



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

8ª SESIÓN PILOTES DE GRAN DIÁMETRO

Con la colaboración del



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Madrid, 2008

**JORNADAS TÉCNICAS
SEMSIG-AETESS**

8ª Sesión

PILOTES DE GRAN DIÁMETRO

Con la colaboración del

**COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS**

Madrid, 27 de Febrero de 2008

EDITA: AETESS
Goya, 23
28001 Madrid
e-mail: aetess@aetess.com

IMPRIME: Visagrafic, S.L.
Tel.-fax: 91 739 88 75
e-mail: visagrafic@telefonica.net
D. legal: M-30566-2008
ISBN: 978-84-612-4940-4

Presentación

Con la «Jornada sobre Pilotes de gran diámetro», continuamos con la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS) comenzamos hace ocho años.

Durante este tiempo, hemos desarrollado los temas de «Pilotes para la edificación», «Muros pantalla en ámbito urbano», «Micropilotes», «Mejora del terreno mediante inyecciones y *jet-grouting*», «Anclajes», «Técnicas de mejora del terreno», «Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares»; por último, este de «Pilotes de gran diámetro».

En el transcurso de estos años hemos contado con el apoyo de organismos públicos y empresas privadas que han alentado nuestra iniciativa y colaborado con nosotros para hacer de estos encuentros un foro de discusión donde se reúnen anualmente los profesionales de la Ingeniería del terreno interesados en poner en común, actualizar y discutir los aspectos más importantes desarrollados en torno a la diferentes técnicas que se utilizan actualmente en obras civiles y edificación.

En estos años, la acogida de estas Jornadas entre los profesionales dedicados a la Geotecnia ha superado favorablemente nuestras expectativas, lo que provoca en ambas Sociedades la grata sensación del deber cumplido, pues es la promoción de nuestra profesión y su corpus científico técnico uno de nuestros principales objetivos.

Así pues, queremos agradecer su participación a todas las personas que han colaborado en estas Jornadas y animarles a estar con nosotros en las futuras actividades que ambas Sociedades organicemos.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 27 de febrero de 2008.

César Sagaseta Millán
PRESIDENTE DE SEMSIG

José María Echave Rasines
PRESIDENTE DE AETESS

Introducción

El presente libro constituye la Memoria de la «Jornada sobre Pilotes de gran diámetro», organizada por el Comité Mixto SEMSIG-AETESS, que tuvo lugar en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en Madrid, el 27 de febrero de 2008.

Continuando con la serie de Jornadas Técnicas organizadas entre SEMSIG y AETESS, el 27 de febrero se celebró en Madrid la 8ª de estas sesiones, dedicada en esta ocasión a «Pilotes de gran diámetro», para la que se contó con el patrocinio de la Dirección General de Carreteras y la colaboración del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

José Luis Elvira Muñoz, Director Técnico de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, inauguró el acto, acompañado por los Presidentes de la Sociedades organizadoras: don José María Echave Rasines (AETESS) y don César Sagaseta Millán (SEMSIG), quien presidió la Mesa de Diseño que tuvo lugar en torno a las ponencias del Profesor don Carlos Oteo Mazo, Catedrático de la Universidade da Coruña, que desarrolló la conferencia titulada «Algunas consideraciones sobre el diseño y construcción de pilotajes de gran diámetro», y de don José Luis García de la Oliva, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos de CEDEX, que presentó una ponencia-resumen sobre los trabajos llevados a cabo para la realización del documento «Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de pilotes y pantallas *in situ*», desarrollado en 2006 entre el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y AETESS.

La segunda Mesa, dedicada a la «Ejecución de trabajos especiales», estuvo presidida por don Juan Luis Ríos González, Director Gerente de la empresa Pilotes Posada, que expuso los diferentes casos prácticos, por orden: «Pilotes en obras marítimas», desarrollada por don José Hernández Rebollo (Terratest) en base al texto de don Rafael Castellanos Maroto (Terratest); «Pruebas de carga estáticas-bidireccionales en pilotes de gran diámetro», por don Gerardo Marote Ramos (Terrabauer) y Juan Balderas Meca (Rodio); «Pilas pilotes y centrado de pilares», por don Miguel Ángel de Juan García (Kronsa), y finalmente, «Pantallas de pilotes secantes de gran diámetro», por don Pedro Arozamena Cagigal (Geocisa).

