

# Una metodología racional para el estudio de cimentaciones de estructuras marinas

PABLO MIRA MC WILLIAMS (\*), JOSÉ ANTONIO FERNÁNDEZ-MERODO (\*\*), MANUEL PASTOR PÉREZ (\*), JOSÉ LUIS MONTE SAEZ (\*\*\*), JOSÉ MANUEL MARTÍNEZ SANTAMARÍA (\*\*\*), VICENTE CUÉLLAR MIRASOL (\*\*\*), M<sup>a</sup> EUGENIA MARTÍN BAANANTE (\*\*\*), IGNACIO RODRÍGUEZ SÁNCHEZ-ARÉVALO (\*\*\*\*), JOSÉ DAMIÁN LÓPEZ MALDONADO (\*\*\*\*) y ANTONIO TOMÁS SAMPEDRO (\*\*\*\*)

**RESUMEN** Se presenta una metodología de estudio de cimentaciones marinas. La respuesta en desplazamientos, tensiones y presiones intersticiales se obtiene a partir de una formulación acoplada de elementos finitos. Las cargas de oleaje sobre la cimentación se obtienen mediante un modelo de interacción flujo-estructura de tipo volumen de fluido. La metodología incluye también un modelo constitutivo para materiales granulares basado en la teoría de la plasticidad generalizada capaz de representar fenómenos de licuefacción de arenas sometidas a carga cíclica como los que aparecen frecuentemente en el problemas estudiado. La calibración de este modelo constitutivo requiere una serie de ensayos de laboratorio que se detallan en este trabajo. La metodología se aplica al estudio de la respuesta de la cimentación de un cajón dique rompeolas.

## A RATIONAL METHODOLOGY FOR THE STUDY OF FOUNDATIONS FOR MARINE STRUCTURES

**ABSTRACT** A methodology for the study of marine foundations is presented. The response in displacements, stresses and pore water pressures is obtained from a finite element coupled formulation. Loads due to wave action on the foundation are obtained from a volume of fluid type fluid-structure interaction numerical model. Additionally, the methodology includes a Generalized Plasticity based constitutive model for granular materials capable of representing liquefaction phenomena of sands subjected to cyclic loading, such as those frequently appearing in the problems studied. Calibration of this model requires a series of laboratory tests detailed herein. This methodology is applied to the study of the response of a caisson breakwater foundation.

**Palabras clave:** Dique rompeolas, Cajón, Elementos finitos, Volumen de fluido, Plasticidad generalizada.

**Keywords:** Breakwater, Caisson, Finite elements, Volume of fluid, Generalized plasticity.

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente artículo es divulgar el trabajo de investigación, llevado a cabo entre el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y Puertos del Estado, para mejorar la metodología de análisis de cimentaciones de estructuras marinas sometidas a la acción del oleaje.

El diseño de la cimentación de estructuras marinas es una tarea compleja y multidisciplinar que no ha sido resuelta todavía de forma completa. Se trata de proyectar una cimentación capaz de soportar tanto el peso propio de la estructura como las cargas de oleaje transmitidas a la estructura inte-

raccionando con el fondo marino, la cual presenta dificultades debido a los siguientes factores:

- Caracterización del viento y del oleaje, que son las acciones de cálculo principales, aunque en algunos casos deban considerarse adicionalmente acciones sísmicas.
- Obtención de las fuerzas ejercidas sobre la estructura y transmitidas a la cimentación.
- El acoplamiento del agua intersticial de los suelos de la cimentación tanto con el esqueleto sólido como con el agua del mar.
- La dificultad de predecir el comportamiento de los suelos sometidos a un número elevado de ciclos de carga.

Respecto de las acciones, hay que resaltar que son en general difíciles de describir de forma determinista, siendo necesario realizar un análisis estadístico tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia. Aquí hay que distinguir entre el análisis de la deformabilidad de la cimentación a largo plazo, basada en considerar regímenes de oleaje, y la rotura bajo cargas excepcionales basada en el estudio de los regímenes de temporales.

(\*) Grupo M2i CEDEX-Universidad Politécnica de Madrid.

(\*\*) Instituto Geológico y Minero. Grupo M2i CEDEX-Universidad Politécnica de Madrid.

(\*\*\*) Laboratorio de Geotecnia, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

(\*\*\*\*) Puertos del Estado.

En el primer caso, deformabilidad a largo plazo de la cimentación, el problema a estudiar consiste en la acumulación de deformaciones plásticas y evolución de los asientos consecuencia de éstas.

En el segundo caso, el objetivo es obtener las condiciones bajo las que tendrá lugar la rotura de la cimentación, que puede producirse como consecuencia de las fuerzas causadas por una ola excepcional o por la acción acumulada del oleaje durante un temporal.

La respuesta del suelo frente a un elevado número de ciclos de carga es todavía un tema objeto de investigación, a pesar de los avances que se han producido en las últimas décadas en el área de la modelización constitutiva. En especial, el caso de la acumulación de deformaciones plásticas bajo un gran número de ciclos de carga presenta una dificultad importante, similar a los encontrados en el diseño de plataformas ferroviarias y carreteras.

Existe un acoplamiento importante entre el agua y el esqueleto sólido del suelo. Las presiones intersticiales generadas pueden causar licuefacción, y como consecuencia de ésta, puede llegarse a la rotura de la cimentación. La licuefacción puede producirse en las capas superiores del fondo marino como consecuencia del oleaje, y algunos autores atribuyen un papel importante a este fenómeno en la rotura de diques verticales en los que el material licuado fue erosionado. Este acoplamiento existe también en los diques de escollera, debido al flujo turbulento del agua en su interior producido por el oleaje. Este aspecto ha sido escasamente estudiado.

