Generación de una nueva partícula poligonal

Entrada: polígono $P_1; P_2$
polígono $P_3 = \text{generar-nuevo-poligono}()$;
vertice $v_1 = \text{posicion-factible}(P_1; P_3)$;
vertice $v_2 = \text{posicion-factible}(P_2; P_3)$;
polígono $P_{1\text{ext}} = \text{deslizar}(P_3, P_1, v_1)$;
polígono $P_{2\text{ext}} = \text{deslizar}(P_3, P_2, v_2)$;
punto $p = \text{posicion-final}(P_{1\text{ext}}, P_{2\text{ext}})$;
colocar-nuevo-poligono}(P_3; p)

3.3. CONSTRUCCIÓN DE UN POLÍGONO CONVEXO EN CONTACTO CON OTROS DOS

Sean $P_i; i = \overline{1; 3}$, tres polígonos convexos con centros $C_i; i = \overline{1; 3}$ respectivamente (se puede suponer, sin que esta formulación pierda validez, que C_3 es el origen de coordenadas). Considérese el problema de trasladar P_3 de manera que esté en contacto con P_1 y P_2 sin cortarlos. El Algoritmo 2 presenta un pseudocódigo de la implementación computacional dada a este problema.

Para la generación del nuevo polígono es necesario obtener varios parámetros como la cantidad de lados, el ángulo de rotación con respecto a los ejes coordenados y el valor de la distancia entre el centro y los vértices del polígono; todos estos son obtenidos utilizando el Método de Monte Carlo [26] asegurando la aleatoriedad de las configuraciones obtenidas. Otra de las ventajas de utilizar este método es la posibilidad de emplear varias distribuciones estadísticas en la generación de los parámetros. En el presente trabajo fueron utilizadas las distribuciones Uniforme, Normal y Exponencial.

La idea de la solución es hallar los polígonos descritos por C_3 al “deslizar” P_3 alrededor de P_1 y de P_2 ; y luego hallar la intersección de dichos polígonos. Sean $P_{1\text{ext}}$ y $P_{2\text{ext}}$ estos polígonos respectivamente. Para deslizar P_3 alrededor de P_1 , se comienza a partir de una posición en la cual coincida un vértice de P_3 con uno de P_1 , sin que los polígonos P_1 y P_3 se intersepen. A esta posición se le denominará posición factible. En la Figura 2 se muestra una posición factible y otra no factible.

1 Se considerará que el centro de un polígono es la media aritmética de sus vértices.

Para hallar una posición factible inicial se procede de la siguiente manera: se considera que el par (u_i, v_j) es factible, donde u_i es el i -ésimo vértice P_1 de y v_j el j -ésimo vértice de P_3 , si se cumplen las 4 condiciones siguientes:

1. El punto $(v_{j+1} - v_j)$ está fuera de la región formada por los vectores $(u_{i-1} - u_i)$ y $(u_{i+1} - u_i)$.
2. El punto $(v_{j-1} - v_j)$ está fuera de la región formada por los vectores $(u_{i-1} - u_i)$ y $(u_{i+1} - u_i)$.
3. El punto $(u_{i-1} - u_i)$ está fuera de la región formada por los vectores $(v_{j-1} - v_j)$ y $(v_{j+1} - v_j)$.
4. El punto $(u_{i+1} - u_i)$ está fuera de la región formada por los vectores $(v_{j-1} - v_j)$ y $(v_{j+1} - v_j)$, teniéndose que

un punto $p = (p_1; p_2)$ está fuera de la región R (Figura 3) formada por los vectores $a = (a_1; a_2)$ y $b = (b_1; b_2)$, si y solo si:

$$sg(a_2 b_1 - a_1 b_2) sg(b_1 p_2 - b_2 p_1) \leq 0 \tag{4}$$

ó:

$$sg(a_2 p_1 - a_1 p_2) sg(a_2 b_1 - a_1 b_2) \leq 0 \tag{5}$$

donde $sg(x)$ se define en la ecuación 3.

Ya encontrada la posición factible inicial, a partir de esta se desliza P_3 alrededor de P_1 , para llegar a otra posición factible. Las únicas dos posibilidades para esto son:

1. El vértice v_j se desliza sobre el lado $\overline{u_i, u_{i+1}}$ (Figura 4 (a)).
2. El lado $\overline{v_j, v_{j+1}}$ se desliza sobre el vértice u_i (Figura 4 (b)).

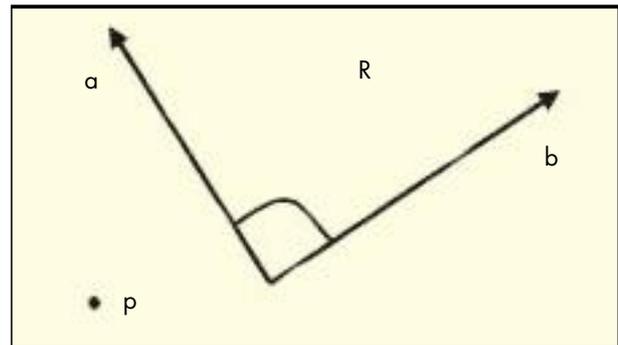


FIGURA 3. Región R formada por los vectores a y b .

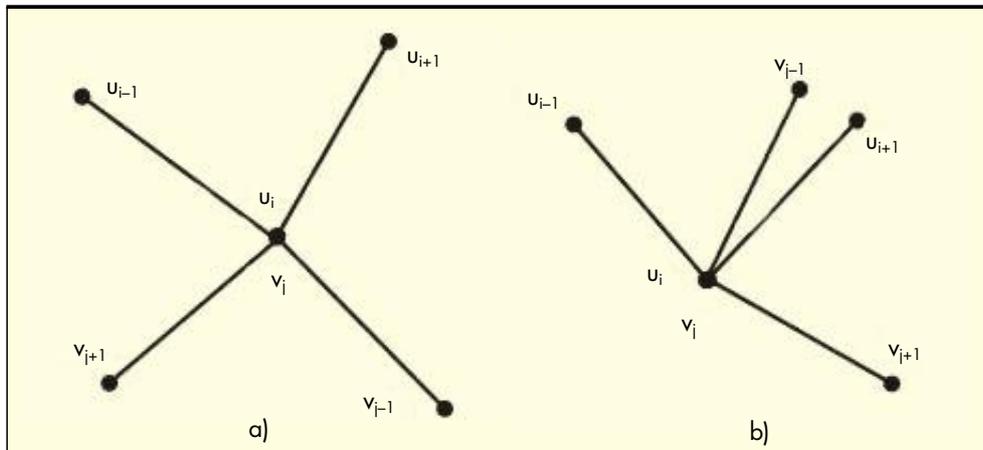


FIGURA 2. A) Posición factible (u_i, v_j) ; B) Posición no factible (u_i, v_j) .

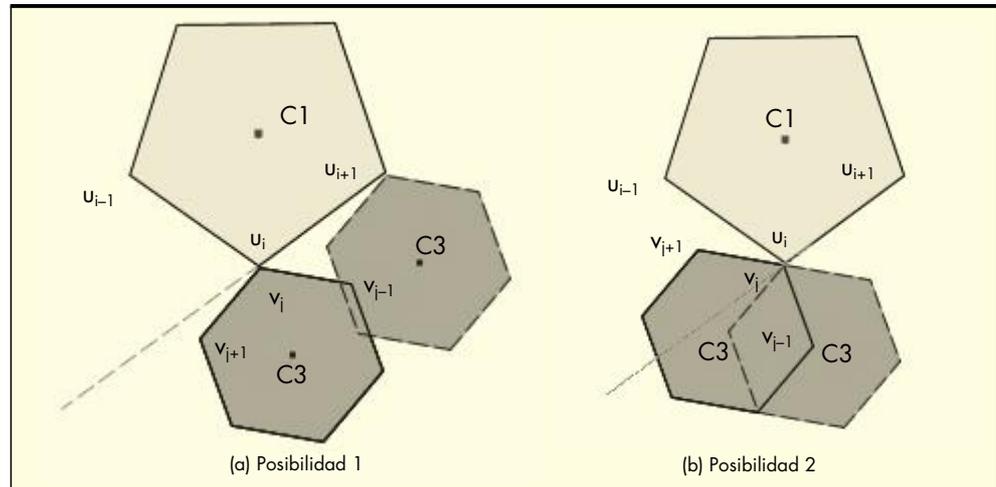


FIGURA 4. Posibilidades de desplazamiento de P_3 alrededor de P_1 .

Si se realiza el deslizamiento de P_3 alrededor de P_1 a través de la posibilidad 1, se considera que el segmento $C_3 + (u_i - v_j)$; $C_3 + (u_{i+1} - v_j)$ es un lado del polígono P_{1ext} e $i = (i \text{ mod } n_1)$, donde n_1 es el número de vértices de P_1 ; si se realiza el deslizamiento a través de la posibilidad 2, se considera que el segmento $C_3 + (u_i - v_j)$; $C_3 + (u_i - v_{j+1})$ es un lado del polígono P_{1ext} y $j = (j \text{ mod } n_3)$, donde n_3 es el número de vértices de P_3 , todo esto hasta llegar a una posición factible ya analizada anteriormente (Figura 5).

Las alternativas 1 y 2 se consideran mutuamente excluyentes, cumpliéndose la primera si y solo si los puntos $v_j + (u_i - v_j)$ y u_{i-1} están a ambos lados de la recta que define el segmento u_i ; u_{i+1} . Se tiene que dos puntos p_3 y p_4 están a distintos lados de una recta si y solo si:

$$((p_3 - p_1) \bullet n) \cdot ((p_4 - p_1) \bullet n) \leq 0, n = \begin{pmatrix} 0 & -1 \\ 1 & 0 \end{pmatrix} (p_2 - p_1) \quad (6)$$

donde n es un vector normal a la recta definida por el segmento $p_1; p_2$ y la operación \bullet define el producto escalar de vectores.

Para obtener el polígono P_{2ext} se procede de forma análoga. Después de esto se hallan los puntos c_i ; $i = 1; 2$ de intersección

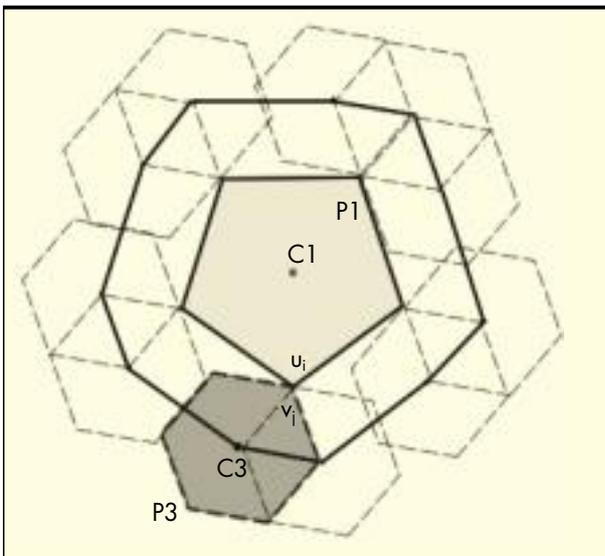


FIGURA 5. Polígono P_{1ext} obtenido al deslizar P_3 alrededor de P_1 .

entre P_{1ext} y P_{2ext} . El procedimiento a partir de aquí es muy simple: a cada punto de P_3 se le suma el vector $c_1 C_3$ y se comprueba que el polígono obtenido como resultado de esta traslación no esté en contacto con ningún otro polígono del empaquetamiento; en caso de haber contacto, se realiza la misma operación con el punto c_2 . Por lo general, con uno de estos dos puntos se encuentra una posición en la cual el nuevo polígono puede ser colocado; sin embargo, en ocasiones esto no sucede así. En caso de ocurrir esto último, no es posible colocar el polígono y se pasa entonces a un nuevo paso del Algoritmo 1.

En todos los empaquetamientos de partículas poligonales convexas obtenidos en el presente trabajo, la cantidad de lados de los polígonos varía entre 3 y 7 lados, sin embargo, el algoritmo permite la facilidad de obtener empaquetamientos con polígonos de n lados sin alterar la formulación propuesta.

4. EVALUACIÓN DE LOS EMPAQUETAMIENTOS Y DESEMPEÑO COMPUTACIONAL DEL ALGORITMO

Con la combinación de estos criterios se obtienen variantes del algoritmo, las cuales permiten la obtención de varias configuraciones en los empaquetamientos dando la posibilidad de utilizar uno u otro indistintamente dependiendo del problema a resolver.

4.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA PARTÍCULA PIVOTE Y SUS VECINAS

Los criterios de selección de la partícula pivote son:

- Selección a lo ancho (Ancho): Las partículas pivotes se toman en el mismo orden en que fueron adicionadas a la lista de partículas pivotes.
- Selección a lo ancho con información adicional (Ancho-Heurística): Este criterio sigue el mismo principio que el anterior, solo que este utiliza un procedimiento heurístico para decidir la factibilidad del pivote seleccionado.
- Selección aleatoria con información adicional (Aleatorio-Heurística): Este criterio se basa en seleccionar la partícula pivote a partir de una posición aleatoria en la lista de partículas pivote, además de utilizar el mismo procedimiento heurístico mencionado en el criterio anterior.

A este procedimiento heurístico se le ha llamado "heurística de disponibilidad", el cual calcula la dirección en la que se encuentra un espacio vacío adyacente a la partícula pivote y comprueba si la nueva partícula a generar, no corta a ninguno de los vecinos de esta (Figura 6).

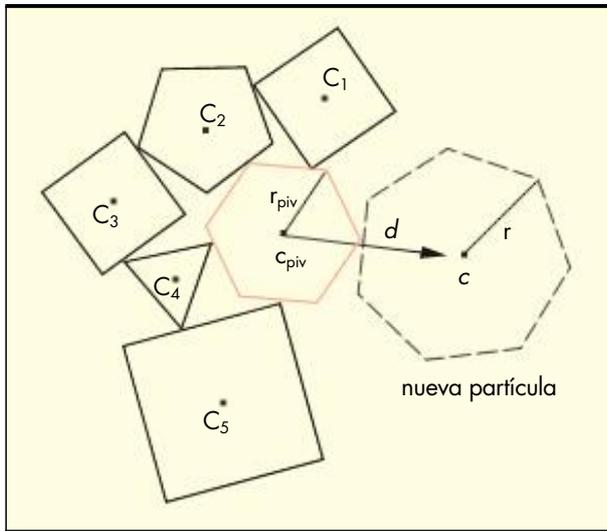


FIGURA 6. Heurística de disponibilidad.

El centro c de la nueva partícula está dado por la ecuación:

$$c = c_{piv} + (r_{piv} + r) d \quad (7)$$

donde la dirección d se calcula mediante la fórmula:

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n (c_{piv} - c_i)}{\left\| \sum_{i=1}^n (c_{piv} - c_i) \right\|} \quad (8)$$

El criterio de selección de partículas vecinas a la partícula pivote utilizado el mismo principio que la selección a lo ancho en la elección de la partícula pivote, solo que en este caso se toman las partículas de la lista de vecinas a la partícula pivote. Dicha lista se obtiene realizando una consulta espacial utilizando el algoritmo NBS [25]. Las variantes utilizadas en el presente trabajo se muestran en el Tabla 1.

	Selección partícula pivote	Selección partículas vecinas
Variante 1	Ancho	Ancho
Variante 2	Ancho-Heurística	Ancho
Variante 3	Aleatorio-Heurística	Ancho

TABLA 1. Variantes del algoritmo.

4.2. VELOCIDAD MEDIA DE GENERACIÓN, FRACCIÓN DE VOLUMEN Y DESEMPEÑO COMPUTACIONAL

Se obtienen 30 generaciones para cada variante por cada distribución estadística en un dominio de forma cuadrada de 600 unidades de arista. Para cada una de estas, se obtienen los valores de las medias aritméticas de la velocidad media y fracción de volumen, obteniéndose los resultados presentados en la Figura 7. También son calculados los valores de la desviación estándar como medida de dispersión, teniendo en cuenta que todos los valores de fracción de volumen se encuentran a una distancia de $\pm 3 \cdot 10^{-3}$ de la media aritmética.

Se puede observar que los valores de velocidad media y fracción de volumen varían de una variante a otra y de una distribución a otra. Las variantes de mejores rendimientos en cuanto a la fracción de volumen fueron Ancho/Ancho y Ancho-Heurística/Ancho, ambas utilizando la distribución Normal para generar los valores del parámetro de distancia entre el centro y los vértices del polígono. El mejor rendimiento en cuanto a velocidad media de generación fue obtenido con el uso de la variante Ancho-Heurística/Ancho, utilizando la distribución Uniforme. Como se puede ver, no existe coincidencia entre las mejores variantes para cada criterio; esto permite escoger entre ellas la que mejor se adecue a las necesidades del problema a resolver.

Para comprobar el desempeño computacional del algoritmo propuesto, se obtienen nuevas generaciones para cada variante por distribución estadística, esta vez utilizando un dominio de forma cuadrada de 3000 unidades de arista. Las pruebas fueron realizadas en una PC Antec con un procesa-

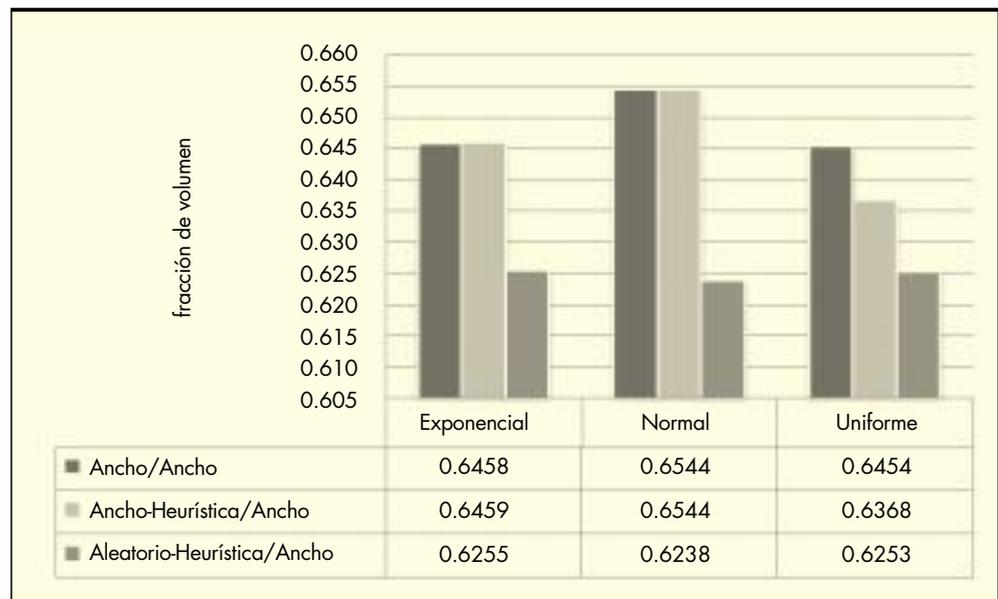


FIGURA 7A. Fracción del volumen.