Ambas Mesas fueron seguidas de sendos debates cuya transcripción se ha recogido en la presente Memoria.

La sesión la clausuró don José María Echave Rasines con un resumen de las intervenciones y el agradecimiento a ponentes y asistentes por su participación en esta «8ª Jornada Técnica sobre Pilotes de gran diámetro».

Índice

PRIMERA SESIÓN: DISEÑO Y CONTROL

Algunas consideraciones sobre el diseño y construcción de pilotajes de gran diámetro	15
D. Carlos OTEO MAZO (Universidad de Coruña)	
1. • Introducción	15
2. • Sobre la resistencia del terreno	16
3. • Sobre el o los coeficientes de seguridad	19
4. • Sobre el tope estructural	21
5. • Sobre la influencia de capas blandas próximas	22
6. • Influencia del diámetro del pilote	27
7. • El pilote como penetrómetro	27
8. • Otros problemas	29
9. • Pilotes hincados de gran diámetro	30
10. • Conclusiones	32
11. • Bibliografía	32
Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de pilotes y pantallas <i>in situ</i>	35
D. José Luis GARCÍA DE LA OLIVA (CEDEX)	
D. Fernando SÁNCHEZ DOMÍNGUEZ (EUROCONSULT)	
1. • Presentación del documento	35
2. • Estructura del documento	36
3. • Datos sobre la cimentación previos a la realización de ensayos	36
4. • Método recomendado	36
5. • Porcentaje de pilotes a ensayar en obra	37
6. • Problemas de construcción	37
7. • Análisis de defectos con los métodos de control	38
8. • Inspecciones complementarias-reparaciones	39
9. • Transparencia sónica	39
10. • Técnicas de eco y de impedancia mecánica	41
11. • Anexos	41
12. • Conclusiones	41
Mesa Redonda sobre Diseño y Control	45

**SEGUNDA SESIÓN:
EJECUCIÓN**

Pilotes en obras marítimas	55
D. Rafael CASTELLANOS MAROTO (TERRATEST)	
1. • Introducción	55
2. • Estructuras proyectadas	55
3. • Características geotécnicas	56
4. • Tipología de cimentación	58
5. • Trabajos previos	58
6. • Ejecución de pilotes	58
6.1. • Perforación	58
Desde el Muelle	58
Desde Pontona	60
6.2. • Colocación de armadura y camisa perdida	61
Hormigonado	61
Rendimientos de ejecución	62
Ensayos de integridad	63
 Pruebas de carga estáticas-bidireccionales en pilotes de gran diámetro	 69
D. Juan BALDERAS MECA (RODIO)	
D. Gerardo MAROTE RAMOS (TERRABAUER)	
1. • Introducción	69
2. • Ensayos de pilotes de gran diámetro	69
2.1. • Prueba de carga estática escalonada	70
2.2. • Prueba de carga de penetración a velocidad constante	
2.3. • Prueba de carga estática-bidireccional	71
2.4. • Prueba de carga semiestáticas	71
2.5. • Prueba de carga dinámicas	72
2.6. • Ensayos de integridad	73
Transparencia sónica	73
Ensayos de Eco y de Impedancia Mecánica	73
3. • Descripción de la prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg	74
4. • Casos prácticos	75
4.1. • Cimentación del Pabellón Puente de la Expo 2008 de Zaragoza	75
a) • Breve descripción del Proyecto	75
b) • Características del terreno	76
c) • Tipo de cimentación	76
d) • Ejecución de los pilotes	77
e) • Prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg	78
f) • Conclusiones	85
g) • Agradecimientos	85
4.2. • Cimentación del Edificio de Apartamentos «Waters on the Bay» (Panamá)	85
a) • Introducción	85
b) • Breve descripción del proyecto	85
c) • Características del terreno	86
d) • Tipo de cimentación	86
e) • Ejecución de los pilotes	86
f) • Prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg	87
g) • Conclusiones	91
h) • Agradecimientos	91
Bibliografía	91
 Pilas-pilote y centrado de pilares	 95
D. Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA (KRONSA)	
1. • Introducción	95
2. • Estructuras de conexión de las carreteras N-V y N-VI con la M-40	95
3. • Aparcamiento en la avenida del Doctor Fleming, de Cádiz	99