El objeto de este trabajo ha sido presentar una metodología racional de análisis basada en el uso de modelos: (i) matemáticos, para describir el acoplamiento fluido-esqueleto del suelo, (ii) constitutivos, para describir el comportamiento del suelo bajo carga cíclica y dinámica, especialmente la licuefacción, y (iii) numéricos, donde se implementen los modelos matemáticos y constitutivos, que puedan ser empleados como herramientas de predicción.

## 2. MODELO MATEMÁTICO

Tradicionalmente los problemas de Geotecnia y Mecánica de Suelos han sido resueltos suponiendo o bien que el suelo está totalmente seco o bien que el suelo está totalmente saturado. El concepto de tensión efectiva propuesto por [Terzaghi, 1936] es anterior pero el primer modelo matemático que describió el acoplamiento entre el esqueleto sólido y el fluido intersticial fue propuesto por [Biot, 1941,1955]. [Ghaboussi y Wilson, 1972] fueron los primeros en proponer un modelo numérico utilizando la técnica de los elementos finitos para resolver las ecuaciones de Biot. Más tarde [Zienkiewicz y Bettess, 1982] reformularon el modelo de manera más sencilla denominada formulación  $u-p_w$ . Esta formulación supone que el efecto de las altas frecuencias es despreciable, por lo que su rango de aplicación es algo menor que el de la formulación de Ghaboussi y Wilson. Versiones posteriores extendieron la teoría a materiales no lineales y a grandes deformaciones siendo de destacar el trabajo del profesor Zienkiewicz y su equipo en la Universidad de Swansea.

La formulación  $u-p_w$  que describe el acoplamiento de la matriz sólida y del fluido intersticial puede ser adaptada a medios no saturados suponiendo que las variaciones de presión de aire o gas despreciables. Una formulación completa con tres fases (sólido-fluido intersticial-gas intersticial) puede ser derivada también a partir de la Teoría de Mezclas.

En general los suelos marinos están saturados, por lo que el modelo matemático adoptado y presentado a continuación describe el comportamiento hidromecánico no lineal de un

medio deformable y poroso como constituido por una mezcla de dos fases: sólida y líquida. En algunos casos pueden existir burbujas de gas ocluidas en los poros, que contribuyen a aumentar la deformabilidad volumétrica del fluido intersticial. En este caso, esta aproximación es suficiente.

El sistema de ecuaciones diferenciales en que está basado el modelo está constituido por las siguientes ecuaciones:

- a) Ecuación de balance de cantidad de movimiento que representa el equilibrio dinámico de la mezcla sólido-fluido intersticial. En esta ecuación aparecen entre otros un término de tensiones efectivas y otro de presiones intersticiales. La deformación del esqueleto sólido se debe a la reorganización de los granos y solo depende de la tensión efectiva  $\sigma'$ . Por lo tanto se está estableciendo equilibrio entre tensiones totales por un lado y fuerzas externas y de inercia por otro.
- b) Combinación de la ecuación de conservación de masa de fluido intersticial y de la ecuación de equilibrio dinámico de dicho fluido
- c) Ecuación constitutiva: Aunque el modelo constitutivo se describe con más detalle en el apartado 4, esta ecuación relaciona los cambios de tensión efectiva  $d\sigma'$  y los cambios de deformación total
- d) **Ecuación cinemática:** Es la ecuación que relaciona desplazamientos y deformaciones.

## 3. MODELO NUMÉRICO

Para la modelización numérica del problema se ha utilizado un modelo de elementos finitos formulado en desplazamientos y presiones intersticiales en el que se han considerado despreciables los efectos las aceleraciones de las estructuras, cimentaciones y suelo involucrados en el modelo y por tanto de las fuerzas de inercia, asociadas.

Los cálculos presentados en la sección 7 en este trabajo han sido realizados con el programa GeHoMadrid. GeHoMadrid es un programa de elementos finitos en 2D y 3D para la solución de problemas de mecánica del sólido deformable, en especial los de ámbito geotécnico que ha sido elaborado en colaboración entre el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y la Universidad de Hohai en Nanking, China. El programa está capacitado para resolver problemas estáticos, de consolidación y dinámicos de tipo lineal y no lineal.

Las cargas de oleaje durante el temporal han sido calculadas y facilitadas al CEDEX por Puertos del Estado con el modelo numérico MARIFE (Modelo Avanzado Rans para la Interacción Flujo-Estructura) desarrollado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. Es un modelo bidimensional en diferencias finitas con cálculo de superficie libre con técnicas VOF que permite simular cualquier oleaje y su interacción con cualquier geometría y tipología de obra marítima (diques verticales, en talud, tipo Jarlan, etc). Exceptuando los aspectos que involucran al aire, incluye todos los procesos que tienen lugar en la interacción flujo estructura: reflexión, rebase, flujo a través de la escollera, rotura.

## 4. MODELO CONSTITUTIVO

La elección del modelo constitutivo es un aspecto clave para conseguir una buena aproximación. El problema que se presenta es que la ecuación constitutiva debe de ser capaz de reproducir el comportamiento del suelo bajo carga cíclica así como fenómenos tales como la licuefacción. Los modelos más frecuentemente empleados en los cálculos habituales realiza-

dos en geotecnia pueden dar lugar a errores, que pueden ser importantes en el caso de fondos granulares. Entre estas limitaciones, las más importantes son las siguientes:

1. Los modelos tipo Von Mises, Drucker-Prager, etc. no se pueden reproducir deformaciones plásticas o aumentos de presión intersticial bajo trayectorias de tensiones tales como carga hidrostática o edométrica, por ejemplo.
2. Los modelos de tipo "Cam-Clay", en el caso de suelos arenosos sueltos, no pueden predecir la licuefacción bajo carga monótona no drenada.
3. Todos los modelos basados en la teoría clásica de la plasticidad no permiten reproducir las deformaciones plásticas que aparecen bajo cargas cíclicas, debido a que tras un primer ciclo de aplicación de carga, los ciclos siguientes tienen lugar en el interior de la superficie de fluencia, y por lo tanto las deformaciones son elásticas.