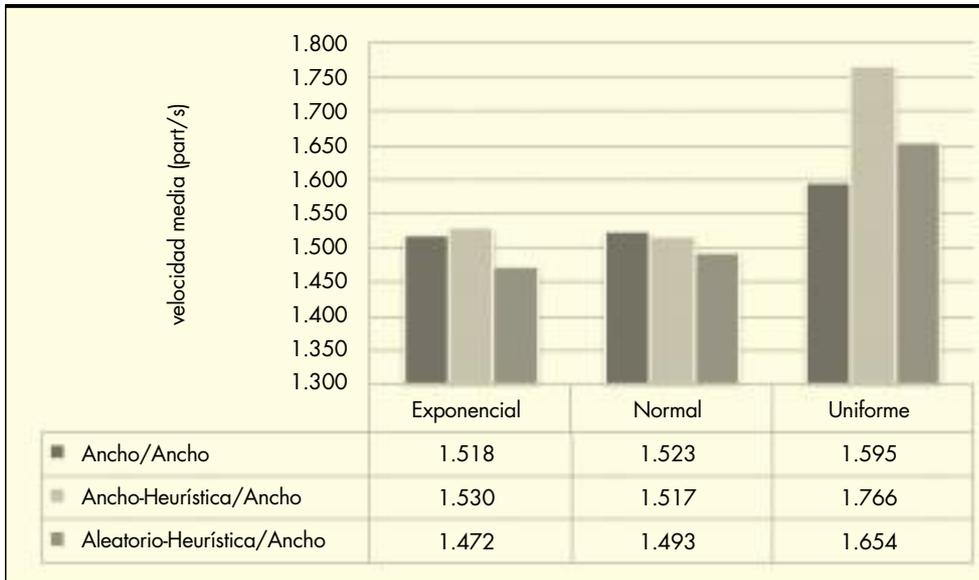


FIGURA 7B. Velocidad media.

TABLA 2. Tiempo computacional de las variantes.

	Variante 1		Variante 2		Variante 3	
Distribución	cant. part.	tiempo (s)	cant. part.	tiempo (s)	cant. part.	tiempo (s)
Exponencial	1.310.784	763	1.213.009	1.068	1.190.690	806
Normal	1.289.241	1.134	1.207.271	694	1.184.822	813
Uniforme	1.285.255	1.462	1.189.032	1.386	1.167.290	784

dor Intel(R) Core(TM)2 Quad a 2.83GHz. La Tabla 2 muestra el tiempo computacional necesitado para obtener los empaquetamientos, donde el tamaño de los polígonos varía, estando sus radios en el intervalo [1,2].”

5. CARACTERIZACIÓN ESTADÍSTICA DE LOS EMPAQUETAMIENTOS

Con el fin de caracterizar estadísticamente los empaquetamientos de polígonos convexos obtenidos, se pueden utilizar varios estadísticos. En las ciencias de los materiales, una característica muy importante de los empaquetamientos de partículas son los contactos entre estas. Estos determinan la conectividad topológica del sistema de partículas o la transferencia de fuerzas en los sistemas mecánicos compuestos por partículas. Otras características importantes de la estructura de empaquetamientos son la aleatoriedad, la homegeneidad y la isotropía tanto en un nivel micro como macro.

5.1. NÚMERO DE COORDINACIÓN

La distribución del número de contactos o número de coordinación, representa el número promedio de contactos por partícula. Este puede escribirse como:

$$\bar{c} = \frac{\sum N_i}{N_p} \quad (9)$$

donde N_i es el número de contactos por cada partícula, en el presente caso polígonos convexos, y N_p es el número total de

polígonos en el empaquetamiento. El valor del número de coordinación para todos los empaquetamientos obtenidos está alrededor de $\bar{c} = 4$.

5.2. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LOS EMPAQUETAMIENTOS

En la literatura prácticamente no se reportan técnicas para el análisis de la estructura de empaquetamientos de partículas poligonales convexas. En el trabajo [27] se presentan técnicas estadísticas que permiten evaluar la estructura de empaquetamientos de partículas. Sin embargo, a pesar de que estas técnicas están dirigidas a evaluar empaquetamientos de esferas, los conceptos de aleatoriedad, homogeneidad, isotropía micro e isotropía macro, son independientes del tipo de partícula, permitiendo extender estos conceptos. Para ello solo es necesario definir la densidad de área (longitud) de un plano (línea) cortante.

En el caso de polígonos convexos, es necesario definir la densidad de línea. En la Figura 8 se muestra una vista de un empaquetamiento de partículas poligonales convexas dentro de una geometría cuadrada y una línea cortante. La densidad del empaquetamiento ϕ se define como:

$$\phi = \frac{1}{2L^2} \sum_{i=1}^N n_i r_i \operatorname{sen} \frac{2\pi}{n_i} \quad (10)$$

donde N es el número total de polígonos, n_i es la cantidad de lados del polígono, r_i es la distancia entre el centro geométrico

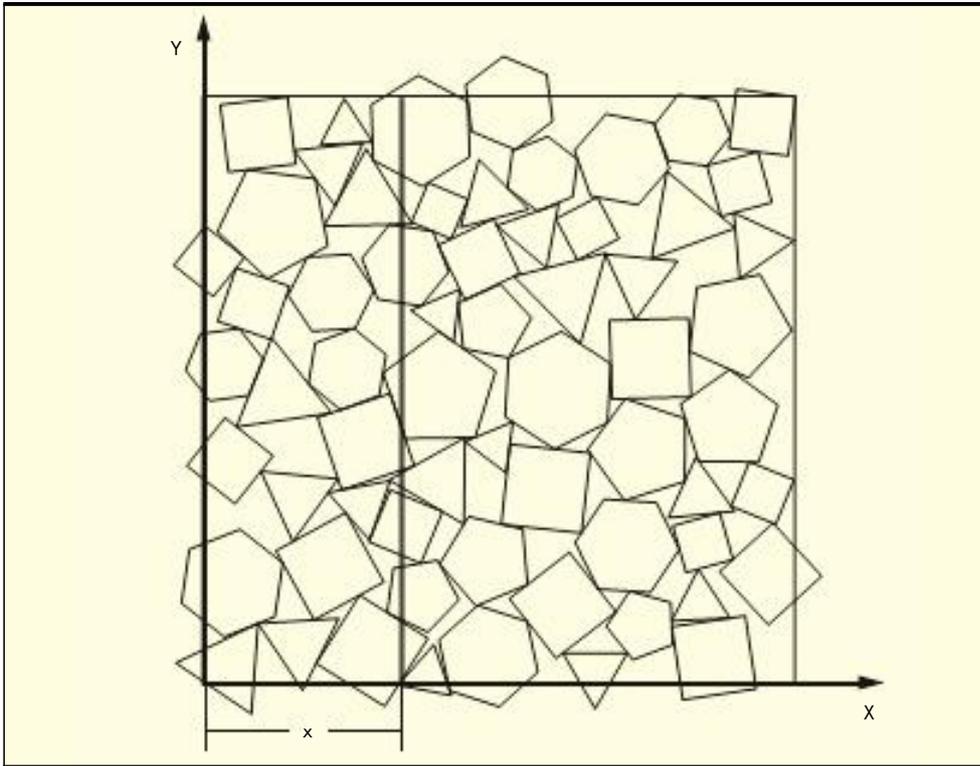


FIGURA 8. Empaquetamiento de polígonos en un dominio cuadrado.

polígono y cada uno de sus vértices y L es el lado del cuadrado que define la geometría. Si el empaquetamiento es cortado por m líneas paralelas igualmente separadas, la densidad de línea de la j -ésima recta se define como:

$$\phi_{a,j} = \frac{1}{L} \sum_{k=1}^{n_j} l_k \quad (11)$$

donde n_j es la cantidad de polígonos que intercepta la j -ésima recta y l_k es la longitud del segmento determinado por los puntos de intersección entre la j -ésima recta y el k -ésimo polígono. La media de las densidades de línea se define como:

$$\langle \phi_a \rangle = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \phi_{a,j}$$

Si la cantidad de líneas m tiende a infinito, el valor $\langle \phi_a \rangle$ tiende al valor de la densidad global del empaquetamiento [27].

El concepto de aleatoriedad utilizado se basa en la verificación de la correlación entre observaciones de una serie de

tiempo. En esta última, el coeficiente de autocorrelación C_k definido como [28]:

$$C_k = \frac{\sum_{j=1}^{m-k} (\theta_j - \langle \theta \rangle)(\theta_{j+k} - \langle \theta \rangle)}{\sum_{j=1}^m (\theta_j - \langle \theta \rangle)^2} \quad (12)$$

donde $\langle \theta \rangle$ es la media de las observaciones. Si el muestreo temporal es completamente aleatorio y el número de observaciones m es suficientemente grande, entonces para todos los valores distintos de cero de k , C_k se aproxima a cero. Por consiguiente, los valores de C_k , deben estar en el intervalo $\pm \frac{2}{\sqrt{m}}$.

para todo $1 \leq k \leq m/4$. En el presente caso del análisis de aleatoriedad de un empaquetamiento, se tiene que en la Ecuación 12 reemplaza $\langle \theta \rangle$ por $\langle \phi_{a,i} \rangle$ y $\langle \theta_j \rangle$ por $\langle \phi_{a,j} \rangle$. Si las partículas fueron empaquetadas aleatoriamente, C_k debe pertenecer al intervalo $\pm \frac{2}{\sqrt{m}}$.

El concepto de homogeneidad plantea que un empaquetamiento es homogéneo si las posiciones de las partículas en la

TABLA 3. Resultados al aplicar las técnicas estadísticas.

	Aleatoriedad	Homogeneidad	Isotropía	
			Nivel micro	Nivel macro
Ancho/Ancho	Si	Si	No	Si
Ancho-Heurística/Ancho	Si	Si	No	Si
Aleatorio-Heurística/Ancho	Si	Si	No	Si

geometría obedecen una distribución uniforme. Se plantea que si las proyecciones en cualquiera de los ejes, de las líneas centro-centro entre las partículas en contacto obedece una distribución uniforme, entonces el empaquetamiento se considera isótropo a nivel micro. Por otra parte, se considera que el empaquetamiento es isótropo a nivel macro si las varianzas de las densidades de línea en cualquiera de los ejes son iguales. Los resultados obtenidos al aplicar las técnicas estadísticas se muestran en la Tabla 3. Estos vienen dados por los valores (Sí/No) que indican solamente si el empaquetamiento cumple con el test o no. Como se puede ver, todas las variantes cumplen con los tests de aleatoriedad, homogeneidad e isotropía a nivel macro y no con el test de isotropía a nivel micro.

6. CONCLUSIONES

Se han propuesto formulaciones matemáticas y algoritmos computacionales que permiten empaquetar polígonos convexos dentro de un dominio bidimensional. Se han obtenido empaquetamientos aleatorios de polígonos convexos utilizando los criterios propuestos de selección de la partícula pivote y de las partículas vecinas a la pivote. Los empaquetamientos presentan buenos valores tanto de densidad como de velocidad de generación y cumplen con los tests de aleatoriedad, homogeneidad e isotropía a nivel macro, no así con el test de isotropía a nivel micro.

7. REFERENCIAS

- [1] P. Cundall, "A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems," in *Proc. Int. Symp. Rock Fracture*, ISRM, pp. 2–8, 1971.
- [2] P. A. Cundall and O. D. L. Strack, "A discrete numerical model for granular assemblies," *Geotechnique*, vol. 29, no. 1, pp. 47–65, 1979.
- [3] S. Mohammadi, *Discontinuum mechanics using finite and discrete elements*. Wit Press, 2003.
- [4] K. Han, D. Peric, A. Crook, and D. Owen, "A combined finite/discrete element simulation of shot peening processes. part i: studies on 2d interaction laws," *Geotechnique*, pp. 593–619, 2000.
- [5] K. Han, D. Peric, A. Crook, and D. Owen, "A combined finite/discrete element simulation of shot peening processes. part ii: 3d interaction laws," *Geotechnique*.
- [6] T. Bangash and A. Munjiza, "A computationally efficient bea element for fem/dem simulations of structural failure and collapse," *Discrete Element Methods*, 2002.
- [7] E. Oñate and J. Rojek, "Combination of discrete element and finite element methods for dynamic analysis of geomechanics problems," *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 2004.
- [8] S. Idelsohn, E. Oñate, and D. F. Pin, "The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves.," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 61, pp. 964–989, 2004.
- [9] E. Oñate, S. Idelsohn, D. F. Pin, and R. Aubry, "The particle finite element method. an overview.," *International Journal of Computational Methods*, vol. 1(2), pp. 267–307, 2004.
- [10] R. Aubry, S. Idelsohn, and E. Oñate, "Particle finite element methods in fluid mechanics including thermal convection-diffusion," *Computers & Structures*, vol. 83, pp. 1459–1475, 2005.
- [11] H. Sakaguchi and A. Muramaki, "Initial packing in discrete element modelling, discrete element methods, 3rd international conference," (New Mexico), pp. 104–106, ASCE, 23-25 September 2002.
- [12] M. Jiang, J. Konrad, and S. Leroueil, "An efficient technique for generating homogeneous specimens for dem studies," *Computers and Geotechnics*, vol. 30, no. 7, pp. 579–597, 2003.
- [13] K. Han, Y. T. Feng, and D. R. J. Owen, "Sphere packing with a geometric based compression algorithm," *Powder Technology*, vol. 155, pp. 33–41, 2005.
- [14] K. Han and D. Owen, "Filling domains with disks: an advancing front approach," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 53, pp. 699–713, 2003.
- [15] A. Benabbou, H. Borouchaki, P. Laug, and J. Lu, "Numerical modeling of nanostructured materials," *Finite Elements in Analysis and Design*, August 2009.
- [16] Y. T. Feng, K. Han, and D. Owen, "An advancing front packing of polygons, ellipses and spheres," *Discrete Element Methods*, 2002.
- [17] E. Oñate and R. LÖHNER, "A general advancing front technique for filling space with arbitrary objects," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 61, pp. 1977–1991, 2004.
- [18] C. Hogue, "Shape representation and contact detection for discrete element simulations of arbitrary geometries," *Engineering Computations*, vol. 15, pp. 374–390, 1998.
- [19] P. A. Cundall, "Formulation of a three-dimensional distinct element model. part i. a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*, vol. 25, pp. 107–116, 1988.
- [20] G. Shi, *Discontinuous deformation analysis. A new model for the statics and dynamics of block systems*. PhD thesis, University of California, Berkeley, 1988.
- [21] G. DAddetta, F. Kun, and E. Ramm, "On the application of a discrete model to the fracture process of cohesive granular materials," *Granular Matter*, vol. 4, pp. 107–116, 2002.
- [22] K. Han, Y. T. Feng, and D. R. J. Owen, "Polygon-based contact resolution for superquadrics," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 66, pp. 485–501, 2006.
- [23] R. Roselló, "Biblioteca de clases para la fase de empaquetamiento en el método de elementos discretos," 2007.
- [24] Y. Pérez, "Implementación del empaquetamiento en el método de elementos distintos para diferentes tipos de partícula," 2007.
- [25] A. Munjiza and K. Andrews, "Nbs contact detection algorithm for bodies of similar size," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 43, pp. 131–149, 1998.
- [26] R. Saucier, "Computer generation of statistical distributions," vol. ARL-TR-2168, 2000.
- [27] D. He, N. Ekere, and L. Cai, "New statistic techniques for structures evaluation of particle packing," *Materials Science and Engineering*, vol. 298, pp. 209–215, 2001.
- [28] C. Chatfield, *The analysis of time series. An introduction*. Chapman & Hall, 1989.

Investigación experimental del cortante horizontal en la interfase de forjados compuestos con placas alveolares mediante ensayo push out

NOEL IRAOLA VALDÉS (*) y RAFAEL LARRÚA QUEVEDO (**)

RESUMEN En los forjados compuestos con placas alveolares es imprescindible la comprobación del esfuerzo cortante horizontal en la interfase entre los dos hormigones fundidos en etapas diferentes. En este trabajo se utiliza un modelo de ensayo del tipo “push out” que muestra su factibilidad en la investigación experimental de la conexión entre hormigones y se realizó la caracterización de la capacidad resistente de la conexión al cortante horizontal evaluando la influencia de diferentes parámetros. A partir de los resultados obtenidos se establece un análisis comparativo respecto a las principales normativas vigentes y a los resultados de otras investigaciones experimentales.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE HORIZONTAL SHEAR STRENGTH ON INTERFACE OF COMPOSITE FLOORS WITH HOLLOW CORE SLABS USING PUSH OUT TEST

ABSTRACT *The verification of horizontal shear strength on composite floors with hollow core slabs between the two concretes cast at different times is indispensable. In this work a push out test model shows his feasibility in the experimental investigation of the connection and was carried out a characterization of the resistant capacity from the connection to the horizontal shear strength and the incidence of different parameters was evaluated. A comparative analysis settles down with regard to the most important current normative and to the results of other investigations.*

Palabras clave: Forjados compuestos, Placa alveolar, Cortante horizontal, Ensayo push out.

Keywords: Composite floors, Hollow core slab, Horizontal shear strength, Push out test.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. CORTANTE HORIZONTAL

La comprobación del cortante en la interfase de elementos compuestos aparece en las normas y documentos técnicos con diferentes denominaciones. La **EHE-2008** le denomina “Estado Límite de Agotamiento por Esfuerzo Rasante en Juntas entre Hormigones”, en el **Eurocode-2: 2004** es abordado como “Cortante en la Interfase entre Hormigones Fundidos en Etapas Diferentes”; mientras que en la **NC-207: 2003**, al igual que en la normativa del **ACI**, se define como “Resistencia al Cortante Horizontal” indicando que si se supera determinado valor de tensión cortante horizontal se pasa al estado de “Cortante por Fricción”.

Este estado límite es aplicable al cálculo de estados de corte a través de una superficie potencial de fisuración o una superficie de junta entre los dos hormigones del elemento compuesto. Al experimentarse un corrimiento paralelo a la superficie de contacto las crestas de las superficies rugosas montan unas sobre otras. Si existe cualquier armadura de cosido la misma ofrece resistencia al deslizamiento.

Cuando no se dispone de armadura de cosido o ésta es de muy baja cuantía la rotura de la adherencia de ambos hormigones se presenta de forma repentina, con un deslizamiento relativamente pequeño entre ambos, ocurriendo una rotura frágil (sin aviso). La rotura se inicia por el punto en que se rebasa el valor límite de la tensión rasante y se propaga al resto del elemento.

El mecanismo general de transferencia de las tensiones de cortante a través de la interfase de piezas de hormigón fundidas en diferentes etapas, se muestra en la Figura 1.

Este mecanismo, para la determinación de la tensión tangencial resistente en la interfase, se resume conceptualmente en la siguiente expresión (**FIP: 1998**):

$$\tau = c + \sigma \tan \theta_c \quad (1)$$

(*) Dr. Ing. Profesor Auxiliar. Facultad de Construcciones. Universidad de Camagüey. Cuba. Email: noel.iraola@reduc.edu.cu

(**) Dr. Ing. Profesor Titular. Facultad de Construcciones. Universidad de Camagüey. Cuba. Email: rafael.larrua@reduc.edu.cu

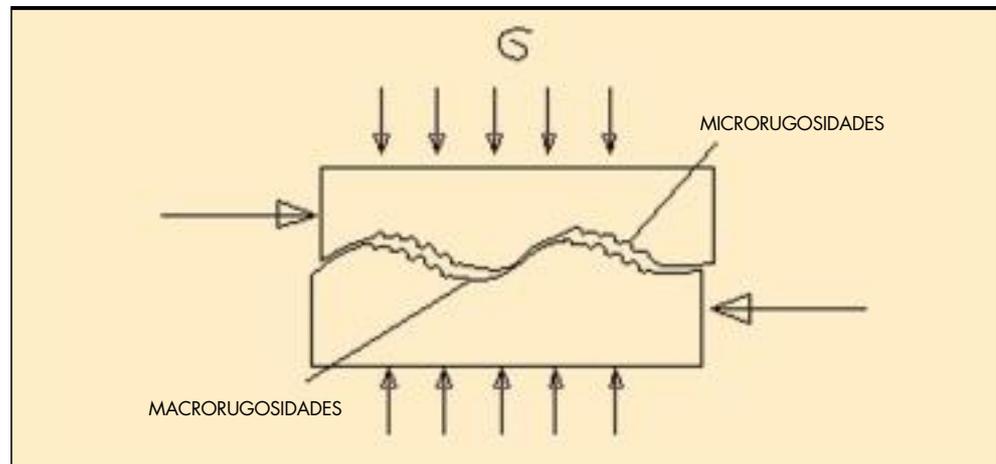


FIGURA 1. Mecanismo de fallo de la conexión.