Pantallas de pilotes secantes de gran diámetro	107
D. Pedro AROZAMENA CAGIGAL (GEOCISA)	
1. • Introducción	107
2. • Definición de pantalla de pilotes secantes y razones para la elección del sistema	108
3. • Separación entre los pilotes que forman la pantalla	109
4. • Capacidad de contención de las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro	111
5. • Resistencia de los pilotes primarios	112
6. • Muretes-guía	112
7. • Entubación recuperable	114
8. • Maquinaria	116
9. • Resumen y conclusiones	117
10. • Bibliografía	118
Mesa Redonda sobre Ejecución	121

Primera Sesión:

DISEÑO Y CONTROL

Ponentes: **D. Carlos Oteo Mazo (Universidade da Coruña)**
D. José Luis García de la Oliva (CEDEX)
D. Fernando Sánchez Domínguez (Euroconsult)

Algunas consideraciones sobre el diseño y construcción de pilotajes de gran diámetro

Carlos OTEO MAZO

Prof. Dr. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
CATEDRÁTICO DE INGENIERÍA DEL TERRENO
DPTO. DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
UNIVERSIDADE DA CORUÑA

1. Introducción

En esta Jornada sobre «Pilotes de Gran Diámetro» el lector podrá encontrar dos tipos de intervenciones: las conferencias, más o menos largas, sobre diversos aspectos generales y relativamente clásicos del diseño, construcción y control de este tipo de cimentaciones profundas, y las intervenciones de la Mesa Redonda, más especializadas, que pretenden mostrar las últimas novedades y experiencias concretas desarrolladas por las empresas que constituyen AETESS.

Estas líneas pertenecen al primer tipo de exposiciones y, por ello, deben tener un aspecto más genérico y en el que se muestren opiniones generales, experiencias que ya empiezan a sentar doctrina, caminos nuevos a recorrer, etc.

Por tal motivo, y dado que el «confeccionar» un estado del arte completo sobre cimentaciones profundas sería muy extenso (y estaría fuera de lugar), hemos elegido el sistema de ir tomando una serie de temas (diseño de carga vertical, coeficientes de seguridad, sistemas de diseño con datos reales, etc.) para ir expresando la opinión del autor de estas páginas sobre dichos temas. Puede parecer, así, un intento de elevar opiniones personales a «verdades universales», pero no se ha pretendido tal: Sólo se quiere mostrar una serie de opiniones subjetivas (aunque, a veces, basadas en datos de ensayos a escala real), a veces generalizadas y, otras, particularizadas, para intentar que ayuden al lector a formarse sus ideas propias.

Una de las experiencias que hemos intentado adquirir, a lo largo de los años, es la de conocer el orden de magnitud de los fenómenos, de los parámetros geotécnicos, de las presiones de trabajo con que podíamos solicitar un terreno, etc. Si se alcanza esa experiencia, puede aplicarse –con bastante facilidad– cuando uno se encuentra en terrenos similares, sea en lugares geográficos diferentes o sea en los habituales. Así, en una ocasión, trabajando en taludes colombianos, nos encontramos formaciones arcillosas (con carbonatos y fisuradas) muy similares –con comportamiento geotécnico– a nuestras «margas azules del Guadalquivir» (que, muchas veces, ni son margas ni son azules), por lo que pudimos aplicar nuestra experiencia en estos últimos tipos de terrenos con rapidez y salir airosos del problema.

Del mismo modo, uno desearía tener la receta segura para diseñar pilotajes en «arenas» y en «arcillas» (división clásica que me enseñaron y seguimos utilizando, a nivel académico). Pero la arena puede ser silíceo o puede ser conchífera, floja o densa, algo cementada o desagregada, limosa o arcillosa, etc., por lo que las magnitudes que se pueden manejar, en sentido genérico, deben ser corregidas por el geotécnico siguiendo estas diferenciaciones y su propio sentido común.