#### 4.1. UN MODELO DE PLASTICIDAD GENERALIZADA PARA SUELOS GRANULARES

Una forma de evitar los problemas descritos, se plantea el uso de la teoría Generalizada de la Plasticidad, la cual amplía la ley de la plasticidad con objeto de alcanzar un marco donde se puedan introducir deformaciones plásticas dentro de la superficie de fluencia.

La teoría de la plasticidad generalizada, fue introducida por Zienkiewicz y Mroz y desarrollada por Pastor, Zienkiewicz, Leung y Chan para reproducir el comportamiento de suelos bajo carga cíclica. Para la modelización constitutiva del suelo del fondo marino, se ha utilizado en este trabajo un modelo capaz de reproducir los aspectos fundamentales del comportamiento de suelos granulares bajo carga cíclica propuesto por Pastor, Zienkiewicz y Chan [Pastor et al, 1990], basado en la Teoría Generalizada de la plasticidad. Detalles y referencias sobre esta teoría y su aplicación a modelos constitutivos

para suelos pueden encontrarse también en [Zienkiewicz et al, 1999].

Se trata de un modelo no asociado con 12 parámetros, para definir las distintas componentes del mismo: propiedades elásticas, módulo plástico en carga y descarga, vector de flujo plástico y tensor de la dirección de carga.

Como ejemplo de la capacidad del modelo para reproducir la licuefacción bajo carga cíclica, se muestran en la Figura 2 los resultados experimentales de Castro y las predicciones del modelo propuesto.

#### 5. COMPORTAMIENTO DE LA ARENA DE VALENCIA: ENSAYOS DE LABORATORIO

Para realizar un análisis lo más representativo posible del comportamiento de una cimentación de una obra marítima se consideró conveniente estudiar un problema específico y caracterizar geotécnicamente la arena existente en un Puerto de España, en este caso la arena estudiada fue la facilitada por la Autoridad Portuaria de Valencia.

La caracterización, en laboratorio, de un suelo frente a la acción de cargas dinámicas requiere realizar ensayos estáticos y dinámicos, además de ensayos de identificación. Los ensayos dinámicos deben realizarse con frecuencias análogas a las que previsiblemente tengan las acciones, con una duración lo más similar a la realidad.

La arena de Valencia se describe como una "arena de playa depositada próxima al cauce del río"; por lo tanto, corresponde geológicamente a un depósito del Holoceno. Está mayoritariamente constituida por cuarzo y, en menor proporción, por feldespato, lo que indica que, aunque en la actualidad constituya una zona de playa, su origen debe situarse en formaciones más antiguas, como areniscas del Bunter o rocas granitoideas que habrían sufrido un proceso de erosión y transporte de los tamaños arenosos hasta el mar.

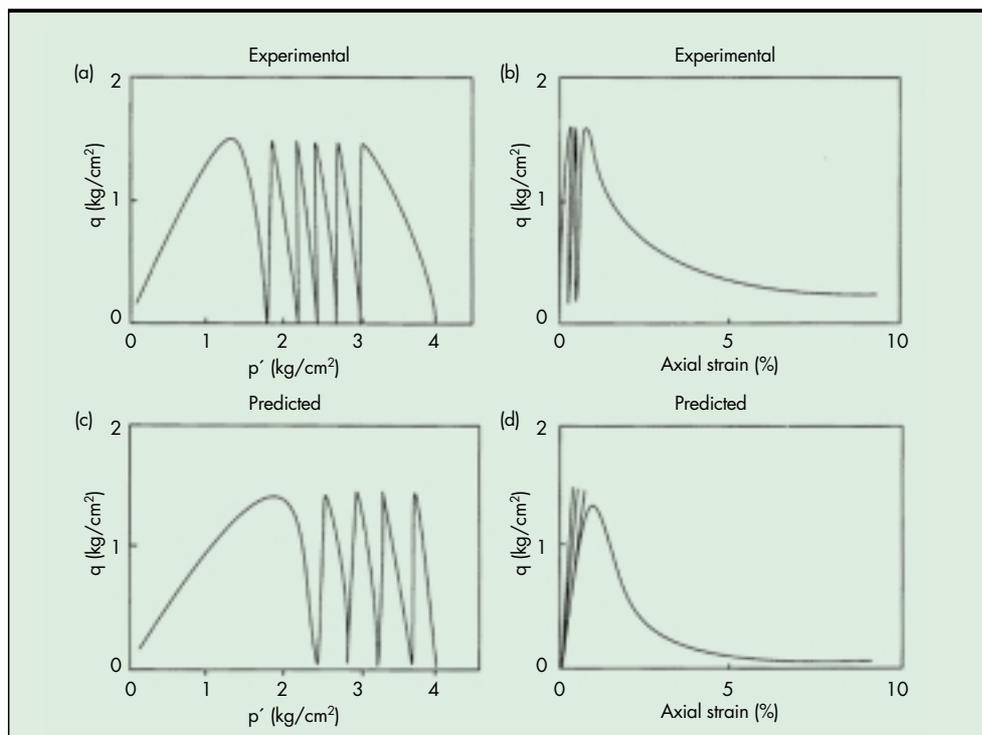


FIGURA 1. Licuefacción de arena de Banding (datos de Castro, 1969 y predicciones de Pastor, Zienkiewicz y Chan 1990).