En la expresión el término “c” (denominado cohesión) está referido a la cohesión entre hormigones fundidos en diferentes etapas. El segundo término tiene en cuenta las macro-rugosidades de la superficie.

La cohesión está basada en dos factores muy bien descritos por Aragón (Aragón, 2007):

- Adhesión de las partículas del hormigón de la primera etapa con la lechada o fase fluida del hormigón de la segunda etapa.
- Imbricación o trabazón entre los dos hormigones al penetrar la lechada del mortero en los poros de la superficie sobre la que se hormigona y posterior endurecimiento de las llaves de lechada.

Si la interfase es atravesada por armadura de refuerzo perpendicular a la misma entonces la expresión general resultante es la siguiente:

$$\tau = c + (\sigma_n + \rho_v f_{sy}) \tan \theta_c \quad (2)$$

Donde:

- ρ : cuantía de acero de refuerzo en la conexión
- f_{sy} : tensión de fluencia del acero de refuerzo de la conexión.
- σ_n : tensión por cargas perpendiculares a la conexión.

En los forjados compuestos objetos de estudio, por las características propias de la tecnología de producción de las placas alveolares, no es posible dejar conectores metálicos de cortante durante el hormigonado, y no es recomendable, ni se encuentra en la práctica común el uso de conectores anclados posteriormente (FIP: 1998; PCI-Manual: 1998; AIDEPLA: 2004). El aporte a la resistencia de la conexión esté dado solamente por la cohesión o adherencia entre hormigones.

En los documentos técnicos existen diferencias al clasificar y agrupar los tipos de rugosidades, al tiempo que se clasifican según la tecnología de producción y técnicas empleadas para lograr la terminación de la superficie.

En el propio documento FIP: 1998 se definen valores de “c” y $\tan \theta_c$ en función de dos categorías de rugosidades (I y II). Se plantea para la categoría I ($c=0.2f_{ctd}$ y $\tan \theta_c=0.6$) y para la categoría II ($c=0.4f_{ctd}$ y $\tan \theta_c=0.9$). El término f_{ctd} corresponde a la resistencia a tracción de diseño del hormigón de menor resistencia. Esta misma clasificación adoptó la EHE: 2002. En la EHE: 2008 se introducen algunos cambios en la clasificación y en las expresiones de diseño.

El Eurocode-2: 2004 le asigna valores a el término “c” a partir de cuatro tipos de superficies: muy lisas, lisas, intencionalmente rugosas y con llaves de cortante.

El ACI ha mantenido desde la versión ACI:1971 una concepción invariable y utiliza valores de tensión admisible en la interfase que no dependen de la resistencia del hormigón.

El proceso de vibrado del hormigón de mezcla seca durante la ejecución de las placas alveolares pretensadas extrudadas genera una superficie libre de lechada de cemento y con cierta rugosidad. Por la razón anterior la superficie de las placas generalmente no se considera de rugosidad baja, aunque el hombre no interviene directamente con alguna técnica posterior al hormigonado para incrementar la rugosidad.

A modo de ejemplo puede señalarse que en el manual de diseño de placas alveolares de Estados Unidos (PCI-Manual: 1998) se plantea que los ensayos realizados demuestran que la terminación de la superficie permite realizar el cálculo considerando la tensión rasante admisible para superficies intencionalmente rugosas adoptada por el ACI.

Por su parte, el manual de placas alveolares AIDEPLA de España (AIDEPLA: 2004) no plantea ningún tratamiento adicional a la superficie de las losas para considerar el trabajo como estructura compuesta y realiza el chequeo de tensión rasante de losas compuestas para superficies de rugosidad alta según la clasificación de la EHE-2002.

1.2. MODELO DE ENSAYO UTILIZADO EN EL EXPERIMENTO

Los ensayos a las piezas compuestas que se realizan en este trabajo tienen el objetivo de obtener valores de tensiones tangenciales que caractericen la capacidad resistente de la interfase en forjados compuestos con placas alveolares. Los ensayos permiten valorar además la incidencia de diferentes factores en la capacidad resistente de la conexión.

En el modelo utilizado se aplican los conceptos básicos de ensayos push out precedentes realizados en Estados Unidos por Walsh (2005), Timothy (2005) y Wallenfelsz (2006); y en España por Aragón (2007). Se incorporan nuevas ideas que tienen en cuenta las especificidades del tipo de sección compuesta que se investiga.

En la Figura 2 se observa el modelo con sus elementos componentes y dimensiones.

El ensayo push-out realizado tiene las siguientes peculiaridades:

1. Se garantiza un ensayo fácil de realizar en prensas universales con aplicación de la carga de forma vertical.
2. Estabilidad en la probeta de ensayo debido a su simetría evitando desplazamientos y giros indeseados durante la aplicación de la carga.

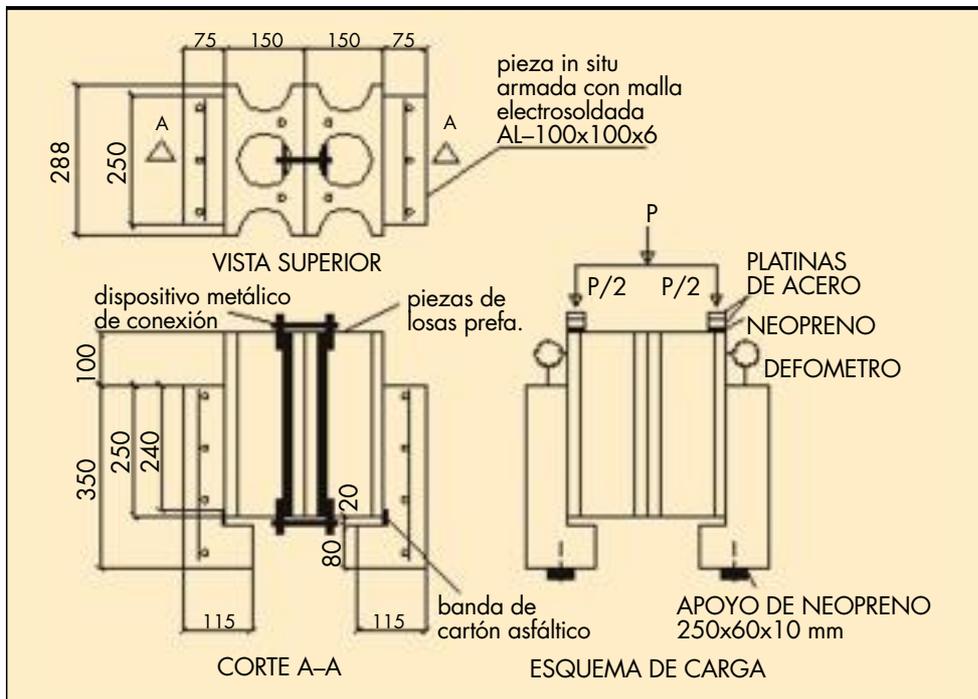


FIGURA 2. Esquema general del modelo de ensayo.

3. Pieza prefabricada tomada de la línea de producción que presenta las características físico-mecánicas y de rugosidad de la superficie del elemento prefabricado real.
4. Hormigón in situ, en las piezas pareadas para el ensayo, de una misma amasada.
5. Hormigonado horizontal sobre la pieza prefabricada, lo que reproduce las condiciones de la obra.
6. Geometría de las piezas para el ensayo que permite la aplicación de la carga con excentricidad mínima con respecto a la interfase.
7. Geometría y dimensiones de las piezas que permiten su fácil manipulación.

2. EXPERIMENTACIÓN Y RESULTADOS

2.1. DISEÑO DEL EXPERIMENTO

El programa experimental se concibió en dos series independientes de ensayo. La Serie 1 está encaminada a investigar la incidencia del tipo de planta productora de las placas alveolares y de la resistencia a la compresión del hormigón de la losa in situ. Por su parte la Serie 2 se concibió para evaluar la incidencia de la condición de la superficie (humedad o seca) de la placa alveolar y del método de compactación del hormigón in situ.

Sobre la incidencia de cada factor y los resultados de las investigaciones precedentes realizadas se trató en el capítulo anterior.

El factor **tipo de planta productora** es muy complejo para asignarle los niveles correspondientes en la matriz del ensayo. El mismo se evalúa fundamentalmente con el objetivo de tener en cuenta los dos tipos de plantas que producen placas alveolares en Cuba. Aunque el funcionamiento de las máquinas productoras no ha cambiado prácticamente con paso del tiempo, se pueden agrupar en:

- Plantas productoras instaladas en Cuba desde los años 70 con tecnología Spiroll, que han sufrido durante su uso el desgaste y deterioro de sus mecanismos. En estos casos se ha considerado que puede verse afectada la terminación superficial de las losas, y pueden presentarse con mayor probabilidad los defectos locales, hendiduras y protuberancias en la parte superior.
- Plantas productoras instaladas en Cuba recientemente con tecnología UltraSpan, con sus mecanismos de vibración y compactación del hormigón en buen estado. Se ha considerado que se obtienen losas de elevada calidad y buena terminación superficial.

La incidencia de la **resistencia a la compresión del hormigón in situ** en la capacidad resistente de la conexión se evalúa teniendo en cuenta las dos tendencias existentes en los documentos normativos; unos que consideran en sus expresiones este factor y otros que lo ignoran. Se escogió un rango de resistencia usado en la práctica constructiva para la solución del forjado compuesto (20 MPa y 30 MPa).

El factor **condición de la superficie** fue seleccionado dado que la exigencia de humedecer la superficie de la placa alveolar antes del hormigonado in situ se plantea en diferentes documentos normativos y resulta conveniente contrastar los resultados de tal práctica con los que se obtienen con superficies secas (supuestamente en peores condiciones para la adherencia entre hormigones), dado que esta es una de las condiciones que con mayor facilidad puede variar en obra y es más difícil de controlar.

El factor **método de compactación del hormigón in situ** se escogió teniendo en cuenta que existen contradicciones e incertidumbres en los resultados obtenidos en investigaciones precedentes. En los documentos técnicos no hay una clara exigencia del vibrado como condición indispensable para el adecuado funcionamiento de la conexión. Con base en lo anterior se valora la incidencia de dos métodos de compactación: vibrado o fija (picado con barra de acero).

SERIE 1		
PIEZA DE ENSAYO	TIPO PLANTA (X ₁) V-Villa Clara C-Camagüey	RES. HGON (MPa) (X ₂)
A1	V	20
B1	C	20
C1	V	30
D1	C	30
A2	V	20
B2	C	20
C2	V	30
D2	C	30
A3	V	20
B3	C	20
C3	V	30
D3	C	30

TABLA 1. Serie 1. Características de los especímenes.

SERIE 2		
PIEZA DE ENSAYO	COMPACTACIÓN V-Vibrada F-Picado con barras	SUPERFICIE H-Húmeda S-Seca
E1	F	S
F1	V	S
G1	F	H
H1	V	H
E2	F	S
F2	V	S
G2	F	H
H2	V	H
E3	F	S
F3	V	S
G3	F	H
H3	V	H

TABLA 2. Serie 2. Características de los especímenes.

Los argumentos antes expuestos conducen a la formulación de un diseño estadístico del experimento, que consta de dos series independientes, cada una de ellas concebidas en un plan factorial 2² (dos factores con dos niveles) y dos réplicas, lo que conduce al ensayo de 12 especímenes por serie y un total de 24 especímenes.

En la Serie 1 las dos variables o factores experimentales considerados fueron:

- X₁: tipo de planta productora (cualitativo)
- X₂: resistencia a la compresión del hormigón in situ (cuantitativo).

Los niveles considerados para el factor X₁ son:

- (-1): planta productora en explotación desde la década del setenta del pasado siglo (placas alveolares producidas en Camagüey).
- (+1): planta productora de reciente explotación (placas alveolares producidas en Villa Clara).

Los niveles considerados para el factor X₂ son:

- (-1): resistencia a la compresión del hormigón in situ de 20 MPa.
- (+1): resistencia a la compresión del hormigón in situ de 30 MPa.

En la Serie 2 las dos variables o factores experimentales considerados fueron:

- X₁: condición de la superficie (cualitativo).
- X₂: método de compactación del hormigón (cualitativo).

Los niveles considerados para el factor X₁ son:

- (-1): piezas prefabricadas con superficies secas -sin humedecer- antes del hormigonado in situ.
- (+1): piezas prefabricadas con superficies húmedas -humedecidas con abundante agua- antes del hormigonado in situ.

Los niveles considerados para el factor X₂ son:

- (-1): hormigón in situ compactado con fija (picado con barra de acero).
- (+1): hormigón in situ compactado con vibrador.

La conformación de las matrices del experimento se presenta en las Tablas 1 y 2.

2.2. PREPARACIÓN Y EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS

2.2.1. Preparación de las piezas

Las piezas prefabricadas se obtienen de la bandeja de producción de las placas alveolares pretensadas extrusadas, utilizando la máquina de corte destinada para esta función. Después del destense se cortan en franjas de 0.35 m de longitud que se quedan en la bandeja y se giran para realizar el corte en el otro sentido quedando las piezas de 0.35 x 0.288 metros en el caso de las placas de 0.15 m de canto total. Cada pieza tiene siempre un hueco central con los respectivos nervios de la pared de las losas a cada lado (ver Figura 3).

Posteriormente se colocan en un molde común con separador las dos piezas prefabricadas que serán pareadas, para la colocación del hormigón in situ. Con esto se garantiza que las dimensiones de las dos piezas sean iguales; sobre todo la distancia entre las caras superior (cara de aplicación de la carga) e inferior (cara de apoyo sobre la bandeja de la prensa) en la posición de ensayo en la prensa (ver Figura 4).

Se coloca una banda de cartón asfáltico entre las piezas prefabricadas e in situ en la franja final de la conexión con el objetivo de impedir trabazón por presencia de hormigón endurecido entre las piezas, garantizando la posibilidad de libre desplazamiento entre ellas durante el ensayo.

En el momento del ensayo se parean las piezas conformando el espécimen simétrico de ensayo con ayuda de un dispositivo metálico diseñado para tal efecto (ver Figura 5).



FIGURA 3. Cortes de piezas de losas prefabricadas.



FIGURA 4. Hormigonado de losa in situ sobre piezas prefabricadas.

Para la conformación del espécimen de ensayo se cumplen los siguientes requisitos:

- Los hormigones colocados in situ de piezas compuestas pareadas y conectadas entre sí para conformar el espécimen de ensayo es siempre de una misma amasada.
- Las piezas prefabricadas de cada espécimen de ensayo, son tomadas de una misma línea de producción.

Los pasos generales para la conformación de las piezas compuestas para el ensayo son los siguientes:

1. Corte de las piezas prefabricadas en la línea de producción de losas huecas pretensadas.
2. Hormigonado de las piezas in situ sobre las piezas prefabricadas en la misma posición que se ejecuta en obra.
3. Conexión de las dos piezas compuestas formando el espécimen de ensayo.

Antes de la ejecución de los ensayos se realizaron mediciones de las dimensiones de las piezas, haciendo especial hincapié en las relacionadas con la determinación de la superficie de contacto (interfase) entre hormigones.

2.2.2. Dispositivo de carga e instrumentación

Para la aplicación de la carga se utiliza una prensa universal de 1250 kN. Para registrar los deslizamientos rela-

tivos entre las piezas se utilizan relojes de carátula (defómetros) con precisión de 0.01 mm y recorrido máximo de 10 mm.



FIGURA 5. Conformación de espécimen para el ensayo.

2.4. DESARROLLO DEL ENSAYO Y RESULTADOS

2.4.1. Ejecución de ensayos

En la Figura 6 se muestra el espécimen listo para el ensayo colocado en la prensa, con todos los dispositivos necesarios, antes de ser sometido a carga.



FIGURA 6. Especimen listo para el ensayo.

Antes de proceder al ensayo de los especímenes, se realizó el ensayo a la muestra de probetas de hormigón in situ para determinar la resistencia a compresión del mismo. Se realizaron ensayos con esclerómetro a las piezas prefabricadas e in situ para obtener una mejor caracterización de la calidad del hormigón.

La ejecución del ensayo se realizó aplicando los escalones de carga en forma monotónica con intervalos de 2.5 kN. Se procedió a realizar las lecturas de los deslizamientos en los defómetros una vez estabilizado cada escalón de carga, luego de lo cual se pasó al siguiente escalón de carga.

2.4.2. Resultados de ensayos a los materiales componentes

Las resistencias medias a compresión de los hormigones de las piezas de losas prefabricadas tomadas de las líneas de producción fueron para las de Villa Clara de 48.6 MPa y para las de Camagüey de 45.3 MPa.

El hormigón in situ fue elaborado con control automático de la dosificación. Se tomaron 6 probetas de cada uno de los tres hormigones utilizados. El hormigón utilizado en la Serie 1 de ensayos con dosificación para 20 MPa presentó una resistencia media a la compresión de 22,2 MPa con una desviación estándar de 0,65 MPa. El hormigón utilizado en la Serie 1 de ensayos con dosificación para 30 MPa presentó una resistencia media a la compresión de 34,6 MPa con una desviación estándar de 0,42 MPa. El hormigón utilizado en la Serie 3 presentó una resistencia media a la compresión de 35,6 MPa con una desviación estándar de 0,71 MPa. La homogeneidad de los resultados de resistencia obtenidos fue corroborada a través de pruebas con esclerómetro.

2.4.3. Resultados de ensayos a especímenes

Las Tablas 3 y 4 muestran las cargas máximas registradas en la prensa en el momento del fallo para cada ensayo, el área real de la interfase en la que se produjo el fallo y la tensión

RESULTADOS DE LA SERIE 1					
Denominación	Factores	Carga máxima (kN)	Área interfase (cm ²)	Tensión (MPa)	Deslizamiento relativo (mm)
A1	V-20	350	610	2.87	0.05
B1	C-20	250	592	2.11	0.04
C1	V-30	375	580	3.23	0.08
D1	C-30	240	590	2.03	0.04
A2	V-20	200	610	1.64	0.04
B2	C-20	300	608	2.47	0.03
C2	V-30	330	580	2.84	0.05
D2	C-30	325	610	2.66	0.04
A3	V-20	300	602	2.49	0.06
B3	C-20	330	595	2.77	0.06
C3	V-30	400	577	3.47	0.07
D3	C-30	275	598	2.30	0.04

Observaciones:

- En espécimen A-1 se observó fisura en la superficie exterior de la losa in situ del lado derecho al valor de carga 275 kN.
- En espécimen D-2 se observó fisura en la superficie exterior de la losa in situ del lado derecho al valor de carga 300 kN.

TABLA 3. Serie 1. Resultados de los ensayos.

RESULTADOS DE LA SERIE 2					
Denominación	Factores	Carga máxima (kN)	Área interfase (cm ²)	Tensión (MPa)	Deslizamiento relativo (mm)
E1	H-V	475	620	3.83	0.07
F1	H-F	325	630	2.58	0.04
G1	S-V	275	630	2.18	0.04
H1	S-F	300	615	2.44	0.05
E2	H-V	400	614	3.26	0.05
F2	H-F	250	615	2.03	0.03
G2	S-V	475	610	3.89	0.06
H2	S-F	375	617	3.04	0.06
E3	H-V	–	–	–	–
F3	H-F	350	621	2.82	0.06
G3	S-V	400	615	3.25	0.05
H3	S-F	350	614	2.85	0.05

Nota:
1. El espécimen E-3 no se ensayó por roturas durante la transportación.

TABLA 4. Serie 2. Resultados de los ensayos.

máxima correspondiente calculada con la mitad de la carga, teniendo en cuenta la simetría del espécimen. Se muestra además el último valor de deslizamiento registrado antes del fallo de la interfase.