Hace poco nos criticaban que el Profesor Rodríguez Ortiz y yo mismo hubiéramos elaborado una tabla con los parámetros de diseño para el cálculo de pantallas en los terrenos de Madrid (obra del Metro y M-30), aduciendo que el empleo de tablas corresponde a otras profesiones distintas de las de ingeniero geotécnico, en las que no se quiere razonar y basta una «tabla-guía». Nos parece que una crítica de ese sentido no comprende muchas cosas: a) En el caso de Madrid, los parámetros han sido muy estudiados y los valores corresponden a una casuística media muy representativa. b) Se trata del diseño de unos tipos de obras específicas y de unas autoridades (Mintra y Calle-30) muy concretas, lo que les permite establecer criterios de diseño únicos, para evitar discusiones en el enorme número de obras que estos organismos han llevado a cabo. c) Un proyectista de otras organizaciones puede utilizar esas tablas como una guía, como el orden de magnitud de parámetros y variarlos en función de sus propios criterios y en base a su propia responsabilidad.

Por ello los valores o consideraciones o recomendaciones que pueden incluirse en estas páginas sólo pueden tomarse como una primera guía, como un orden de magnitud, a fin de poder resolver sus propios problemas. ¡Ya me hubiera gustado a mí disponer de guías así cuando tuve, hace años, que resolver algunos problemas!

2. Sobre la resistencia del terreno

Es habitual, en el diseño de pilotajes, distinguir que la resistencia del terreno frente a la penetración de un pilotaje con carga vertical es fruto de la suma de dos mecanismos resistentes: la resistencia por fuste y la resistencia por punta.

Si bien la resistencia última del terreno es la suma algebraica de estas dos resistencias últimas, su movilización no se produce proporcionalmente a los asientos:

- La resistencia por fuste se moviliza inmediatamente y suele alcanzar su máximo valor cuando el pilote asienta una magnitud W_F , que puede ser del orden de 0,5-1,0 % del diámetro, como habitualmente se indica (Oteo, 2001). Si se habla de pilotes de gran diámetro ($\varnothing > 1,0$ m), estaríamos diciendo que el asiento para movilizar toda la resistencia por fuste es del orden de 5-15 mm (para $\varnothing 1,0-1,5$ m). Este último valor parece un poco elevado, aunque lo hemos medido en pilotes de gran diámetro hincados en arenas. Podría decirse que los pilotes *in situ* requieren algo menos de asiento y que los hincados un poco mayor.
- La resistencia por punta requiere, en general, asientos, W_p , mayores que W_F , a fin de conseguir una movilización total: del orden del 4-10 % del diámetro, lo que llevaría (para $\varnothing 1,0$ a 1,5 m) a magnitudes de 4-10 cm, lo cual está de acuerdo con bastantes medidas reales (por ejemplo, las recogidas por Rogel, 1987, en su Tesis doctoral). Los menores valores suelen corresponder a arcillas rígidas y los mayores a arenas medias, aunque siempre es difícil determinar W_p , ya que es raro realizar ensayos de carga y llevarlos hasta rotura final. En la figura 1 puede verse cómo todo el rozamiento se moviliza con asientos de 4 a 15 mm, en pilotes de 1,0 a 1,37 m.

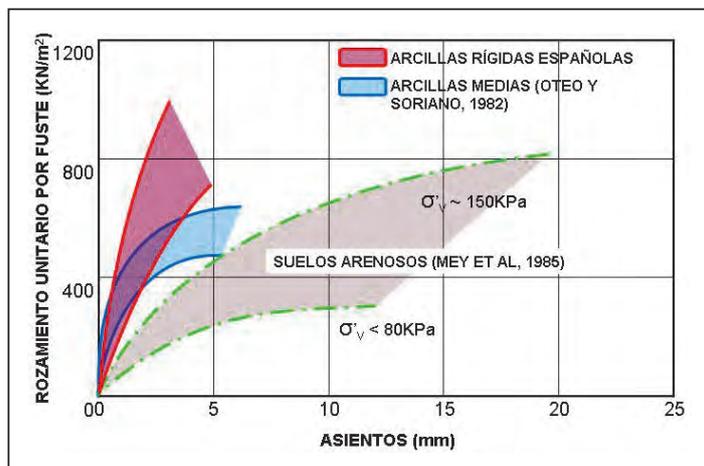


Figura 1. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA EL ROZAMIENTO MEDIDAS EN CASOS ESPAÑOLES (Rogel, Oteo y Soriano, 1989).