Peso Especifico	Densidad (seca)	Índice huecos	Arenas (%)	Arcillas (%)	Limos (%)
2,68gr/cm <sup>3</sup>	1,3 – 1,63 gr/cm <sup>3</sup>	0,644 – 1,06	~70%	5%	15 % – 20 %

TABLA 1.

Densidad Seca	Presión lateral efectiva	Presión lateral total	Presión en cola
1,48 gr/cm <sup>3</sup>	6 kg/cm <sup>2</sup>	12 kg/cm <sup>2</sup>	6 kg/cm <sup>2</sup>

TABLA 2.

	Monotónico A	Monotónico B	Cíclico A	Cíclico B
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1,53	1,47	1,51	1,48
Densidad relativa (%)	75%	58%	68%	60%

TABLA 3.

Los principales resultados de los ensayos realizados se muestran a continuación:

### 5.1. ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN (TABLA 1)

Se considero que esta existencia de “finos” constituía una diferencia importante con respecto a los suelos arenosos mayoritariamente documentados en la literatura técnica. La presencia y naturaleza de “finos” en un suelo arenoso influye de forma muy significativa en su comportamiento geotécnico por acciones estáticas o dinámicas.

### 5.2. ENSAYOS ODOMÉTRICOS

El coeficiente de compresión edométrica aumentaba progresivamente en cada escalón de carga, con un valor del orden de  $C_c = 0,02$ , en el escalón entre 0,2 y 0,1 kg/cm<sup>3</sup> y del orden de  $C_c = 0,086$ , para el escalón entre 6 y 10 kg/cm<sup>2</sup>. En las curvas se apreciaba que la rama de consolidación secundaria estaba claramente definida, con un valor del coeficiente  $c_\alpha = 7 \times 10^{-4}$ .

### 5.3. ENSAYOS TRIAXIALES CU Y CD (TABLA 2)

Se prepararon tres muestras con iguales características (mostradas en la tabla). Sobre dos de las cuales se realizó un ensayo CU, donde se midió una presión intersticial positiva del orden de 3,4 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzando el desviador un valor del orden de 8,2 kg/cm<sup>2</sup>. Sobre la otra probeta se realizó un ensayo lento (CD) alcanzando el desviador un valor del orden de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Representados los círculos de Mohr en el estado de rotura, se calcularon valores de los parámetros cohesión y ángulo de rozamiento interno del orden de 1 kg/cm<sup>2</sup> y 30° respectivamente. Pero dado el alto valor de la presión de confinamiento lateral con el que se realizaron los ensayos, se consideraron como más representativos un valor del parámetro de cohesión nulo y un valor del ángulo de rozamiento interno equivalente del orden de 34°.

### 5.4. ENSAYOS TRIAXIALES SEGÚN TRAYECTORIA DE TENSIONES

Estos ensayos se realizaron en un equipo servo-controlado, que permitía actuar sobre la probeta mediante la aplicación de una fuerza o un desplazamiento:

- En el primer caso (ensayos cíclicos) se establece una “velocidad” de aplicación del incremento de la fuerza, midiéndose la deformación vertical de la probeta y la evolución de la presión intersticial generada durante los procesos de carga y descarga.
- En el segundo (ensayo monotónicos), se aplicó una velocidad de deformación constante midiéndose la magnitud del desviador y la presión intersticial generada, parándose el ensayo al alcanzarse una deformación vertical del orden del 18%.

Se realizaron cuatro ensayos, dos “monotónicos” y dos ciclos de carga y descarga, siendo las muestras preparadas tal y como describe la Tabla 3.

Las muestras se consolidaron a una presión efectiva de 1 kg/cm<sup>2</sup>, que se mantuvo constante durante cada ensayo.

### 5.5. ENSAYOS DE CORTE SIMPLE DINÁMICOS

El objeto de los ensayos era obtener una primera apreciación del comportamiento de la arena bajo acciones dinámicas. Para ello se realizó la medida de fuerzas y desplazamientos en la dirección vertical y horizontal sobre la superficie superior de la probeta, una vez programado o bien mantener un forzamiento de la carga vertical constante, o bien mantener la altura (volumen) de la probeta constante.

Todas las muestras se prepararon con una densidad seca del orden de 1,54 gr/cm<sup>3</sup>, y la frecuencia adaptada fue de 0,1 Hz, manteniéndose la probeta de suelo sumergida en agua durante todo el tiempo del ensayo.

### 5.6. ENSAYOS TRIAXIALES DINÁMICOS

El programa de ensayos triaxiales dinámicos se estableció con criterios análogos al de los ensayos de corte simple dinámico, consolidándose todas las muestras a una presión efectiva de 1 kg/cm<sup>2</sup>, que se mantuvo constante durante todo el ensayo y que correspondía, por tanto, a la presión de confinamiento lateral.

En cuatro de los cinco ensayos realizados, el desviador (carga dinámica) se aplicó a partir del estado de consolidación isotropa. En el quinto ensayo se aplicó, previamente, un valor prefijado del desviador y, desde ese estado tensional anisotrópico inicial, se procedió a aplicar la carga dinámica.