A continuación se describen algunas observaciones sobre el ensayo:

- El fallo se produjo en todos los casos de forma repentina y sin aviso, registrándose siempre el primer valor de deslizamiento para cargas de 50 kN o superiores.
- El rango de los deslizamientos máximos registrados estuvo entre 0.03mm y 0.08 mm.
- En dos especímenes se produjeron fisuras en la cara exterior de la losa in situ. Estas fisuras fueron provocadas por la excentricidad de la carga resultante con respecto al centroide de la losa in situ. Al parecer en esta piezas la malla de acero estaba ubicada muy alejada de la su-

perficie y el hormigón no soportó las tracciones generadas por el efecto descrito.

- En todos los casos se observaron en las superficies, después del fallo, restos de hormigón de la pieza prefabricada en la pieza in situ y viceversa, evidenciando la adherencia que se logra en la interfase. Ver a continuación esta afirmación ilustrada en la Figura 7.

3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1. TENSIÓN EN LA INTERFASE

Una vez registrados todos los resultados se procedió al procesamiento estadístico de los mismos. Para ambas series se demostró que no resultaron significativos los factores considerados ni sus interacciones en la variable dependiente (tensión en la interfase) para un nivel de confianza del 95%.



FIGURA 7. Vistas de superficies de fallo en la interfase.

Fuente	Descripción	Tensión en interfase (MPa)			Relación [Tens.(Iraola,2009) / Tens. (otros autores)]		
		Media	Mín.	Máx.	Media	Mín.	Máx.
Iraola N., 2009	24 ensayos push out piezas compuestas con losas huecas	2.74	1.64	3.89	1	1	1
Hanson, N. W. (1960).	16 ensayos push out (superficies rugosas)	2.90	2.40	-	0.94	0.68	-
Saemann J.C. y Washa, G.W. (1964)	Ensayos viga-losa a flexión (superficies rugosas)	-	2.89	4.18	-	0.57	0.93
CTA (1974)	16 ensayos a flexión (superficies Intermedias y rugosas)	2.02	1.04	3.09	1.36	1.57	1.26
CTA (1976)	13 ensayos a flexión viga-losa y losas compuestas (superficies Intermedias y rugosas)	1.54	0.94	2.03	1.78	1.74	1.92
Girham-marU. A., Pajari M. (2007)	6 ensayos pull out a losas compuestas con losas huecas	1.70	1.49	1.96	1.61	1.10	1.98
Aragón Torre A. (2007)	6 ensayos push out (sup. Rugosa)	1.24	0.73	1.73	2.2	2.24	2.24

TABLA 5. Tabla comparativa. Ensayos de Iraola, 2009 y diferentes autores.

Al no ser significativos los factores evaluados en ninguna de las dos series se procedió a procesar los resultados de la tensión en la interfase teniendo en cuenta los valores de ambas series. Este análisis de la muestra arrojó como valor medio 2.74 MPa y una desviación estándar de 0.58 MPa, con un rango entre 1.64 MPa y 3.89 MPa.

A continuación se reflejan los resultados de algunos programas experimentales en una tabla resumen (ver Tabla 5), incluido el expuesto en este trabajo, que permiten contrastar los resultados alcanzados. Se seleccionaron ensayos a flexión y otros tipos de ensayos de los que se realizan para investigar la conexión y el cortante en general en piezas compuestas. En los ensayos seleccionados la superficie investigada clasifica como rugosa (tratamiento intencional para provocar rugosidad) o superficie intermedia (terminada con frota de madera).

Los valores de los ensayos a flexión reflejados en la tabla en algunos casos están por debajo de lo que realmente hu-

biera resistido la conexión, ya que el fallo se produjo por otras causas y los autores infieren el valor de tensión en la interfase según las expresiones de cálculo de las normativas vigentes.

Se observan las diferencias entre los valores de tensión máxima y mínima dentro de un mismo ensayo. Se aprecian además las diferencias significativas entre los valores de tensión de los ensayos realizados por diferentes autores. Los resultados de los ensayos realizados en este trabajo demuestran que la conexión estudiada clasifica como una superficie rugosa.

En la Tabla 6 se contrastan los resultados de los ensayos de este trabajo y los valores de tensión nominal en la interfase admitidos en varias normas para superficies rugosas. Se seleccionó el rango de resistencia a compresión comúnmente utilizado para el hormigón in situ, en el tipo de estructura que se analiza.

Fuente	Tensión en la interfase para superficies rugosas (MPa)		Relación para la tensión en la interfase [Ensayos (Iraola,2009) / Normas]	
	Resistencia de hormigón más débil en la interfase (MPa)		Resistencia de hormigón más débil en la interfase (MPa)	
	20	35	20	35
EURO-CODE 2: 2004	0.46	0.675	3.78	2.57
EHE:2008	0.44	0.53	3.95	3.28
ACI:2005	0.55		3.16	
ASHTOO- LRFD 2004	0.7		2.48	

TABLA 6. Tabla comparativa. Ensayos de Iraola, 2009 y normativas.

Para la realización de la tabla se determinó el valor medio de la tensión en la interfase de los ensayos, la desviación estándar de la muestra; y con estos valores, teniendo en cuenta el tamaño de la muestra, se determinó el valor característico de tensión en la interfase de 1.74 MPa para un nivel de confianza del 95%. Las relaciones entre el ensayo y las normativas están calculadas con este valor.

Se observa que los resultados obtenidos en los ensayos para la conexión estudiada corresponden a una interfase que admitió valores altos de tensión comparados con los establecidos en los documentos normativos considerados. Lo mismo ha sucedido tradicionalmente con los resultados de otros autores para conexiones hormigón-hormigón.

Llama poderosamente la atención que en la nueva normativa española **EHE: 2008** el aumento de la resistencia a compresión del hormigón más débil en la junta, tiene menor peso en el incremento de la tensión admisible que en la normativa anterior (**EHE: 2002**) y que en la normativa europea (**Eurocode 2: 2004**). Es decir ha disminuido la significación de este factor y por tanto se ha producido mayor acercamiento hacia las normativas de Estados Unidos que no lo tienen en cuenta; concordando además con los resultados de la presente investigación en los que este factor no resultó significativo.

El valor característico obtenido de los ensayos está dentro del rango de superficie intermedia dado por la Corporación de Tecnología del Hormigón (CTC) en su boletín de asociados CTA 76-B4. Se obtendría un valor de tensión de 0.87 MPa a partir de los resultados obtenidos en este trabajo, si se aplica la afirmación que se hace en dicho boletín, demostrada con ensayos, de que para superficies con polvo y suciedades el valor obtenido puede verse afectado en un 50%. Calavera (**Calavera, 2003**) plantea una afectación de 2/3 al valor de tensión admisible. Los valores admitidos por las normativas referen-

ciadas están aún por debajo de este valor. Este análisis no deja lugar a dudas de que se está en presencia de una superficie de rugosidad alta.

Resulta oportuno comentar que los criterios que existen sobre la fragilidad del fallo, la dispersión que se alcanza en los ensayos para piezas teóricamente iguales, la dificultad para establecer patrones de medición de rugosidad, el papel fundamental que tiene el hecho de que la superficie esté libre de lechada, polvo y suciedades; así como otras cuestiones asociadas a las condiciones de ejecución, han influido, en que a pesar de los resultados obtenidos en los ensayos por diferentes autores, no ha existido un pronunciamiento generalizado sobre la posibilidad de variar (incrementar) los valores establecidos en los documentos normativos.

3.2. DESLIZAMIENTO RELATIVO

El fallo se produjo en todos los casos de forma no avisada con magnitudes de deslizamientos relativos pequeños, tal como se esperaba. Los primeros deslizamientos relativos se registraron en todos los casos para tensiones superiores a 0.4 MPa y con mayor frecuencia para valores en el intervalo entre 0.6 Mpa y 1 MPa.

Los valores máximos de deslizamientos obtenidos fueron de 0.08 mm. Este valor está en el rango que va desde el máximo reportado por **Timothy (2005)** de 0.063 mm y el de 0.125 mm reportado como máximo por **Hanson (1960)**.

El valor de deslizamiento máximo en el momento del fallo estuvo entre 0.03 mm y 0.08 mm; pero un número importante de los fallos se produjeron con deslizamientos relativos entre 0.04 mm y 0.05 mm (en total 10 fallos).

En la Figura 8 se expone aparece el conjunto de puntos de deslizamiento relativo vs tensión en la interfase para todos

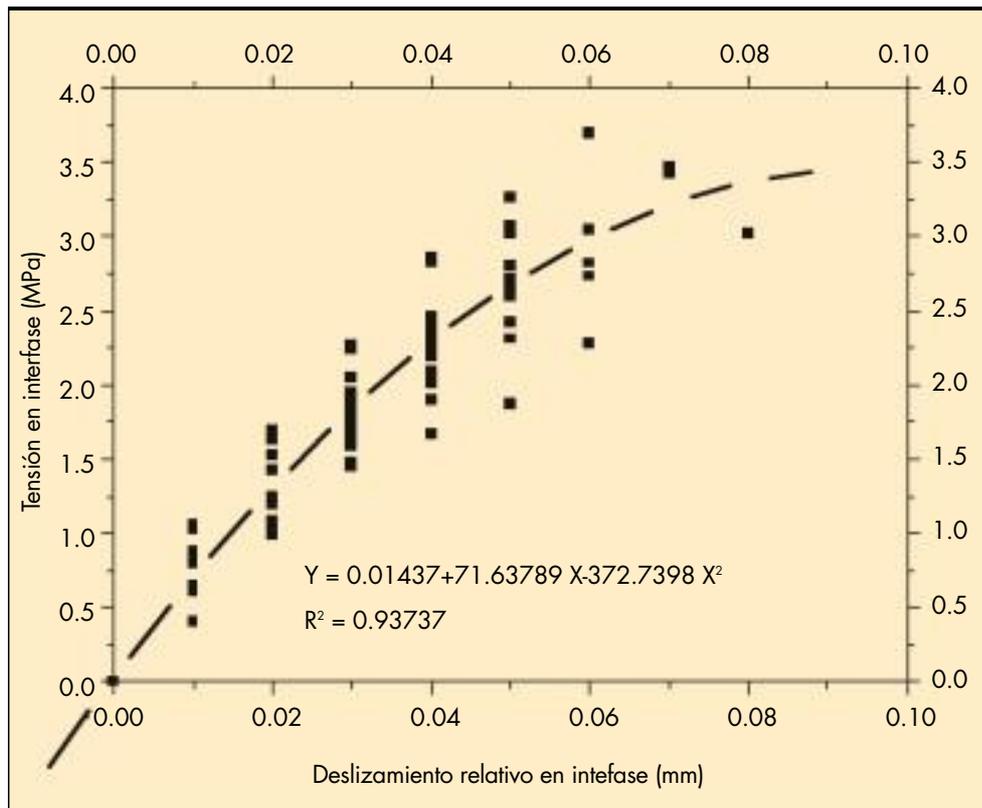


FIGURA 8. Gráfico deslizamiento relativo vs tensión en la interfase.

los ensayos realizados. Se tomó el primer valor de tensión para el que se alcanzaron cada uno de los valores de deslizamientos en escalones desde 0.01 mm en adelante.

Se puede observar que en sentido general los desplazamientos relativos estuvieron ligados a las tensiones en la interfase siguiendo una función cuadrática, como se muestra en el gráfico. Esta función presentó un buen ajuste para los resultados obtenidos.

4. CONCLUSIONES

Las conclusiones son las siguientes:

1. Se demostró la efectividad del modelo de ensayo propuesto para la evaluación de la capacidad resistente de la conexión objeto de estudio. Se evidencia que los conceptos manejados en el mismo pueden hacerse extensivos al estudio de otros tipos de conexiones en piezas compuestas hormigón-hormigón.
2. Los factores evaluados: tipo de planta productora, resistencia del hormigón de la losa in situ, método de compactación del hormigón (vibrado o fija) y condición de la superficie (húmeda o seca) no resultaron significativos para la variable tensión resistente en la interfase.
3. El tipo de fallo presentado fue frágil y con valores de deslizamientos relativos pequeños; tal como se esperaba para este tipo de conexión sin armadura de cosido. El valor máximo registrado fue de 0.08 mm.
4. La superficie de las losas huecas pretensadas producidas con técnica de vibrado y extrusado clasifica como una superficie de rugosidad alta y garantiza una conexión adecuada para el diseño estructural de la tipología que se estudia. Se obtuvo un valor medio de tensión para toda la muestra de 2.74 MPa, con un rango entre 1.64 MPa y 3.89 MPa.
5. Los valores obtenidos de tensión resistente en la interfase resultaron muy superiores a los establecidos para secciones compuestas hormigón-hormigón en todos los documentos técnicos referenciados. Esto se refleja igualmente en los ensayos realizados por otros autores.

5. BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-05: ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)", American Concrete Institute, 2005.
- ACI-ASCE committee 333. Tentative Recommendations for Design of Composite.
- AIDEPLA-2004. Proyecto y ejecución de elementos resistentes con alveoplaca. España, 2004.
- AASHTO LRFD (2004). Bridge Design Specification. 3rd edition With 2005 and 2006 Interims. Washinton D. C.
- Aragón Torre, A. (2007): Investigación de los mecanismos de transferencia de tensiones rasantes en juntas de piezas compuestas entre hormigones 'in situ' y prefabricados de alta resistencia. Tesis de doctorado, Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Burgos, España.
- Calavera Ruiz, J (2003): Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificaciones unidireccionales y sin vigas. 5^{ta} Edición, INTEMAC, Madrid, 2003, 1025 p.
- CEB-FIP 1990 (1990): Código Modelo del Comité Europeo del Hormigón y la Federación Internacional del Pretensado, 1990.
- CTA Technical bulletin 74-B6 (1974): Composite Systems Without Roughness, Concrete technology associates, 6/1974, 46 p.
- CTA Technical bulletin 76-B4 (1976): Composite Systems Without Ties. Concrete technology associates, -4/1976, 43 p.
- EFHE 2002: Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados. Sust. EF-96; Vig. Desde 7/2002, 48 p.
- EHE 2002: Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento. Madrid, 2002.
- EHE 2008: Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento. Madrid, 2008.
- Eurocode 2 (2004): Design of concrete structures-part 1-1. General rules and rules for building, 12/2004, 225 p.
- FIP Guide to good practice. Composite floor structures. FIP,1998, 58p.
- Girhammar, U. A.; Pajari M. (2007): Test and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. VTT Building and Transport, Kemistintie, Finland. Construction and Building Materials, 7/2007.
- Hanson, N. W. (1960): Precast prestressed concrete bridges. Horizontal shear connections. Journal PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, No. 2, May 1960, p. 38-58.
- Insel, E.; Olsen, M. D.; Tanner, J. E. and Dolan, C. W. (2005): Carbon fiber connectors for concrete composite, No. 3. March 2005, p. 339-347.
- Iraola N.; Larrua R.; Recarey C. (2008): Consideraciones sobre la capacidad de carga de forjados compuestos con placas alveolares pretensadas y losa superior de hormigón "in situ". Revista Ingeniería Civil, N° 150, 2008, CEDEX, Madrid, España, págs 127-144.
- NC 207-2003. Construcciones de Hormigón Armado. Requisitos generales para el diseño y construcción de las estructuras de hormigón. Sust. NC 053-039: 1989; Vig. Desde 9-2003, 193 p.
- Patnaik A. K.; Loov R. E. (1994): Horizontal Shear strength of composite concrete beam with a rough interface. PCI Journal, Vol. 39, No.1, pp.48-66,1994.
- Patnaik, A. K. (2001): Behavior of composite concrete beams with smooth interface. Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No 4, pp. 359-366, 2001.
- PCI-Manual for the design of hollow core slabs (1998). PCI, Second edition, 1998, 22p.
- Timothy, E. (2005): Horizontal shear transfer between ultra high performance concrete and lightweight concrete. Thesis for the degree of master of science, Virginia Polytechnic Institute, 2005.
- Ueda T.; Boonchai S. (1991): Shear strength of precast prestressed hollow slabs with concrete topping. ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, 1991.
- Wallenfelsz , J. (2006): Horizontal shear transfer for full-depth precast concrete bridge decks panels. Thesis for the degree of master of science, Virginia Polytechnic Institute, 2006.
- Walsh, M.; (2005): Capacity of composite concrete beam without ties. Literature review and test programs. ATLSS Report, Lehigh University, Vol. 05, No. 09, pp. 1-70, 2005.

El Proceso de Inteligencia Empresarial en las Empresas del Grupo de Diseño e Ingeniería de la Construcción en Cuba

JULIO ALFREDO GARCÍA CARABALLO (*) y JOSÉ A. MACÍAS MESA (**)

RESUMEN El lanzamiento de las estrategias se considera el momento en que se necesita de la mayor acertividad en la gestión empresarial. Del éxito de las estrategias que se consideren para alcanzar la visión de la empresa dependerá que la misma pueda llegar a alcanzar los niveles de competitividad adecuados. En la actualidad el énfasis debe estar *en tener estrategias formuladas basadas en productos de inteligencia empresarial (IE)*, con preponderancia en la inteligencia competitiva y la vigilancia tecnológica.

En el presente trabajo se presentan el Modelo y el Proceso de Inteligencia Empresarial desarrollado en las empresas de Diseño e Ingeniería del sector de la construcción de Cuba.

THE PROCESS OF ENTERPRISING INTELLIGENCE AT THE COMPANIES OF THE GROUP OF DESIGN OF CUBA

ABSTRACT *The launching of the strategies is considered the moment in that one needs of the biggest effect in the managerial administration. Of the success of the strategies that they are considered to reach the vision of the company it will depend that the same one can end up reaching the levels of appropriate competitive. At the present time the emphasis should be in having formulated strategies based on products of intelligence, with preponderance in the competitive intelligence and the technological surveillance.*

Presently work is carried out the Models and Process of Business Intelligence development in the Design and Engineer companies in the construction sector of the Cuba.

Palabras clave: Inteligencia empresarial, Inteligencia competitiva.

Keywords: Business Intelligence, Competitive intelligence.

1. INTRODUCCIÓN

Dada la diversidad y diferencia de los campos de actuación de las organizaciones que han aplicado la Inteligencia Empresarial, los enfoques de Proceso para acometerla difieren considerablemente, pero en todos los casos los procesos que se emplea para acometer un proyecto de esta índole responde siempre a un **modelo** preestablecido. Para el sector de la construcción dada sus características específicas que hacen único cada proyecto que se acomete no se tienen referencias de ningún modelo preestablecido. La mayoría de los autores coinciden en plantear que para acometer la implantación de un Proceso de IE es necesario apoyarse en un adecuado Sistema Informativo y disponer de un Proyecto de Gestión del Conocimiento, donde se requiere tratar al menos los aspectos

o enfoques siguientes: **organizacionales, tecnológicos y humanos**, en cada uno de ellos se utilizaran diferentes tipos de gestión, se siguen determinadas políticas y se utilizan modelos normativos. Para su materialización se necesita la implementación de métodos y principios de gestión del cambio, gestión de la Innovación, gestión de la incertidumbre, gestión de la creatividad, gestión de la diversidad, gestión de equipos, gestión de la confianza y gestión de la voluntad entre otras.