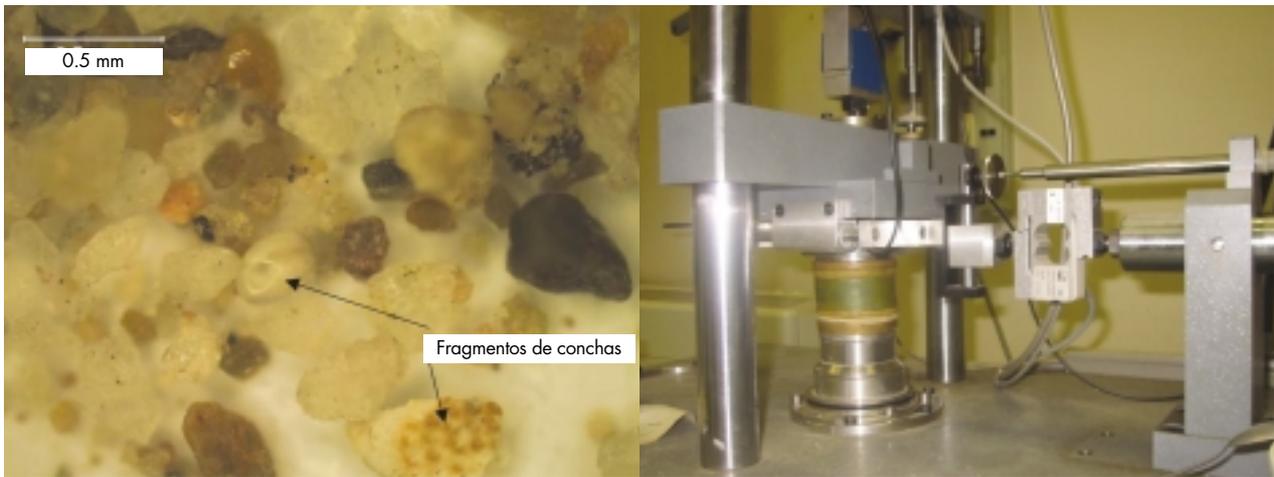


FIGURA 2. Detalle arena de Valencia con presencia de fragmentos de conchas y del equipo de corte simple dinámico.

### 6. CALIBRACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO

Los resultados de los ensayos descritos anteriormente (sobre todo los ensayos dinámicos, que hoy aún están lejos de ser ensayos rutinarios normalizados) no suelen ser únicos ya que dependen de la forma de la toma de muestras y, de los procedimientos con los que se preparan. Por esta razón, la calibración del modelo constitutivo ha sido realizada con el ensayo que se ha considerado más representativo, en este caso se ha empleado finalmente un ensayo triaxial cíclico no drenado, sobre una muestra de la mostrada en la Tabla 4.

El ensayo se realiza con control de deformación y controlando también los valores del desviador máximo ( $q_{max}$ ) y desviador mínimo ( $q_{min}$ ) tolerados durante los ciclos de carga y descarga.

La Figura 3 muestra la comparación de los resultados calculados en base al modelo calibrado con los obtenidos experimentalmente. Las curvas  $p'-q$  (presión efectiva-tensión desviadora) y  $p'-E1$  (presión efectiva-deformación axial) muestran el comportamiento cíclico del material. Se observa cómo, debido a la condición no drenada, la presión efectiva  $p'$  disminuye a lo largo del ensayo. La presión efectiva no al-

Densidad Seca	Índice Poros	Densidad Rel.	Presión Confinamiento.	$q_{max}$	$q_{min}$
1,49 gr/cm <sup>3</sup>	0,80	63%	100 kPa	40 kPa	-40 kPa

TABLA 4.

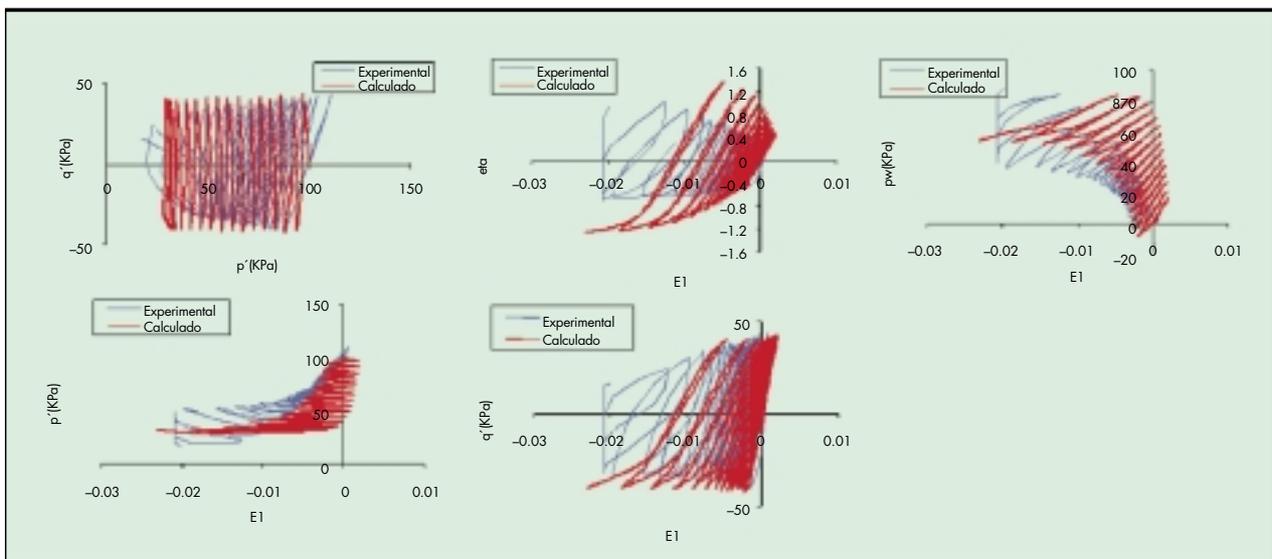


FIGURA 3. Comparación entre resultados calculados y experimentales del ensayo cíclico no drenado 3.