Los autores consultados no se han pronunciado tampoco por un Modelo de Implantación, no se ha logrado un consenso aunque fuese general, debido fundamentalmente a la gran diferencia de instituciones a aplicar tanto de la administración pública, académicas, del mundo empresarial,

En el Diagnóstico realizado a **las Empresas del Grupo de Diseño e Ingeniería de la Construcción** y presentado en la V Conferencia de Ingeniería Mecánica, Eléctrica e Industrial en la **Primera Convención de las Ingenierías de Cuba**, se evidenció la necesidad de las mismas de desarrollar una Dirección Estratégica propiciada por productos de Inteligencia Empresarial que va a coadyuvar a un mejor desempeño gerencial, posibilitar la toma de decisiones estratégicas adecuadas y con el desarrollo de las tecnologías de la informa-

(*) Dr. Ing. Director técnico y de Desarrollo. Grupo Empresarial de Diseño e Ingeniería de la Construcción. Email: julio@gedic.netcons.com.cu

(**) Dr. Ing. Profesor Titular del ISPJAE. Presidente de la UNAICC de Matanzas. Email: jose.macias@umcc.edu

ción y las comunicaciones propiciar nuevas formas de accionar que no pueden dejar de ser analizados en el desarrollo competitivo de la Empresa.

Lo anterior definió entonces la necesidad para las Empresas Cubanas de Diseño e Ingeniería agrupadas en el GEDIC disponer de un **Proceso de Inteligencia Empresarial**, por lo que se estructuró un diseño de investigación que se viene desarrollando con la colaboración del ISPJAE, la UMCC, la EMPAI, EPROYIV, el GEDIC e integrada en el Plan de Ciencia e Innovación Tecnológica de la Dirección de Desarrollo del Ministerio de la Construcción de Cuba dentro del Programa Ramal de la Construcción 03 del que se esperan como resultados concretos el Diseño de un Proceso de Inteligencia Empresarial para las Empresas de Diseño e Ingeniería del sector de la construcción en Cuba, donde quedará claramente definidos: Inserción en la estructura funcional de las empresas, conocimientos a dominar por el personal necesario y composición de los equipos de trabajo, tipo de reportes, periodicidad y a quien van dirigidos, Presupuesto para su implementación, Objetivos del Proceso, principales usuarios: clientes internos, las fuentes legales de información para IE, habilidades necesarias y qué métodos seguir, Metodologías, técnicas y Herramientas matemáticas que es necesario dominar, vías informáticas que garantizan el uso efectivo de los productos de inteligencia, definir cuáles son los mejores medios de difundir los productos de la IE, establecer los indicadores que evalúan que el Proceso de IE apoya y trabaja para la Estrategia Empresarial y proponer qué **productos/servicios de la inteligencia empresarial** son los que requieren estas Empresas de Diseño e Ingeniería acorde al entorno competitivo en que se encuentren.

2. DESARROLLO

Para crear el Modelo del **Proceso de Inteligencia Empresarial** partimos de las concepciones básicas de sistema como un conjunto de elementos en interacción dinámica, organiza-

dos en función de un objetivo que representa más que la suma de sus componentes (sinergia) y que estructuralmente puede ser divisible, pero funcionalmente no lo es, ya que alguna de sus propiedades esenciales se perderían con dicha división, ya que no podíamos dar solución al problema que se nos presentaba si aislábamos este Proceso de su entorno superior, partiendo que en nuestro caso específico este los constituye el Sistema empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción, partimos de analizar esta interacción como se aprecia gráficamente en la Figura 1.

El diseño del Modelo emana del análisis de los componentes del modelo empresarial expuestos por Hamel (2000) y los elementos fundamentales en los que se soporta el modelo EFQM (Bendell, 1994), así como del estudio de los diferentes modelos de control y Control de Gestión, fundamentalmente el desarrollado por Nogueira Rivera, (2001) y el Modelo MED-EC de Artola Pimentel (2002), estos últimos por la vinculación que logran entre estrategia empresarial, Información y Procesos en las organizaciones.

Para la definición del Modelo Teórico para el “Proceso de Inteligencia Empresarial en empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción.” (MTPIE) se utilizaron diferentes herramientas de trabajo grupal con los expertos seleccionados de las Empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción, lo que permitió definir las premisas, principios, objetivos, pilares en que se fundamenta y los procedimientos los cuales se describen a continuación:

Premisas para la construcción del modelo

- La no existencia de un modelo que se ajuste a las características de las empresas cubanas de diseños e ingeniería del sector de la construcción para implantar un Sistema de Inteligencia Empresarial.
- La necesidad imperiosa de dichas entidades, reunir, analizar y diseminar información relevante, obteniendo

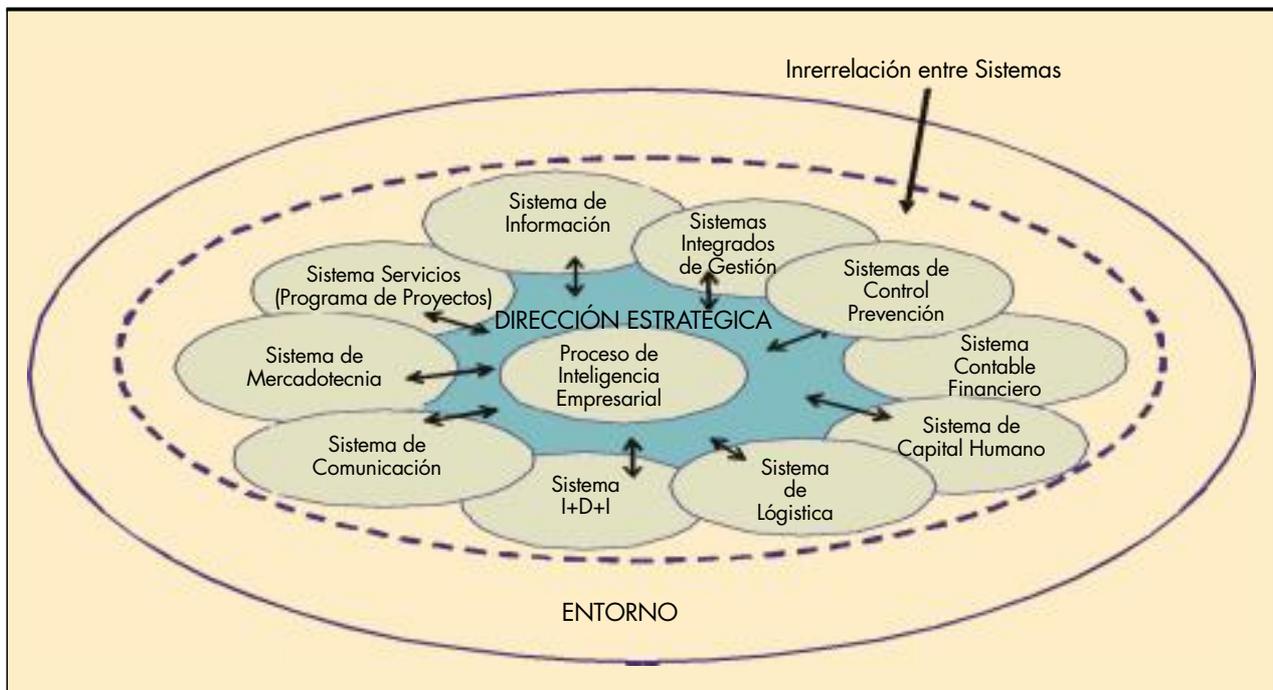


FIGURA 1. Grafico de las interacciones de Proceso IE con su entorno.

de manera sistémica y organizada conocimientos sobre el entorno y las condiciones internas de la propia organización con los que lograría la toma oportuna de decisiones, una adecuada orientación Estratégica y nuevas ventajas competitivas.

- Que las empresas cubanas de diseños e ingeniería del sector de la construcción han alcanzado un estadio en el que ocupa una posición relevante el consumo y generación de Información y Conocimientos para generar sus servicios e interactuar sus sistemas gerenciales con el entorno.
- Dar respuesta al volumen de conocimientos tan grande que hoy llegan a estas entidades y al que se genera en ellas facilitado por la existencia de nuevas políticas, TIC y métodos de gestión, para la información y las comunicaciones, que hace necesario discriminar el verdaderamente relevante para la toma oportuna de decisiones.

Premisas para la aplicación del MTPIE

- Que se reconoce por la Alta Dirección, como una necesidad, el salto que en términos de desarrollo y competitividad puede darse con la implantación de un Proceso de Inteligencia, que facilitaría toma oportuna de decisiones asociado al mejoramiento continuo de estas entidades.
- Que la implantación y consolidación de la condición de empresas de diseño y servicios ingenieros perfeccionada, sean un hecho, haciendo énfasis especialmente en: que se aplique la Dirección Estratégica en la entidad, que exista un enfoque de proceso en la gestión empresarial, disponer de un Proceso para la Gestión de Proyectos, se disponga de un sistema o se estime el empleo de métodos y técnicas de Control de Gestión, que la entidad disponga de un Sistema de Gestión de la Información y que exista una cultura sobre el uso de las TIC.

Objetivos del modelo propuesto

Disponer de una herramienta que permita la aplicación en el quehacer empresarial de las empresas cubanas de diseño e ingeniería de un Proceso que las dotará de la capacidad, basándose en medios éticos, de captar, analizar y diseminar datos sobre los aspectos económicos, financieros, históricos, regulatorios, políticos, sociales y tecnológicos que debidamente sistematizados y organizados se convierten en información relevante sobre el ambiente externo y las condiciones internas de la organización que le permiten a esta crear conocimientos que pueden ser utilizados para la toma de decisiones más rápidas y efectivas y la orientación táctica y estratégica y elevar sus niveles de competitividad.

Los objetivos específicos son:

1. Identificar las necesidades de productos o servicios de IE para gestionar adecuadamente las estrategias formuladas.
2. Diagnosticar la situación actual y perspectivas de la gestión de la información y el conocimiento.
3. Lograr la formación de todo el personal involucrado en el proceso de mejora y cambio.
4. Conseguir que el proceso de IE se considere una practica útil e identificar los productos o servicios indispensables en la mejora de procesos claves de la organización.

5. Utilizar los mecanismos de feedback para evaluar el impacto de la aplicación de los productos o servicios de IE en las estrategias formuladas.

Pilares en que se sustenta el MTPIE

- Existencia de diferentes estadios por los que transita la empresa.
- Inclusión del entorno al focalizar la localización y adquisición de los conocimientos externos.
- La Gestión de la información y del conocimiento deben insertarse como elemento clave en el proceso de toma de decisiones empresariales.
- Consecución de los objetivos estratégicos.
- Que se manifiesten los principios definidos para el modelo.

Principios en los que se sustenta el MTPIE

El Modelo se sustenta en los siguientes principios: Integralidad, Excepción, Eficiencia, Flexibilidad, Perfectibilidad, Responsabilidad social, Proactividad, Mejoramiento continuo, Creatividad, Adaptabilidad, Aprendizaje, Parsimonia, Pertinencia, Consistencia Lógica, Suficiencia.

Componentes del modelo

El modelo se estructura de acuerdo a los siguientes procesos o fases:

- Vigilancia.
- Identificación de procesos claves.
- Planeación de las necesidades de productos o servicios de IE.
- Diseño del sistema de indicadores.
- Diseño de o de los instrumentos de control.
- Diseño de la presentación de la información.
- Implantación del Proceso de IE.

Entradas

- Vigilancia del entorno.
- Diagnósticos periódicos por Áreas de Resultados Claves.
- Levantamiento de necesidades de información y conocimientos.
- Opiniones de los implicados en condición de expertos sobre importancias, preferencias y criterios.
- Resultados de percepción en los diferentes grupos de interés.
- Datos o indicadores de desempeño en los diferentes grupos de interés.

Salidas

- Productos o servicios de IE.
- Evaluaciones del impacto de la aplicación de la IE por procesos claves.
- Evaluación integral de la empresa.
- Determinación de las principales direcciones de mejora.

El modelo desarrollado integra: el enfoque de **sistema** ya que se nutre de los cambios externos e internos que es capaz de visualizar, del **enfoque estratégico**, ya que se parte de la estrategia con todos sus elementos integrantes y abarca los

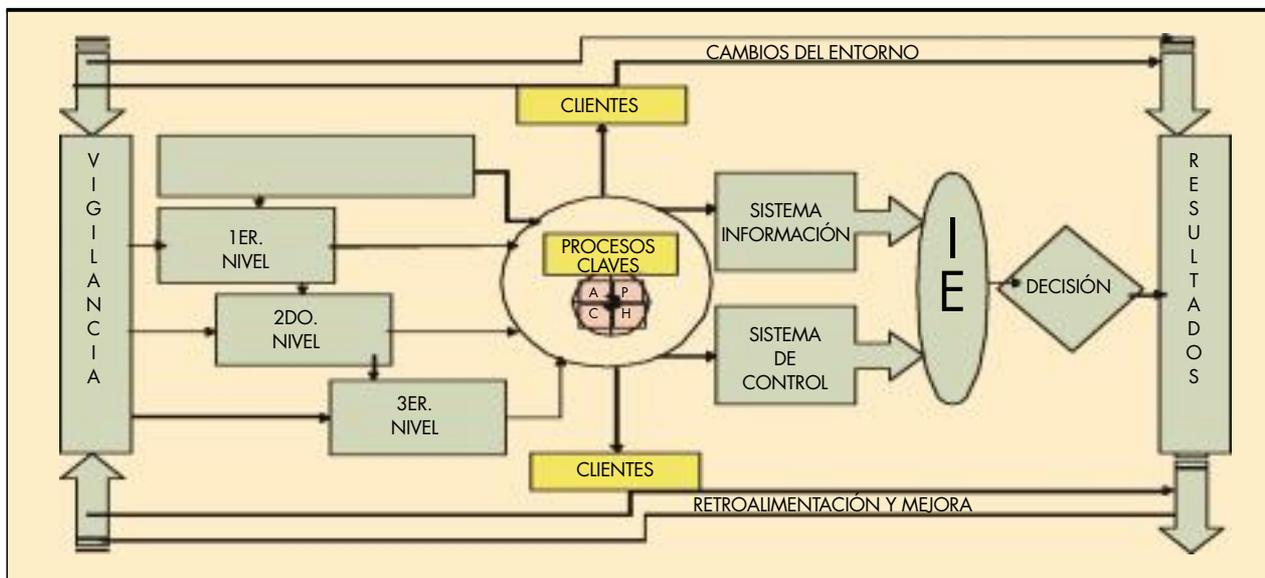


FIGURA 2. Modelo del Proceso de Inteligencia Empresarial.

tres niveles de la gestión empresarial (estratégico, táctico y operativo); el **enfoque de proceso**, pues los objetivos a lograr se concretan en los procesos empresariales, y el **enfoque de mejora**, donde de aplicarse o no sus productos se producirá un impacto que debe ser medido y controlado de forma permanente y continua a través del seguimiento y las retroalimentaciones constantes que permitan la toma de acciones correctivas en el momento oportuno y de forma **proactiva**.

Todo lo analizado hasta el momento constituyen conceptos, principios y pilares del modelo que se propone, cuya representación gráfica se ilustra en la Figura 2.

El modelo parte de que la organización disponga de mecanismos de vigilancia y monitoreo que le permitirán estar informada sobre el **entorno externo** en cuanto a: tecnologías, normativa, mercados (productos y procesos, clientes, competidores, fusiones), y también visiones del futuro: predicciones sobre tecnología y mercados, tendencias políticas y sociales y **el interno** que informa al decidor sobre la situación de la empresa a partir del conocimiento explícito o tangible –procedimientos, capacidad del equipo o las máquinas, situación financiera, organización, stocks– y del conocimiento tácito o intangible: conocimiento técnico, capacidad de las personas, relaciones con los clientes.

Cabe señalar, que en el Modelo propuesto, fruto de esta investigación, se evidencia que este proceso es necesario en cada uno de los niveles de la gestión empresarial. En el nivel superior donde se fija el **rumbo estratégico** de la organización, es como ya quedo argumentado en el capítulo I, el lugar y momento preciso en que la IE puede aportar más a la gestión empresarial, cuando al lanzarse las estrategias, se produce el momento de mayor actividad empresarial tal como propone Noriega (2001) en su modelo de Control de Gestión en las empresas, en este momento es cuando se incluye un procedimiento de diagnóstico para el, elaborado a partir de sus tres dimensiones y que permite proyectar soluciones que provoquen impacto, tanto en la organización como en su entorno, contestando a las interrogantes siguientes: ¿dónde queremos estar?, ¿dónde estamos ahora?, ¿qué necesitamos hacer para pasar de aquí para allí?, ¿sobre qué hay que actuar?, ¿qué hay que mejorar? y ¿cómo?, por lo que es necesario, que

las respuestas sean formuladas sobre la base de las adecuadas acciones de IE, que solo confieren los conocimientos que aportan los productos de inteligencia y solo así se podrán formular las estrategias, que posibilitaran sortear las barreras entre el estado actual y el deseado, definir objetivos realmente retadores pero alcanzables y establecer las políticas para implementarlos, centrando los esfuerzos en los recursos decisivos y los factores claves de éxito.

En el segundo nivel (táctico) la impronta de la IE estará vinculada a la gestión funcional de los mandos intermedios para el despliegue de los planes de acción sea de la manera más efectiva, lo que permitirá, a partir de la información de salida del nivel superior mejor desarrolladas, mediante la aplicación adecuada de los productos de IE, establecer objetivos más concretos (medio y corto plazo) en correspondencia con los presupuestos.

En el tercer nivel se requerirán productos de IE que incidan directamente en la mejora o creación de valores agregados a los productos o servicios que brinda la organización en correspondencia con la estrategia y los objetivos trazados. Según Medina León & Nogueira Rivera, (2002): En el nivel inferior (operativo) las decisiones se refieren a materias operativas “día a día”, donde se ejerce un Control de Gestión proactivo y permanente que motiva a la acción y que es implementado por los ejecutantes de las tareas, dejando claro que las personas que intervienen en el proceso son las que deben participar en el análisis del mismo. Aquí se centra el análisis en los procesos internos de la empresa, velando porque se obtengan los resultados esperados o superados en términos de: precio (costo), calidad, cantidad, variedad y oportunidad (plazo y lugar), y ya que el Cuadro de Mando Integral (o cuadros de información como se le llama a las bases del Perfeccionamiento Empresarial), que según Heras (1996) “...son herramientas que muestran toda la información relevante de un espacio reducido, como instrumento de la gestión de control sirve de puente para enlazar el rumbo estratégico de la empresa con la gestión de sus procesos, consideramos que es la herramienta que permitirá al Proceso de IE monitorear el interior de las organizaciones. Mediante el Proceso de IE podrá utilizarse la información deri-

vadas de los controles, que deben ser sistemáticos y de la vigilancia de las acciones pasadas de seguimiento para diseñar productos de IE que permitirán la implementación de acciones correctivas, que deben tener lugar de forma inmediata después de la identificación de las causas del problema, pues cuanto más tiempo se aplace, mayor será el efecto desfavorable que se produzca. El modelo establece que estas acciones deben estar dirigidas especialmente en los **procesos clave** de la entidad, que son los que permitirán alcanzar los objetivos propuestos, así como evaluar a través de indicadores, los **factores claves** para el éxito de la empresa que le permitan alcanzar una **ventaja competitiva sostenible**. La decisión de aplicar los productos de IE implicará un resultado, que debe ser sistemáticamente medido mediante indicadores y analizados para que sirvan como mecanismos de feedback a todos los niveles, de manera que se pueda reajustar el sistema en cualquiera de sus etapas, cuando sea necesario y oportuno.

El modelo hace énfasis en que el Proceso de IE es una tarea continua. La información ha de revisarse continuamente. De este modo, una vez completado el ciclo de la inteligencia, ha de comenzarse un nuevo ciclo, a partir de una mayor comprensión de los problemas.