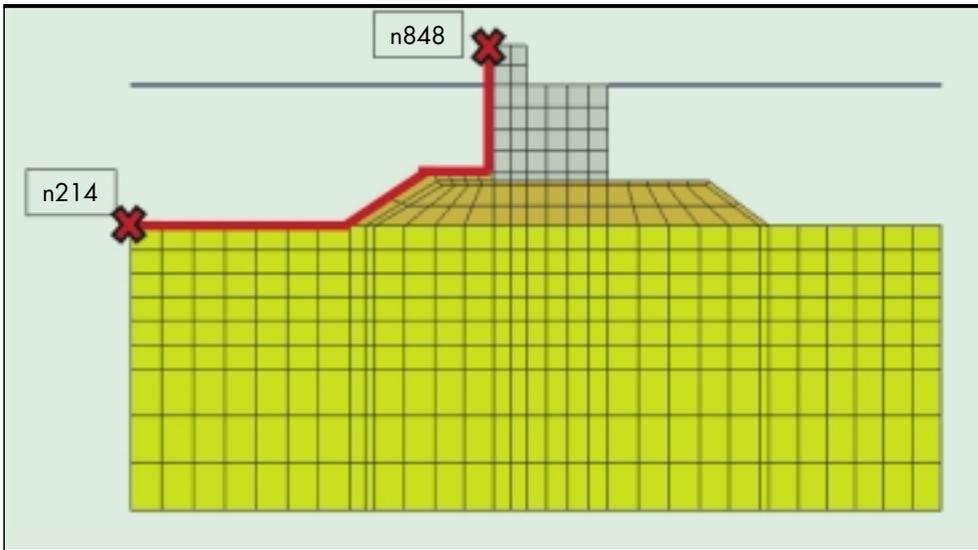


FIGURA 4. Malla de elementos finitos del cajón analizado.

canza el valor  $p'=0$  correspondiente a una licuefacción total sino que alcanza un valor mínimo  $p'_{min}=30$  kPa aproximadamente. La forma de la curva alrededor de este valor indica un comportamiento de tipo “movilidad cíclica” característico de los ensayos no drenados cíclicos con arenas medianamente densas o densas.

### 7. APLICACIÓN: ANÁLISIS DE LA LICUEFACCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN CAJÓN DIQUE ROMPEOLAS

En este apartado se presenta un ejemplo de aplicación con el objeto de confirmar la validez de la metodología propuesta en este estudio. Se trata del caso bidimensional de un cajón dique rompeolas apoyado sobre una banqueta y cimentación sometido a una carga cíclica de oleaje durante un temporal. Se han considerado despreciables los efectos de las fuerzas de inercia.

Con este ejemplo de aplicación no se trata de resolver una situación real y concreta ya que, la carga cíclica debida a oleaje no corresponde a ningún temporal en particular; la geometría considerada ha sido la de un cajón dique rompeolas del puerto de Tarragona y el material de cimentación considerado ha sido “la arena de Valencia” estudiada en los apartados anteriores. El único objetivo es el de presentar los resultados de la nueva metodología propuesta para el estudio de cimentaciones de estructuras marinas.

En la Figura 4 se da la malla de elementos finitos empleada. En una primera etapa se realizó un análisis estático con el fin de calcular las tensiones y presiones intersticiales iniciales en todo el dominio. Las tensiones y presiones intersticiales calculadas corresponden a un estado de equilibrio geostático e hidrostático.

Las presiones intersticiales así como la sobrecarga hidrostática han sido calculadas mediante el programa MARIFE, para todos los nodos de la superficie definida en la figura 4 y son introducidas como datos en el programa GeHoMadrid.

La Figura 5 representa los contornos de sobrepresión intersticial (sobrepresión respecto de la presión hidrostática) a lo largo del temporal. Se dibuja también la posición del nivel del mar en el instante considerado.

Un indicador o marcador de la licuefacción es la fracción  $p'/p'_0$  (presión efectiva dividida por presión efectiva inicial) cuyo valor es 1 en el instante inicial y 0 cuando el material está totalmente licuado. En la Figura 6 puede observarse cómo se inicia la licuefacción bajo las dos esquinas de la banqueta de escollera. Estas dos zonas son las más vulnerables ya que las tensiones efectivas iniciales son las más pequeñas y cercanas a 0. Puede observarse también cómo los dos frentes van propagándose bajo el cajón primero de forma rápida y superficial y después de forma lenta cuando las tensiones efectivas iniciales son más grandes. La licuefacción de las zonas próximas a las esquinas de la banqueta de escollera pro-

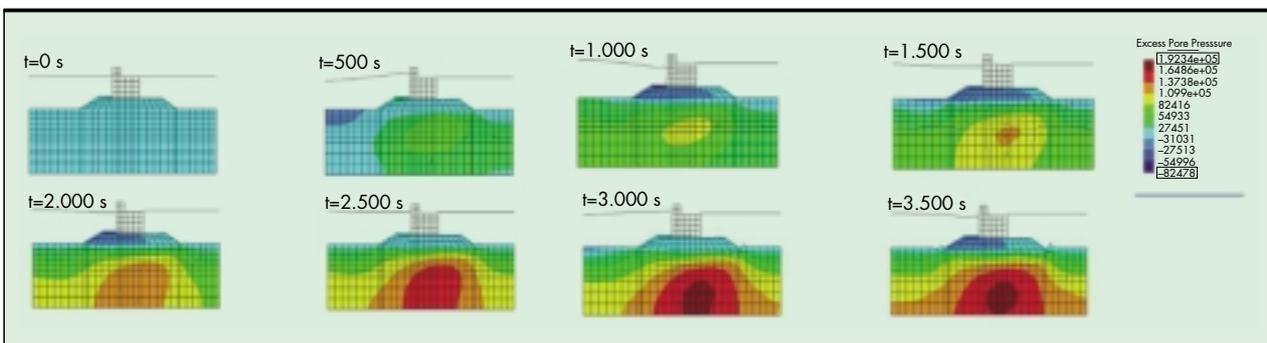


FIGURA 5. Contornos de sobrepresión intersticial (en kPa) durante el temporal.

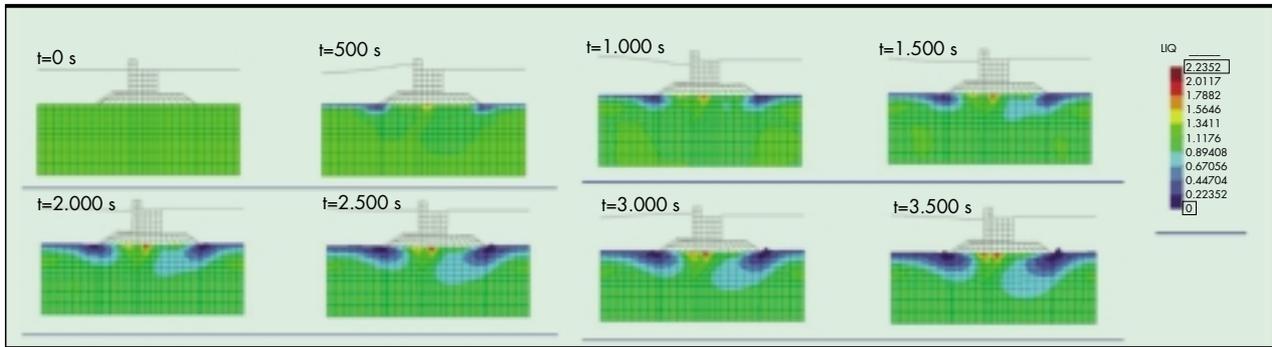


FIGURA 6. Contornos de  $p'/p_0$  durante el temporal.

duce una redistribución de las tensiones en la cimentación reduciendo las dimensiones de la zona de material con capacidad portante.

En cuanto a las deformaciones, las Figuras 7 y 8 muestran el contorno del módulo así como la dirección de los desplazamientos en el instante  $t=3500$  seg. Se observa cómo asienta el

cajón, la zona de la cimentación afectada bajo la plataforma de escollera es bastante superficial. Por otra parte los desplazamientos máximos, que llegan a ser de más de 3.5 metros corresponden a las zonas próximas a las esquinas de la banqueta dónde se ha producido licuefacción total y coinciden con las deformaciones plásticas equivalentes superiores al 10%

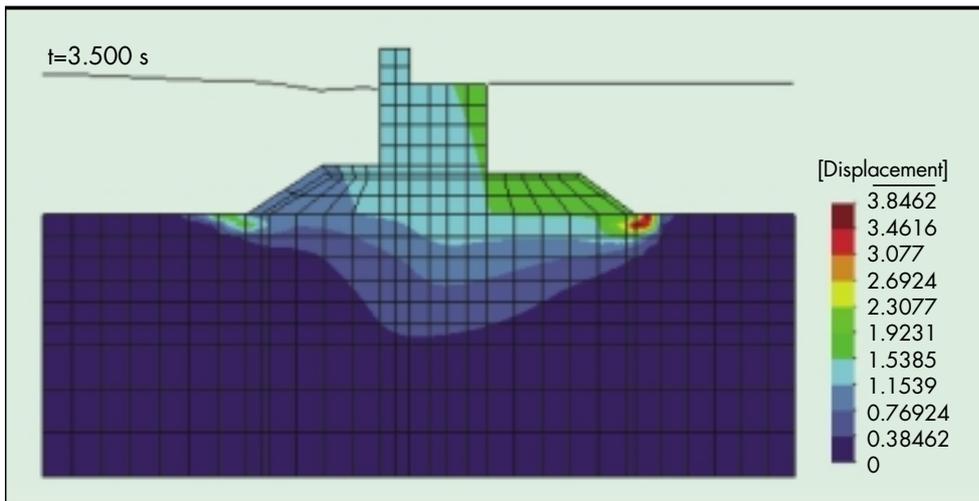


FIGURA 7. Contornos del módulo de desplazamientos al final del temporal.

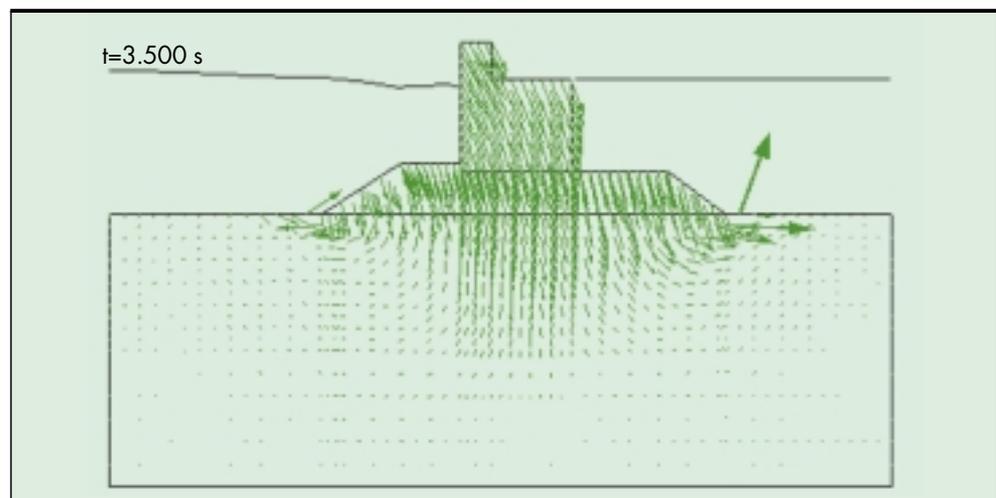
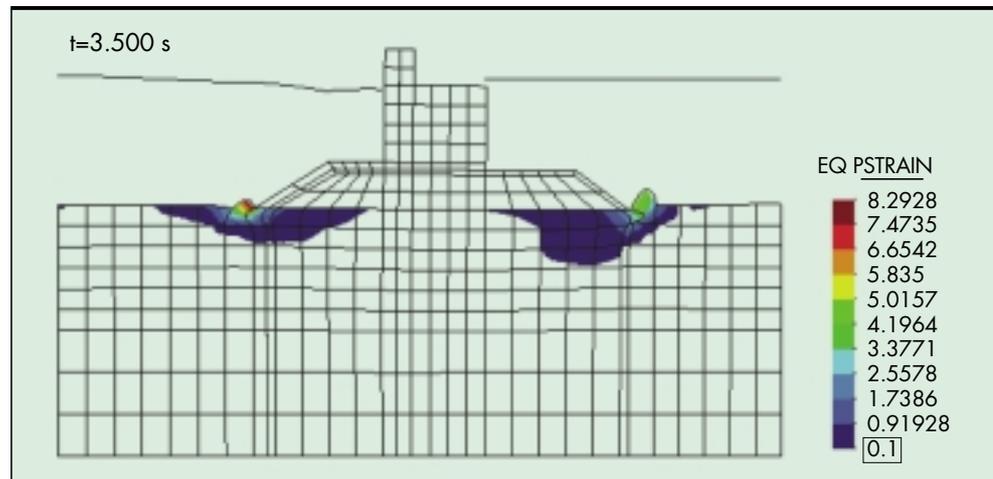