Como plantean diversos autores cualquier modelo de IE debe implantarse sobre la base de un sistema informativo que sea eficiente, flexible, oportuno y relevante. O sea, que ofrezca en cada momento la información que realmente se necesita para tomar decisiones efectivas y oportunas, asimilando los cambios rápidamente y a bajos costos, planteando indicadores fáciles de medir y evitando el burocratismo. Estos medidores o indicadores serán elegidos para reflejar las prioridades estratégicas y deben poder modificarse a medida que vaya evolucionando la estrategia. La rapidez y precisión con que los gerentes reciben información sobre lo que está marchando bien y lo que anda mal, determina la eficiencia del sistema de control, porque el sistema de información gerencial es hoy el soporte de las decisiones. Por lo tanto, el **sistema informativo** debe poseer:

Calidad:	Precisión y confiabilidad, pues la verificación de la información implica costo extra.
Oportunidad:	Disponibilidad a tiempo para intervenir en dependencia de la situación y el nivel de dirección.
Cantidad:	Abundancia, pero obviar datos irrelevantes o inútiles.
Relevancia:	Proporcionar en cada caso sólo la información necesaria para la toma de decisiones.

Modelo de Proyecto para implantar el Proceso de IE para las empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción

Existen elementos que justifican la necesidad de asumir el diseño e implantación del Proceso de IE como un Proyecto como son:

- Es complejo técnicamente ya que incorpora tecnología blanda de punta y necesita que se realice una investigación específica para el Proyecto ya que no existen antecedentes de su aplicación en el sector.
- Es un Proyecto que interviene en el sistema completo de las organizaciones, cuyas partes o subsistemas deben ser integrados para completar un conjunto operativo, como se fundamenta en las premisas para su aplicación.
- Es un subsistema de otro de rango superior, la empresa, por lo que debe ser integrado adecuadamente en

éste, donde además el de rango superior pertenece a una organización orientada a los Proyectos.

- La alta dirección siente la necesidad de tener un único y global punto de información y responsabilidad en dicho trabajo.
- Es imprescindible o hay un compromiso de terminar en un plazo determinado, la resolución 281 en las nuevas bases del sistema de dirección y Gestión Empresarial exige su implantación antes del 29 de agosto de 2009, por lo que el plazo ya se ha hecho corto.
- Hay un alto nivel de exigencia en el alcance, calidad y prestaciones.
- Implica a diversas disciplinas, áreas de resultados y procesos claves.
- Modifica la estructura organizativa existente.
- Se desarrolla en paralelo con otros Proyectos de cierta complejidad.
- Puede haber conflictos entre los directores funcionales relacionados con el Proyecto.
- Las condiciones del entorno pueden cambiar afectando el Proyecto seriamente.
- Existe una diversidad amplia de partes interesadas (grupos sociales, organismos, proveedores, etc.)
- Hay muchos participantes de cada tipo (directivos, diseñadores, consultores, etc.)

Por todo lo anterior y las conocidas ventajas que conlleva se decide gestionar **el diseño e implantación del Proceso de Inteligencia Empresarial en las empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción** como un **Proyecto**.

Para poder llegar a definir este modelo de Proyecto que permita la introducción de tecnologías blandas en organizaciones de sector de la construcción y especialmente en las empresas de diseño e ingeniería se hizo necesario readequar diferentes metodologías existentes, tanto para el diseño e implantación de procesos, como para el ejercicio de la Dirección de Proyectos, por lo tanto constituyen precedentes y bases de la mismas:

1. Las metodologías y/o etapas propuestas para el diseño de procesos por Harrington (1991); Heras (1996); Trishler (1998), Zaratiegui (1999), Amozarrain (1999) y Nogueira Rivera, 2002.
2. Las secuencias de ejecución de un Proyecto de Construcción dadas por Heredia(1996), EOI(2002) y Espinet(2006).
3. Las técnicas y herramientas a seguir para llevar a cabo una buena organización en la dirección integrada de proyectos en los servicios de diseño, que las que más se ajustan son las descritas en el libro, PROJECT MANAGEMENT, MANUAL DE GESTIÓN DE PROYECTOS PARA ARQUITECTOS, INGENIEROS E INTERIORISTAS, de los autores David Burstein y Frank Stasiowski(199xxx).

Para la ejecución del Proyecto asumiremos la metodología desarrollada bajo los auspicios del Programa Ramal del MI-CONS "Optimización de las Inversiones del Sector Emergente" denominada "**Metodología para la implantación de un sistema de gestión de dirección basado en técnicas de DIP para empresas de servicios de diseño e ingeniería**", donde el autor fue el investigador principal junto a un colectivo de autores y ha sido introducida y validada en empresas cubanas de diseño e ingeniería, basado todo su ac-

cionar en lo establecido en la norma ISO 10006/ 2003. Sistemas de gestión de la calidad – Guía para la gestión de la calidad en los Proyectos .

En la misma, están claramente definidos **los pasos** a seguir, que permitieron proponer el siguiente **Ciclo de vida para el Proyecto del Proceso de IE:**

I. Fase de Concepción o Inicio:

- I.1 Constitución del Grupo Gestor.
- I.2 Concienciación.
- I.3 Presentación de propuesta de Proyecto a la Alta Gerencia.
- I.4 Recibir autorización del Consejo de Dirección para iniciar el Proyecto.
- I.5 Designación del Director de Proyecto.
- I.6 Conformación del Equipo de Proyecto.
- I.7 Proceso de Arranque del Proyecto.

II. Fase de Planificación:

- II.1 Diagnóstico Organizativo.
- II.2 Elaboración del Manual de Dirección del Proyecto.
- II.3 Aprobación y firma por todas las partes interesadas del Manual de Dirección del Proyecto.
- II.4 Formación del Personal.

III. Fase de Ejecución:

- III.1 Arranque de la Etapa de Diseño.
- III.2 Etapa de Diseño del Proceso de IE.
 - III.2.1 Definición del Proceso de IE.
 - III.2.2 Flujogramación del Proceso de IE.
 - III.2.3 Análisis que permita identificar la productividad del proceso.
 - III.2.4 Análisis del valor añadido.
 - III.2.5 Establecer los indicadores del Proceso de IE.
- III.3 Arranque de la Etapa de Implantación.
- III.4 Etapa de Implantación.
 - III.4.1 Definir ubicación en la estructura organizativa.
 - III.4.2 Definir la manera en que se gestionará la IE.
 - III.4.3 Definir cuáles serán los objetivos de la IE.
 - III.4.4 Definir a quién reporta, principales usuarios: clientes internos.
 - III.4.5 Definir presupuesto.
 - III.4.6 Definir personal.
 - III.4.7 Determinación de las necesidades de información.
 - III.4.8 Definir fuentes legales de captación de información para la IE.
 - III.4.9 Definir métodos a seguir para evaluar, validar, organizar y analizar la información.
 - III.4.10 Definir herramientas matemáticas necesarias.
 - III.4.11 Definir cómo garantizar el uso efectivo de los productos de inteligencia.
 - III.4.12 Asegurar que la IE apoya y trabaja para la Estrategia Empresarial.
 - III.4.13 Definir los mejores medios de difundir los productos de la IE.

III.5 Selección del área piloto por donde iniciar Implantación del Proceso de IE.

III.6 Implantación, seguimiento y control en el área piloto seleccionada.

III.7 Evaluar impacto del uso de productos de IE en el área piloto seleccionada.

IV. Fase de Desactivación:

- IV.1 Finalizar el proyecto.
- IV.2 Elaborar informe final con propuestas de mejoras.
- IV.3 Elaborar el Plan de Generalización al resto de las áreas funcionales.
- IV.4 Revisión informe final y el Plan de Generalización.
- IV.5 Aprobación del informe final y el Plan de Generalización.
- IV.7 Librar y recolocar recursos.
- IV.8 Evaluar el Proyecto.
- IV.9 Redacción del informe final del Proyecto.
- IV.10 Traspaso al usuario del Know how.
- IV.11 Transferir responsabilidades.

3. CONCLUSIONES

1. Con el trabajo desarrollado se cumplieron los objetivos trazados para la segunda etapa de la investigación ya que fue posible:
 - a. Proponer un Modelo del “Proceso de Inteligencia Empresarial”, para empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción.
 - b. Seleccionar una metodología para diseñar el Proceso de IE para empresas cubanas de diseño e ingeniería del sector de la construcción.
 - c. Fundamentar selección de las técnicas y herramientas de Gestión de Proyectos para su implantación.
2. El Modelo del “Proceso de Inteligencia Empresarial” propuesto se fundamenta en la integración del enfoque de **sistema** con el **enfoque estratégico del de proceso**, y el **de mejora**, donde de aplicarse los productos que genere la IE permitirán la toma de acciones correctivas en el momento oportuno de forma **preactiva** y se producirá un impacto que medido y controlado a través del seguimiento y las retroalimentaciones constantes darán inicio a los nuevos ciclos del proceso de Inteligencia Empresarial y la necesidad de nuevos productos que deberán ser generados .

4. BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Brasileña de Analistas de Inteligencia Competitiva (<http://www.abraic.org.br>). Consultado el 2 de octubre de 2009.
- Beacon Intelligence Systems. Australia. <http://www.beaconanalysis.com/> Consultado el 2 de febrero de 2005.
- Cendotec - Centro Franco-Brasileiro de Documentação Técnica e Científica.
- www.cendotec.org.br. Consultado el 2 de febrero de 2005.
- Centro de Investigaciones Retrospectivas de Marsella. www.crrm.irit.fr. Consultado el 2 de febrero de 2005.
- Carro Suárez, Juan R (PONENTE) y Lourdes Vilaragut Llanes. Las tecnologías de información: soporte de la inte-

- ligencia corporativa. El caso de Internet. Ponencia presentada en el Taller Internacional de Inteligencia Empresarial y Gestión del Conocimiento en la Empresa, Intempres 2006. Consultoría Biomundi/IDICT. La Habana, Cuba.
- Centro de Referencia en Inteligencia Empresarial, Universidad Federal de Río de Janeiro, Brasil. (<http://www.crie.ufrj.br>). Consultado el 2 de octubre de 2009.
 - Cubillo, Julio. Inteligencia Empresarial en las pequeñas y medianas empresas de América Latina. Brasilia DF: Instituto Brasileño de Información en Ciencia y Tecnología (IBICT), 2004.
 - David Güemes y la Dra. Marisela Rodríguez, Centro de Calidad y Manufactura Tecnológico de Monterrey, Artículo publicado en <http://www.intempres2007>.
 - Escorsa Pere y Ramon Maspons. De la vigilancia tecnológica a la inteligencia competitiva. PEARSON EDUCACIÓN, primera edición en español, Madrid ISBN 84-205-3057-3.
 - Escorsa Pere y RODRÍGUEZ, Marisela (2000), La Inteligencia Tecnológica en la organización empresarial: instrumento para la toma de decisiones, Revista de la Escuela de Economía y Negocios, Año II/N.º 4, abril. Universidad Nacional de General San Martín, San Martín, Provincia de Buenos Aires, Argentina.
 - Economic Intelligence Consulting Group, Francia. <http://eicgroup.free.fr>. Consultado el 16 de diciembre de 2005.
 - Fuld & Company, Inc., Estados Unidos, www.fuld.com. Consultado el 2 de febrero de 2009.
 - Heredia, R.; "Dirección Integrada de Proyecto –Project Management–", Sección de Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid. 2da, 3ra Edición 1999.
 - Hernández, R., Fernández, C., Baptista, P. Metodología de la Investigación, McGraw-Hill, México, 1997.
 - IALE Tecnología, España, <http://www.iale.es>. Consultado el 2 de febrero de 2009.
 - Rodríguez Peña, L.: Adecuación de la DIP a las condiciones cubanas en el Sector de la Construcción Tesis de Doctorado. ISPJAE. 1998.
 - Martino L.. Administración y control de proyectos de 1985.
 - Miller & Freud: Probabilidad y Estadística para Ingenieros; M.Graw Hill, Quinta Edición 2004.
 - Sistema de Información, Tendencias Emergentes, Universidad de Ciencias de la Informática UCINF [disponible en <http://jms.caos.cl/si/si03.html>]
 - Nogueira Rivera Dianelys, Medina León Alberto, Nogueira Rivera Carlos. Modelo para el control de la gestión empresarial, Tesis de Doctorado. UMCC. 2008.
 - Orozco Silva, Eduardo. La inteligencia empresarial como servicio o como sistema interno. Ponencia presentada en el Taller Internacional de Inteligencia Empresarial y Gestión del Conocimiento en la Empresa, INTEMPRES 2001. Consultoría.
 - Richard Combs Associates Inc. Estados Unidos. <http://www.combsinc.com>. Consultado el 2 de febrero de 2009.
 - Sánchez Sánchez, Mercedes La inteligencia empresarial como herramienta para la evaluación de proyectos de investigación–desarrollo. Ponencia presentada en el Taller Internacional de Inteligencia Empresarial y Gestión del Conocimiento en la Empresa, Intempres 2003. Consultoría Biomundi/IDICT. La Habana, Cuba.
 - Sistemas de Información, antecedentes históricos. Universidad de Ciencias de la Informática UCINF, [disponible en:] <http://jms.caos.cl/si/si02.html> [visitado]16/03/2009.
 - Sistemas de Información, Universidad de Ciencias de la Informática UCINF, [disponible en <http://jms.caos.cl/si/si02.html#conc>]
 - Simeón, Rosa Elena. Discurso de la Ministra de Ciencias, Tecnología y Medio Ambiente, Dra. Rosa Elena Simeón en la apertura de IntEmpres'2002 el 17 de Octubre de 2002. 6 p. La Organización inteligente. El empleo de la información para dar significado, crear conocimiento y tomar decisiones. (Documento: PDF).
 - South African Association of Competitive Intelligence Professionals (SAACIP), <http://www.saacip.co.za> y Muller, Marié-Luce.

Influencia de las aceleraciones sísmicas verticales en superestructuras de puentes de carreteras de luces medianas de hormigón armado

JOSÉ MARÍA RUIZ RUIZ (*) y GUILLERMO GODINEZ MELGARES (**)

RESUMEN En el presente trabajo se realiza un estudio acerca de la influencia de las aceleraciones sísmicas verticales en puentes de vigas continuas de hormigón armado con diafragmas. Se analizaron 24 variantes de puentes, considerando como parámetros variables: combinaciones de luces, número de tramos, cantidad y posición de diafragmas en el puente y la posición de la carga accidental N-30. El análisis fue realizado a través del método de análisis modal simplificado como método del espectro de respuesta y empleando como fórmula de superposición modal la CQC. Para la modelación de las acciones sísmicas horizontales se utilizó el espectro de diseño establecido por la norma sísmica cubana para el tipo suelo S2 y las condiciones de sismicidad de la provincia de Santiago de Cuba y para las verticales el espectro de diseño obtenido según las consideraciones planteadas en el Eurocode 8. Se realizaron comparaciones en términos de magnitudes globales de la respuesta estructural y en términos de características locales de respuesta en elementos aislados. Finalmente se arribó a las conclusiones expresadas en el trabajo.

INFLUENCE OF THE VERTICAL SEISMIC ACCELERATIONS IN SUPER STRUCTURES OF HIGHWAYS BRIDGES OF MEDIUM SPANS OF REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT *In this paper is presented a work in which is carried out a study about the influence of the vertical seismic accelerations in bridges of continuous beams of reinforced concrete with diaphragms. 24 variants of bridges were analyzed, considering as variable parameters: combinations of spans, number of bays, quantity and position of diaphragms in the bridge and the position of the live moving load N-30. The analysis was carried out through the method of modal analysis simplified as response spectrum method and using the CQC as modal superposition formula. For the modelling of horizontal seismic loads it was used the design spectrum established by the Cuban seismic code for soil condition S2, and the seismic hazard level given for conditions of Santiago de Cuba region, and for the vertical ones the design spectrum was obtained according to the considerations established by the Eurocode 8. Several comparisons were carried out in terms of global magnitudes of the structural response and in terms of local characteristics of response in isolated elements. Finally are presented the conclusions of the work.*

Palabras clave: Fricción superficial, Rugosidad, Materiales compuestos.

Keywords: Skin friction, Roughness, Composites.

1. INTRODUCCIÓN

Las experiencias vividas en diferentes países a consecuencia de eventos sísmicos de grandes proporciones, han dejado un saldo fatídico evaluado en miles de muertes y daños materiales incalculables, que han obligado al hombre a crear cons-

trucciones cada vez menos vulnerables, de manera que sean capaces de resistir estos movimientos, los cuales se caracterizan por poseer tres componentes principales de acción, dos en el plano horizontal y una en la dirección vertical, la cual en ocasiones toma valores iguales e incluso mayores que las horizontales y que, de no ser consideradas en el análisis y diseño, provocaría daños mayores a las estructuras.

La norma de sísmica cubana (NC 46:1999) tiene en cuenta, al igual que otros códigos de referencia internacional (IBC, 2003), para el análisis y diseño estructural, en general, sólo las componentes horizontales, y considerándose las componentes verticales solamente en algunos casos particulares, como estructuras de grandes luces (mayores de 20m), elementos pretensados horizontales, voladizos y balcones, construcciones en arcos con altas compresiones, columnas de hormigón armado y muros tímpanos de cortantes sometidos a grandes fuerzas cor-

(*) Ingeniero Civil, Profesor Auxiliar. Jefe de Disciplina de Análisis y Diseño de Estructuras. Facultad de Construcciones. Universidad de Oriente. Ministerio de Educación Superior. Calle 3ra No. 404 Altos, e/ G y H. Reparto Sueño. Santiago de Cuba. Cuba. Email: josem@fco.uo.edu.cu

(**) Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Profesor Titular. Facultad de Construcciones. Universidad de Oriente. Ministerio de Educación Superior. Edificio 19-A. Apartamento 2. Micro II. Centro Urbano Abel Santamaría. Santiago de Cuba. Cuba. Email: godinez@fco.uo.edu.cu

tantes, así como en puentes con articulaciones; para cada uno de estos casos se recomienda aplicar fuerzas verticales dispuestas en el sentido y posición más desfavorables con un valor fijo de $0.7 - 1.0 W$, siendo W el peso del elemento analizado. De esta forma las componentes verticales que se utilizan en el diseño, además de considerarse en casos limitados, no se obtienen como resultado del análisis ni son dependientes de la respuesta dinámica de la estructura ni evaluadas a partir de un espectro de diseño para las aceleraciones verticales, lo cual podría conducir a realizar diseños no seguros de las estructuras en general y de los puentes en particular.

Por tanto surgió la necesidad de realizar una investigación en puentes con diafragmas hiperestáticos continuos que permitan evaluar la significación del efecto producido por la componente vertical de las aceleraciones sísmicas en la respuesta estructural y de esta forma garantizar una adecuada seguridad sísmica de la estructura contribuyendo así a evitar grandes pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños económicos con sus desastrosas consecuencias en la sociedad y el medio ambiente.

Por todo lo expresado anteriormente, se propuso en este trabajo como **objetivo general**: evaluar la significación del efecto producido por la componente vertical de las aceleraciones sísmicas en la respuesta estructural, en términos de magnitudes de respuesta globales y en términos de solicitaciones en elementos aislados de la superestructura de puentes de carretera de hormigón armado hiperestáticos continuos con diafragmas, para los niveles de peligro establecidos en el código sísmico cubano para la provincia de Santiago de Cuba.

2. DESARROLLO

Para dar cumplimiento al objetivo propuesto en la presente investigación se establecieron una serie de consideraciones a fin de definir las características fijas y variables de las estructuras que conforman la población a estudiar.

Parámetros fijos:

Como parámetros fijos fueron considerados: el material de los elementos estructurales, el uso y tipología de la estructura, longitudes de las luces extremas e intermedias y alturas de

pilas y estribos, nivel de peligrosidad sísmica, tipo de suelo y espectros de diseño (horizontal y vertical). A continuación se detallan cada uno de estos parámetros.

Material:

En todos los casos se consideró que los elementos de la superestructura y de la subestructura son de hormigón armado con una resistencia característica a compresión de 30.0 MPa.

Uso de la estructura:

Se trata de estructuras de puentes de carretera (NC 53-125:1984) de dos sendas de tránsito, se concibe con un fin social, que clasifica en la norma sísmica cubana como obra de importancia media (tipo 3), a las que corresponde un valor de coeficiente de importancia $I=1.0$, coeficiente que tiene en cuenta el riesgo sísmico en función de la importancia de la obra (NC 46: 1999).

Tipología estructural:

La superestructura del puente esta compuesta por vigas continuas de 14 m en luces extremas y 20 m en la luz o luces centrales, sobre la cual se halla la losa de tablero del puente, superficie de rodadura asfáltica y los pretilos, con un ancho de 10 m, carriles de 3.25 m, con diafragmas transversales ubicados en la o las luces centrales. Esta superestructura se apoya sobre pilas y estribos en forma de pórticos conformados por vigas cabezales y columnas cuyas alturas son de 7 m en pilas y 6 m en estribos, los cuales resisten el 100% de la fuerza sísmica horizontal, que determinan que la estructura clasifica como tipo I según el código sísmico cubano.

Nivel de peligrosidad sísmica:

Para fines de aplicación de la norma sísmica cubana, el territorio nacional ha sido dividido en 4 zonas, las cuales se indican en el mapa de zonificación sísmica (Figura 1) con fines de ingeniería que se muestra (NC 46:1999). A cada zona se le asigna un valor de aceleración máxima horizontal, esperada en el sitio, expresada como fracción de la gravedad.

La obra se concibió para ser emplazada en la ciudad de Santiago de Cuba, perteneciente a la zona 3 que clasifica como de alto peligro sísmico, donde se pueden esperar daños graves en las construcciones, debiéndose tomar medidas sis-

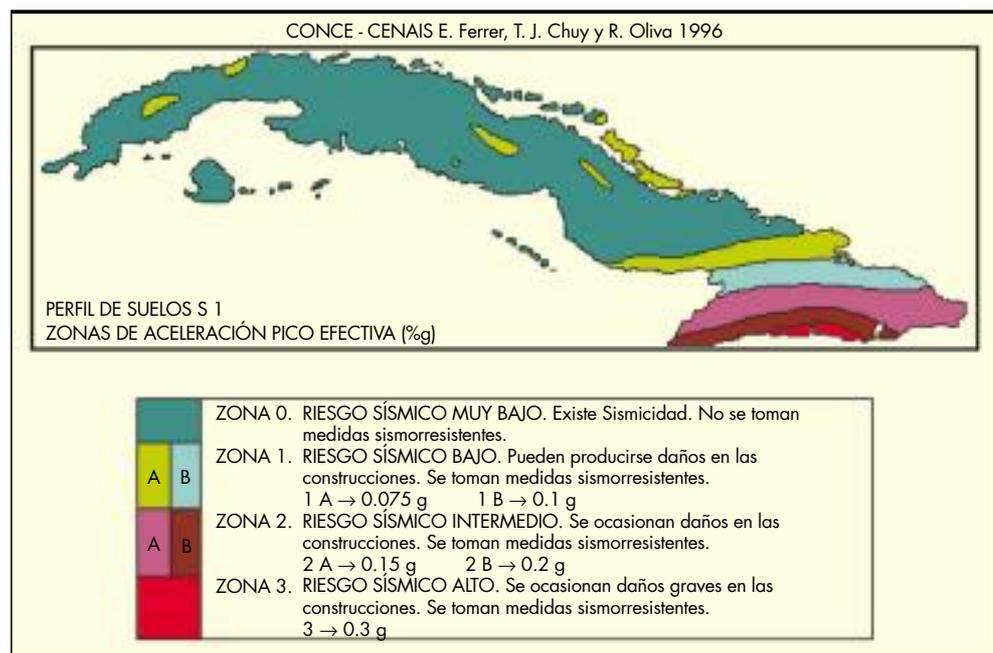


FIGURA 1. Mapa de zonificación sísmica de Cuba con fines de ingeniería.

morresistentes en estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. La aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo (A) será de 0.3 g.

Tipo de suelo:

En todos los casos se consideró que el suelo para el cual se realizó el análisis es del tipo S2, que corresponde a suelos constituidos por depósitos estables de suelos no cohesivo o arcillas duras cuando su profundidad hasta la base rocosa excede los 60 m, y los estratos superiores están compuestos por arenas gravas o arcillas duras (este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de la onda de cortante entre 24 y 45 m/seg.), sus periodos están comprendidos entre 0.5 seg y 0.8 seg (NC 46:1999).

Espectros de diseño:

Para la construcción del espectro diseño de aceleraciones horizontales, se tomaron las formulaciones y los valores establecidos para un suelo tipo S2 (NC 46:1999)

El coeficiente sísmico espectral C se determina por la siguiente expresión:

$$C = \frac{1.2AS}{T^{2/3}}$$

Donde:

- A: es la aceleración horizontal máxima del terreno esperada en el sitio de emplazamiento de la obra, expresada como fracción de la gravedad.
- S: es el coeficiente de sitio correspondiente al perfil de suelo en el sitio de emplazamiento de la obra.
- T: es el período correspondiente al modo analizado de la estructura del puente en segundos.

Para la construcción del espectro diseño de aceleraciones verticales, se consideró que: a menos que estudios específicos indiquen lo contrario, la componente vertical de la acción sísmica debe ser representada por el espectro de respuesta definido para la acción sísmica horizontal, pero con las coordenadas reducidas como sigue (Eurocode 8):

- Para periodos de vibración T menores que 0.15 seg la ordenada es multiplicada por el factor (0.7).
- Para periodos de vibración T mayores que 0.5 seg la ordenada es multiplicada por el factor (0.5).
- Para periodos de vibración T entre 0.15 y 0.5 seg debe utilizarse una interpolación lineal.

En la Figura 2, aparecen los gráficos de las funciones correspondientes a estos espectros de aceleraciones de diseño.

Parámetros variables:

Fueron considerados como parámetros variables: la cantidad de luces intermedias, la cantidad y posición de los diafragmas transversales en las luces centrales y las posibles posiciones críticas de la carga accidental móvil N-30.

Fueron considerados dos casos de combinaciones de luces:

- Una luz central de 20.0 m y dos extremas de 14.0 m (N1).
- Dos luces centrales de 20.0 m y dos extremas de 14.0 m (N2).

Posiciones de los diafragmas: Fueron consideradas tres variantes de posiciones:

- En los apoyos (2D).
- En los apoyos y en el centro de la luz o luces (3D).
- En los apoyos, el centro y en el cuarto de la luz o luces (5D).
- En el caso de estudio, es importante señalar que, solamente fue considerada como carga accidental móvil la definida como N30 (NC 125:1984), ya que la combinación con la carga ecológica de sismo constituye una combinación especial, tipo este de combinación que es excluyente para la otra posible carga accidental móvil definida como NK80, la cual sólo admite combinación principal (Valdés, 1990). Fueron consideradas cinco posiciones para las variantes de puentes de una luz intermedia y tres posiciones para las variantes de puentes con dos luces intermedias, estas posiciones se muestran esquemáticamente en la Figura 3.

De la combinación de los diferentes parámetros variables considerados resultan 24 posibles variantes de modelos para el análisis, que son mostradas en la Tabla 1.

Modelo físico para el análisis:

Para el estudio de las variantes se considera un modelo espacial de la estructura que toma en cuenta todas las deformaciones existentes en cada uno de los elementos componentes de la misma y para la modelación de las acciones sísmicas se considera un modelo de masas discretas simulando el efecto de la distribución de estas en la superestructura del puente para la variante en estudio, con tres grados de libertad dinámicos

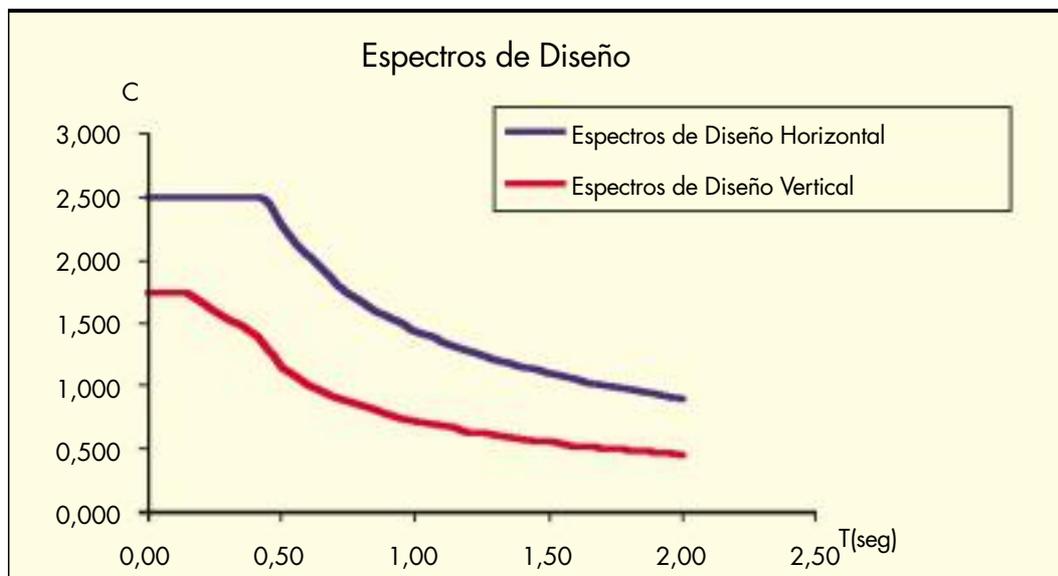


FIGURA 2. Espectros de diseño de aceleraciones horizontales y verticales.

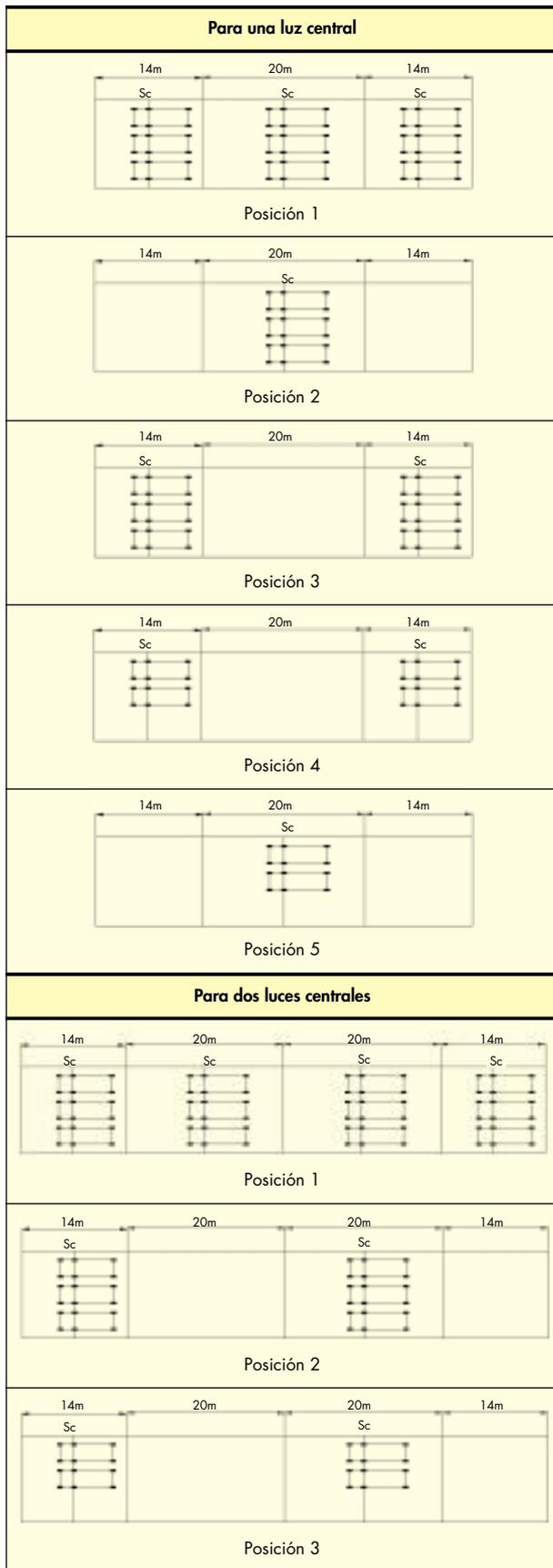


FIGURA 3. Posibles posiciones críticas de la carga N30 consideradas.

No	Luz Inter. (m)	Luz Extrea (m)	Código	Posición Carga N30
1	1(20)	2(14)	L14+20+14(2DN30-1)	1
2	1(20)	2(14)	L14+20+14(3DN30-1)	1
3	1(20)	2(14)	L14+20+14(5DN30-1)	1
4	1(20)	2(14)	L14+20+14(2DN30-2)	2
5	1(20)	2(14)	L14+20+14(3DN30-2)	2
6	1(20)	2(14)	L14+20+14(5DN30-2)	2
7	1(20)	2(14)	L14+20+14(2DN30-3)	3
8	1(20)	2(14)	L14+20+14(3DN30-3)	3
9	1(20)	2(14)	L14+20+14(5DN30-3)	3
10	1(20)	2(14)	L14+20+14(2DN30-4)	4
11	1(20)	2(14)	L14+20+14(3DN30-4)	4
12	1(20)	2(14)	L14+20+14(5DN30-4)	4
13	1(20)	2(14)	L14+20+14(2DN30-5)	5
14	1(20)	2(14)	L14+20+14(3DN30-5)	5
15	1(20)	2(14)	L14+20+14(5DN30-5)	5
1	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(3DN30-1)	1
2	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(6DN30-1)	1
3	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(10DN30-1)	1
4	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(3DN30-2)	2
5	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(6DN30-2)	2
6	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(10DN30-2)	2
7	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(3DN30-3)	3
8	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(6DN30-3)	3
9	2(20)	2(14)	L14+20+20+14(10DN30-3)	3

TABLA 1. Variantes de modelos para el análisis.

(desplazamiento en X, Y y Z). Las cargas sísmicas fueron calculadas haciendo uso del método de análisis modal simplificado como método del espectro de respuesta y como fórmula de superposición modal la combinación cuadrática completa, conocida como CQC, se consideraron tantos modos como fueron necesarios para asegurar un factor de masa participativa mayor que el 95% (Clough, 1982; Chopra, 1995) en todas las direcciones analizadas en las variantes, es decir, en las dos direcciones horizontales y la dirección vertical, el análisis de las variantes fue resuelto con el empleo del software profesional SAP 2000 versión 8.3.3, el cual es considerado como uno de los líderes a nivel internacional en el campo de la Ingeniería Sísmica (Wilson, 2000). En la Figura 4, se muestra, a modo de ejemplo, el modelo físico de una de las variantes de puentes analizadas en el trabajo.

En la investigación fueron considerados dos grupos de combinaciones de cargas, en el primero se incluyen las cargas gravitatorias (NC 283: 2003) (con los coeficientes correspondientes) (NC 450: 2006) y las cargas debidas a las tres componentes de las aceleraciones sísmicas (vertical y dos horizontales) de manera tal que se supone el 100% de la acción en una de las direcciones y el 30% en las dos restantes (Eurocode 8) y en segundo se incluyen las mismas cargas gravitatorias y las cargas debidas solamente a las componentes horizontales de tal manera que se supone el 100% de la acción en una de las direcciones y el 30% en la otra (NC 46:1999).

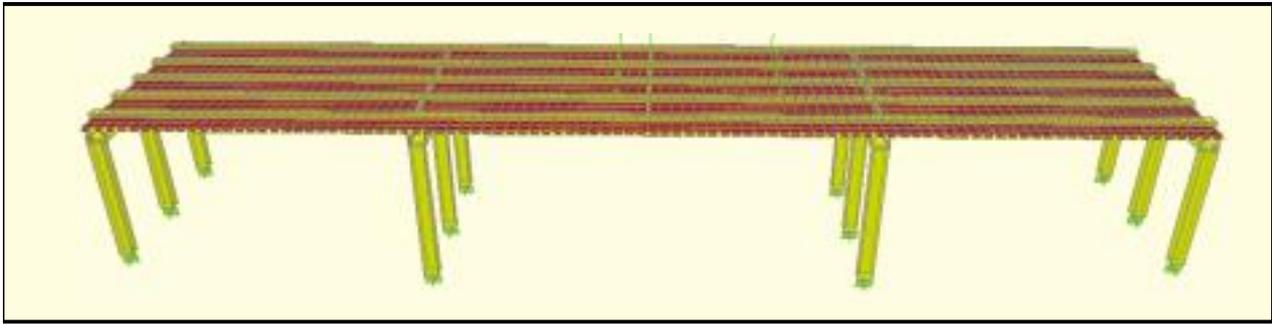


FIGURA 4. Modelo físico para el análisis de una de las variantes estudiadas.

Las magnitudes de respuesta producidas por las combinaciones del primer grupo se identifican en las tablas y figuras de resultados como “Con Az” y las producidas por las combinaciones del segundo grupo se identifican como “Sin Az”, haciendo alusión a la presencia o no en la combinación de las cargas producidas por la componente vertical de las aceleraciones sísmicas.

Análisis de los resultados:

A fin de evaluar la influencia de la componente vertical de las aceleraciones sísmicas en la respuesta estructural en las variantes de puentes estudiadas, se comparó los niveles de demanda sísmica para los dos casos de combinaciones considerados, es decir, con la presencia de las tres componentes de aceleraciones (vertical y las dos horizontales) y con la presencia solamente de las componentes horizontales, seleccionando como magnitudes de respuesta características de la demanda sísmica:

- Momentos flectores y fuerzas cortantes en los apoyos.
- Momentos flectores y fuerzas cortantes correspondientes a la sección crítica de las luces extremas.
- Momentos flectores correspondientes a la sección crítica de la luz o luces intermedias.

Estas magnitudes de respuesta fueron evaluadas en términos globales, es decir, en la sección transversal de puente, y en términos locales para las vigas aisladas solicitadas con valores extremos.

Los resultados obtenidos se sintetizan y son mostrados a continuación en las Tablas 2, 3 y 4 y las Figuras 5, 6 y 7 para las magnitudes de respuesta en términos globales y en las Tablas 5, 6 y 7 y las Figuras 8, 9 y 10 para las magnitudes de respuesta en términos locales.

3. CONCLUSIONES

El hecho de considerar en el análisis sísmico, la presencia de la aceleración vertical conduce a las siguientes conclusiones en las variantes y casos analizados:

1. En términos de solicitaciones globales:
 - a. Se producen incrementos de entre un 39.62% a un 96.14% de los momentos flectores máximos en las secciones transversales analizadas (secciones críticas en el apoyo, en la luz o luces intermedias y en la luz extrema). Observándose que los mayores incrementos de los momentos flectores en el apoyo se producen para las variantes con una sola luz central y dos diafragmas, en el caso de los momentos flectores en la luz central los mayores incrementos se producen cuando existen dos luces centrales y dos diafragmas y para el caso de los momentos flectores en la luz extrema los mayores incrementos se producen para la condición de dos luces centrales y cinco diafragmas.

Variantes	Incrementos de (M) en %	Incrementos de (V) en %
	Con Az/Sin Az	Con Az/Sin Az
2DN1	46.584	48.309
3DN1	46.206	48.337
5DN1	45.816	48.423
2DN2	39.622	34.492
3DN2	39.723	34.633
5DN2	39.730	34.645

TABLA 2. Incremento de solicitaciones en sección crítica del puente. Apoyo.

Variantes	Incrementos de (M) en %	Incrementos de (V) en %
	Con Az/Sin Az	Con Az/Sin Az
2DN1	58.888	60.682
3DN1	60.274	60.223
5DN1	61.873	59.757
2DN2	95.563	60.373
3DN2	95.831	60.448
5DN2	96.142	60.408

TABLA 3. Incremento de solicitaciones en sección crítica del puente. Luz extrema.