FIGURA 8. Vectores desplazamientos al final del temporal.



**FIGURA 9.** Contornos de deformación plástica equivalente al final del temporal.

dibujadas en la Figura 9. En estas zonas se produce socavación, erosión del fondo, el material deja de ser sólido para convertirse en un material licuado.

Finalmente, se realiza un estudio de estabilidad tras el temporal, analizando tanto la disipación de presiones intersticiales como las deformaciones del suelo producidas en el proceso.

## 8. CONCLUSIONES

Como conclusiones, cabe señalar que el diseño de estructuras marinas debe tener en cuenta la pérdida de capacidad portante del suelo que puede llegar a licuefacción en el caso de cimentaciones en materiales granulares. El comportamiento cíclico no drenado de estos materiales que tienden a compactar cuando están en estado suelto o medianamente denso provoca un aumento de la presión del agua intersticial y una disminución de las tensiones efectivas. Esta situación es frecuente, pues los depósitos litorales superficiales habitualmente corresponden a suelos en estado blando o flojo y los rellenos normalmente se realizan por vertido en el agua. En el caso límite el material pierde sus propiedades resistentes y se comporta como un fluido. La acción cíclica de un fuerte oleaje sobre una estructura marina como en el caso de cajones diques rompeolas puede inducir una pérdida de la capacidad portante de la cimentación y provocar un fallo de la estabilidad global.

Para modelar adecuadamente este problema, incluyendo los factores mencionados, se ha desarrollado una nueva metodología que combina los siguientes ingredientes:

- Formulación de elementos finitos, acoplada en desplazamientos y presiones intersticiales, capaz de representar las variaciones de presión intersticial, asociadas al fenómeno de licuefacción.
- Un modelo constitutivo definido en el marco de la Teoría de Plasticidad Generalizada capaz de representar el comportamiento de suelos granulares bajo carga cíclica.
- Una serie de ensayos de laboratorio para la calibración del modelo determinando los parámetros que lo definen.
- Un modelo numérico basado en el método VOF (Volume of Fluid) para la simulación de fenómenos de interacción fluido-estructura que proporcionaría las cargas de oleaje sobre la estructura, cargas en las que se basaría el cálculo del modelo de elementos finitos del apartado a).

Los cálculos presentados en este trabajo permiten comprobar que el modelo desarrollado capta adecuadamente los as-

pectos esenciales del fenómeno, constituyendo una potente herramienta para el estudio de cimentaciones de estructuras marinas.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- [Biot, 1941] Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.*, 12, 155-164.
- [Biot, M.A. (1955)] Biot, M.A. (1955). Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. *J. Appl. Phys.*, 26, 182-185.
- [Castro, 1969] Castro, G. (1969). "Liquefaction of Sand". PhD Thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.
- [Ghaboussi y Wilson, 1972] Ghaboussi, J. y Wilson, E.L. (1972). Variational formulation of dynamics of fluid-saturated porous elastic solids. *J. Engng. Mech. Div. ASCE*, 98, 947-963.
- [López-Querol et al, 2008] Lopez-Querol, S; Fernandez-Merodo, JA; Mira, P; Pastor, M, (2008): Numerical modelling of dynamic consolidation on granular soils. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 32 (12):1431-1457.
- [Manzanal, 2008] Manzanal D., (2008) Modelo constitutivo basado en la Teoría Plasticidad Generalizada con incorporación de parámetros de estado para arenas saturadas y no saturadas. Tesis doctoral ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid
- [Pastor et al, 1990] Pastor M., Zienkiewicz O. C. Y Chan A.H.C., (1990) « Generalized plasticity and the modelling of soils behaviour », *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech*, n°14, p. 151-190.
- [Terzaghi, 1936] Terzaghi, K.(1936). "The shear resistance of saturated soil", 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Cambridge, 54-56.
- [Zienkiewicz, y Bettess, 1982] Zienkiewicz, O.C. y Bettess, P. 1982. Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions : general formulation and validity of various simplifying assumptions. G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz (eds.) *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*. Wiley, New York, 1-16.
- [Zienkiewicz et al 1999] Zienkiewicz, O.C. Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. & Shiomi, T. (1999). "Computational Geomechanics". John Wiley & Sons.