Variantes	Incrementos de (M) en %
	Con Az/Sin Az
2DN1	42.868
3DN1	42.429
5DN1	42.754
2DN2	48.513
3DN2	48.423
5DN2	48.356

TABLA 4. Incremento de solicitaciones en sección crítica del puente. Luz central.

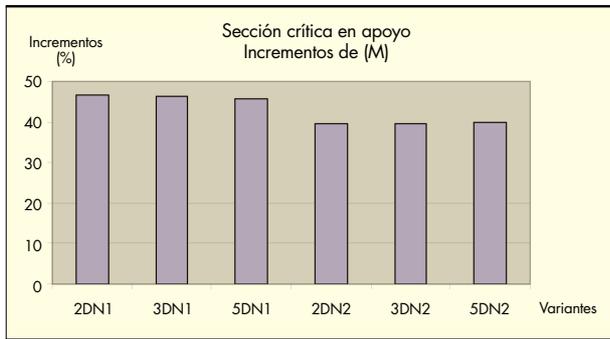


FIGURA 5A.

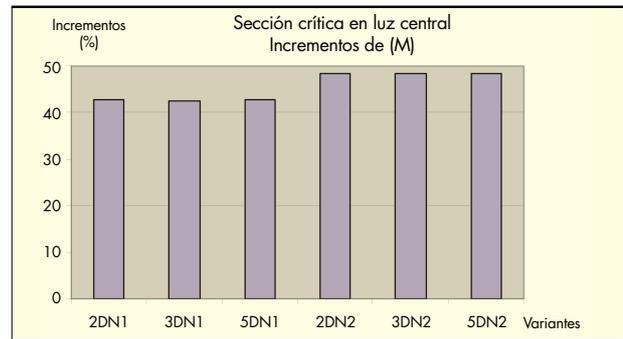


FIGURA 7.

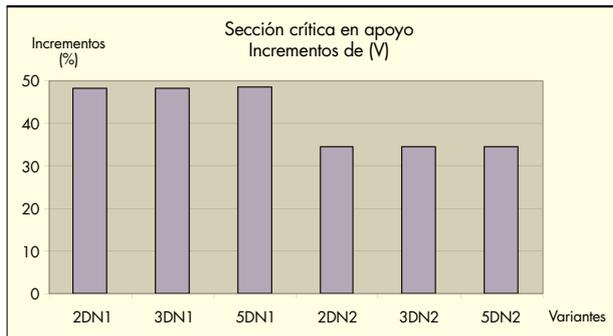


FIGURA 5B.

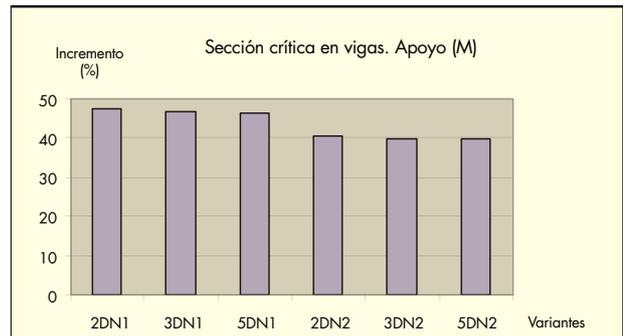


FIGURA 8A.

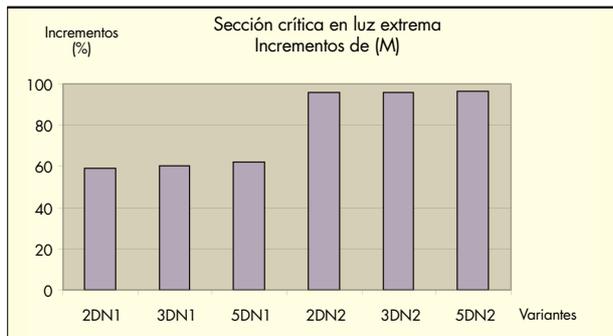


FIGURA 6A.

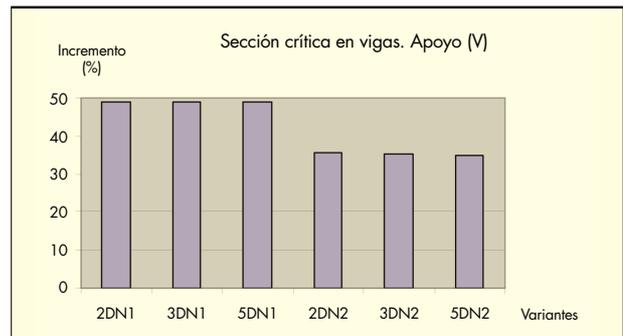


FIGURA 8B.

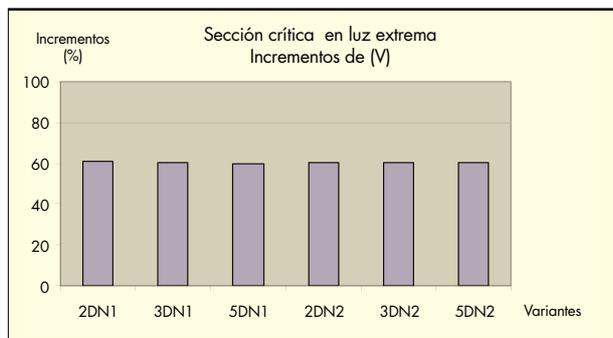


FIGURA 6B.

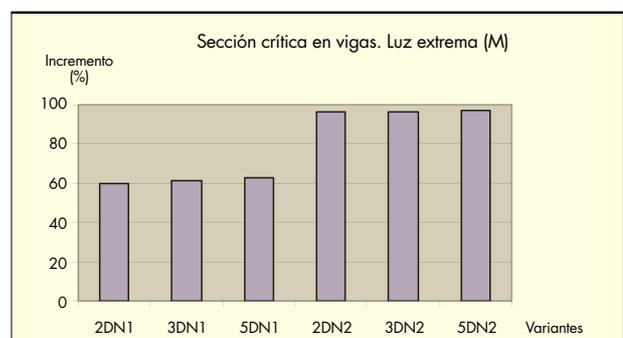


FIGURA 9A.

b. Se producen incrementos de entre un 34.49% a un 60.68% de las fuerzas cortantes máximas en las secciones transversales analizadas (secciones críticas

en el apoyo, y en la luz extrema). Observándose que los mayores incrementos de las fuerzas cortantes en el apoyo se producen para las variantes con una sola

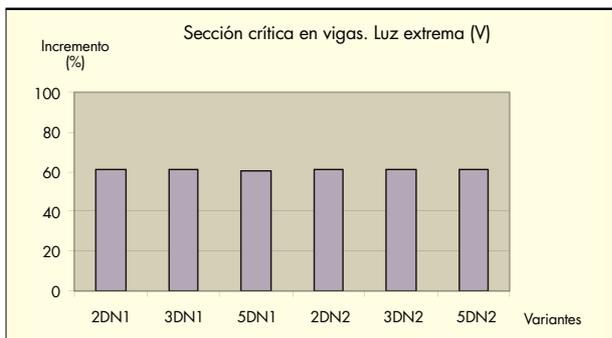


FIGURA 9B.

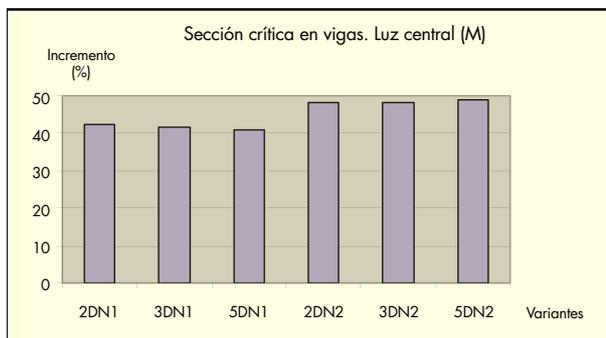


FIGURA 10.

Variantes	Incrementos de (M) en %	Incrementos de (V) en %
	Con Az/Sin Az	Con Az/Sin Az
2DN1	47.502	49.027
3DN1	46.843	48.789
5DN1	46.365	48.752
2DN2	40.482	35.774
3DN2	39.954	35.098
5DN2	39.749	34.800

TABLA 5. Incremento de solicitaciones en sección crítica en vigas. Apoyo.

Variantes	Incrementos de (M) en %
	Con Az/Sin Az
2DN1	42.356
3DN1	41.691
5DN1	40.915
2DN2	48.323
3DN2	48.181
5DN2	48.912

TABLA 7. Incremento de solicitaciones en sección crítica en vigas. Luz central.

Variantes	Incrementos de (M) en %	Incrementos de (V) en %
	Con Az/Sin Az	Con Az/Sin Az
2DN1	60.017	61.469
3DN1	61.354	60.890
5DN1	62.928	60.472
2DN2	96.229	61.044
3DN2	96.553	61.079
5DN2	96.849	61.121

TABLA 6. Incremento de solicitaciones en sección crítica en vigas. Luz extrema.

luz central y cinco diafragmas y para el caso de las fuerzas cortantes en la luz extrema los mayores incrementos se producen para la condición de una luz central y dos diafragmas.

- En términos locales de elementos aislados se observa que los intervalos de incrementos de solicitaciones de momentos flectores y fuerzas cortantes, y las condiciones en que se producen son semejantes a las correspondientes a las obtenidas para las condiciones globales.
- Se evidenció que la cantidad y posición de los diafragmas no modificó significativamente la respuesta estructural en términos globales ni locales en las variantes estudiadas, obteniéndose que las magnitudes de los momentos torsores de los diafragmas son relativamente pequeños, pudiéndose concluir que los diafragmas no están comprometidos de manera significativa en términos de demanda sísmica, sino que su función radica en la adecuada rigidización transversal del puente.

- Como aspecto final se puede concluir, por los niveles de significación obtenidos, que las aceleraciones sísmicas verticales constituyen un factor muy importante que debe ser tenido en cuenta a la hora de realizar el diseño de superestructuras de puentes de luces medianas, aspecto no contemplado en el código cubano vigente.

4. BIBLIOGRAFÍA

Chopra, A. (1995): Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake Engineering. Editorial Prentice Hall. USA.

Clough, R.; Penzien, J. (1982): Dynamics of structures. Editorial Mc Graw-Hill. USA.

Eurocode 8. (1998): Design provisions for earthquake resistance of structures. CEE.

International Building Code. (2003): Copyright for: International Conference of Building Officials. USA.

NC 053-125. (1984): Cálculo y ejecución de puentes y alcantarillas. Comité Estatal de Normalización. Cuba.

NC 46. (1999): Construcciones Sismo-resistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Comité Estatal de Normalización. Cuba.

NC 283. (2003): Peso de materiales naturales, artificiales y elementos de construcción. Comité Estatal de Normalización. Cuba.

NC 450. (2006): Edificaciones-Factores de carga o ponderación-Combinación. Comité Estatal de Normalización. Cuba.

Valdés, E.; Taylor, G. (1990): Puentes. Editorial Pueblo y Educación. Cuba.

Wilson, E.; Habibullad, A. (2000): SAP 2000. Series of computer programs for the finite element analysis of structures. Structural Analysis User Manual. Editorial Computers & Structures, Inc. USA.

EDICIONES DEL CEDEX



Nº de páginas: 267
Año de edición: 2009
P.V.P.: 18€

En esta Monografía se describe el estudio experimental realizado sobre hormigones expuestos a un ambiente marino, situados bien en zona de carrera de mareas, bien en zona sumergida, y pertenecientes a Muelles españoles construidos con cajones flotantes. Tras analizar la documentación relativa a la ejecución de los cajones y revisar el estado actual del hormigón (tras un periodo de exposición variable entre 2 y 31 años), se ha realizado una serie de ensayos encaminados a caracterizar el hormigón y a determinar la penetración de cloruros. Correlacionando estos datos, se ha determinado qué ensayos físicos son los más adecuados para caracterizar la durabilidad del hormigón situados en estos ambientes marinos. A continuación, utilizando estos mismos datos y los recopilados de la revisión bibliográfica realizada, se ha desarrollado un modelo de penetración de cloruros en el hormigón, adaptado a cada uno de los dos ambientes, y se ha obtenido el coeficiente de eficacia de las adiciones minerales, en cuanto a impermeabilidad a los cloruros. Finalmente, se ha llevado a cabo un estudio sobre la influencia del curado con agua de mar sobre las propiedades de hormigones de diferentes calidades.



Nº de páginas: 78
Año de edición: 2009
P.V.P.: 15€

Para conocer de modo fiable el impacto energético y de emisiones de un determinado proyecto hidráulico es necesario aplicar metodologías capaces de analizar de una manera integrada los impactos energéticos de todas las tareas incluidas en el ciclo completo del agua. Estas metodologías, que son de uso común desde hace años en numerosos sectores industriales, son conocidas como "Análisis de Ciclo de Vida" (ACV). Su aplicación viene siendo objeto de normalización internacional (Normas ISO-14040 y derivadas) desde finales de la década de 1990. Los análisis de ciclo de vida tratan de evaluar la totalidad de los efectos ambientales que genera un determinado producto o servicio en las sucesivas etapas de diseño, producción, distribución, utilización y eliminación. En cada etapa se consideran no sólo los efectos directos, sino también los indirectos, esto es, los que se generan a través de la utilización de materias primas, productos semielaborados, servicios auxiliares y, en general, cualquier actividad vinculada al ciclo de vida del producto. En el presente trabajo se trata de obtener una primera aproximación al problema de los consumos de materiales y energía que se generan directa e indirectamente durante la construcción de infraestructuras hidráulicas, con una orientación especial hacia los sistemas dedicados al abastecimiento urbano. Por consiguiente, se tomarán en consideración las infraestructuras más habitualmente utilizadas para esta finalidad, dentro de los intervalos de escala que se suelen presentar en los sistemas urbanos, evitando entrar en la consideración de macroproyectos específica o mayoritariamente orientados al regadío. Las estaciones de tratamiento (desaladoras, desalobradoras, potabilizadoras y depuradoras) quedan fuera del ámbito del presente estudio.



El libro "La ciudad paseable" presenta una serie de recomendaciones para la consideración de los peatones en el planeamiento, el diseño urbano y la arquitectura. El objetivo de esta publicación es ofrecer al lector análisis, argumentos y recomendaciones para una mejor consideración de los peatones en el planeamiento urbanístico y en los proyectos arquitectónicos y se inscribe dentro del más general, de potenciar los desplazamientos urbanos a pie, como medio sostenible, saludable y económico de moverse en las ciudades.

Nº de páginas: 430
Año de edición: 2009
P.V.P.: 30€



Nº de páginas: 189
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

La Guía Técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable da continuidad a una serie de documentos normativos relacionados con obras hidráulicas promovidos desde la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. En concreto, los antecedentes directos de este documento son la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión (2003) y la Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano (2007). La Guía se ha organizado en siete capítulos, incluyendo una introducción en el Capítulo 1. El contenido de la Guía Técnica comprende todo el proceso que atraviesa un depósito en su devenir: diseño (Capítulo 4), construcción (Capítulo 5), aseguramiento de la calidad (Capítulo 6) y explotación (Capítulo 7). Asimismo, se definen los distintos tipos de depósitos (Capítulo 2) y las características básicas que deben cumplir los componentes que constituyen un depósito (Capítulo 3).



Nº de páginas: 128
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

El correcto manejo y procesamiento de los fangos generados en las estaciones depuradoras de aguas residuales es un importante reto tanto económico como medioambiental. El marco legal que regula el destino final de los fangos exige que estos sean tratados para eliminar su naturaleza putrescible y eliminar efectos nocivos, tanto para el medio ambiente como para la salud humana. En definitiva se pretende que el fango presente un grado de estabilización que dependerá del destino final del mismo. El término "estabilización" es uno de los más usados y divergentes, existiendo diferentes normas que establecen criterios dispares para considerar un fango estabilizado. Pero ¿es realmente positivo estabilizar un fango si su destino es el aprovechamiento de sus nutrientes en la agricultura? ¿hasta donde hay que estabilizarlo? ¿qué límite de fracción volátil presenta una buena estabilización?. Así mismo, se hace necesario garantizar las condiciones higiénico-sanitarias en la gestión de los fangos, bien habiéndolos sometido a un proceso de higienización o bien mediante una correcta gestión posterior de los mismos. En este trabajo se aborda el análisis de dos conceptos que se consideran relevantes para la correcta gestión de los fangos generados en una depuradora: estabilidad e higienización. Por otro lado, se pretende transmitir de manera sencilla y asequible la teoría de los procesos de digestión de fangos, a la vez que se acompaña de los resultados prácticos de un trabajo de experimentación. Se han seleccionado para este estudio los siguientes procesos biológicos: digestión anaerobia mesófila y termófila y digestión aerobia termófila. En estos procesos, además de conseguir una reducción de la putrescibilidad, generación de olores y contenido en patógenos, conllevan una eliminación significativa de la masa de fango producida.



Este libro es de sumo interés tanto para el lector especializado como para aquel que se quiera iniciar en el tema. Se compone de dos partes principales, aunque tenga cuatro capítulos; en la primera, con un lenguaje sencillo y asequible, relata cómo nació el sistema constructivo del hormigón armado y describe el proceso que siguieron las primeras patentes. Después se centra ya en su introducción en España y cómo, a través de sus más importantes representantes, se consolida como un sistema líder en la construcción en nuestro país hasta que fue superado, tiempo después, por el hormigón pretensado.

Nº de páginas: 522
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

DIRECCIÓNDirector: **Mariano Navas Gutiérrez**Calle de Alfonso XII, 3
28014 MADRID

- Telf.: 913 357 500
- Télex: 45022 CEDEX E
- Fax: 915 280 354

SECRETARÍASecretario: **Manuel Echeverría Martínez****RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES**Jefe: **Miguel González Portal**

— GABINETE DE FORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN

Jefa de área: **Isabel Vilches Dueñas**

Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTASDirector: **José María Grassa Garrido**Calle Antonio López, 81 • 28026 MADRID
Telf.: 913 357 700 • Fax: 913 357 622**CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS**Director: **Juan Manuel Ruiz García**Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID
Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922**CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE**Director: **Antonio Sánchez Trujillano**Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2
28049 El Goloso (MADRID)
Telf.: 913 357 800 • Fax: 913 357 822**CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS**Director: **Alberto Compte Anguela**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249**LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS
Y MATERIALES**Director: **Rafael Astudillo Pastor**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 400 • Fax: 913 357 422**LABORATORIO DE GEOTECNIA**Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 300 • Fax: 913 357 322**LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD
FERROVIARIA**Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**Calle Julián Camarillo, 30 • 28037 MADRID
Telf.: 913 357 150 • Fax: 913 357 197**CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE
OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)**Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID
Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816

Ingeniería Civil

Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es

Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €**

Extranjero un año: **81,12 €**

Empresa N.I.F. Particular N.I.F.
Nombre Cargo
Dirección
..... Código Postal
Población Provincia
Teléfono Fax E-mail

Formas de Pago

(Elijase solamente una opción)

Domiciliación bancaria (Solamente para cuentas bancarias en España)

Muy Sres. míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la REVISTA INGENIERIA, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Les saluda atentamente

Entidad bancaria
Domicilio entidad
C.P. Localidad Provincia

Entidad	Oficina	D.C.	Núm. de cuenta

Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Cuenta del CEDEX (desde España):

0182 - 2370 - 45 - 0200200574

Cuenta del CEDEX (desde el extranjero):

IBAN: ES6501822370450200200574

SWIFT: BBVAESMM

Cheque nominativo a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Fecha

Firma

El Titular, Fdo.

Enviar a:

Revista **Ingeniería Civil** (PUBLICACIONES)

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del **CEDEX** • c/ Alfonso XII, 3 • 28014 Madrid

desde nuestra página web
www.cedex.es