- Esto quiere decir que para asientos bajo las cargas de servicio (que suelen ser de unos milímetros) la carga de fuste está casi movilizada totalmente (o, al menos, el 70-80 %), mientras que la carga por la punta está movilizada sólo en un 15-30 %, lo que equivale a que la carga de trabajo en la punta es del orden del 25 al 40 %, como puede apreciarse en los ejemplos que incluimos en otra intervención en Jornadas de AETESS (Oteo, 2001). Aunque «ordenemos» a la punta resistir, el terreno tiene su propia «marca» de la casa y trabaja por fuste de forma importante (evidentemente, en función de su naturaleza, estado, consistencia, etc). En esta distribución influye mucho la esbeltez del pilote (Fig. 2) y, claro está, en los pilotes de gran diámetro las esbelteces no son excesivas, ya que

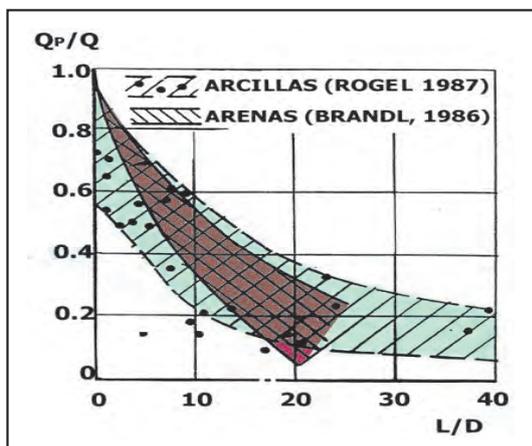


Figura 2. CARGA QUE LLEGA A LA PUNTA, Q_p , RESPECTO A LA CARGA EN CABEZA, Q , EN ARCILLAS Y ARENAS (Oteo, 2002).

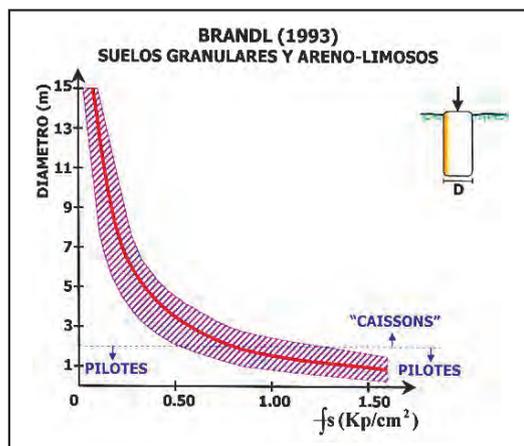


Figura 3. RESISTENCIA POR FUSTE EN PILOTAJES DE DIFERENTE DIÁMETRO EN SUELOS GRANULARES.

suelen ser del orden de 15 a 25, mientras que en pilotes de pequeño diámetro e hincados pueden ser de 80-120 (como en el caso de las cimentaciones de los viaductos del eje viario Crevillente-Torre Vieja, que cruza la vega del río Segura). También influye el diámetro de la cimentación en la resistencia por fuste (Fig. 3).

- Cuando el pilote era hincado y el terreno arenoso de consistencia floja a media, saturado, con pilotes cilíndricos, huecos, tipo Raymond, de prácticamente 1 m de diámetro, pudimos constatar que, durante la hinca, se producía una especie de «licuación» del terreno, con lo que la resistencia por fuste disminuía hasta en 240 ton, que podían ser recuperadas al aplicar cargas lentamente, de forma estática (lo que permitía que no se produjera el fenómeno de licuación, al no generarse el mismo grado de presiones intersticiales). También la alternancia de cargas (compresión y tracción) puede disminuir la resistencia por fuste al 60-70 % de la conseguida por carga estática de compresión.
- La resistencia por punta, por su parte, puede venir influida, claramente, por la presencia de capas blandas que afectan al «bulbo de presiones» o cavidad en régimen «elasto-plástico-dilatante» que se forma bajo esa propia punta. Por supuesto, una primera capa blanda puede ser el detritus depositado durante la perforación del pilote, si éste es hormigonado *in situ*, aunque se desarene el fango bentonítico o el agua presente. En la figura 4 se muestra un ejemplo de la solución adoptada en la cimentación de las pilas principales del Viaducto de Amposta (Euromed) para contrarrestar el depósito arenoso fino que se sedimentaba en la punta, a pesar de la utilización de una entibación metálica perdida, que siempre iba por delante de la excavación. A través de los tubos del control sónico se trataba esa zona inferior y 3 m por debajo con *jet-grouting 3*, para consolidar el depósito arenoso (de 70 a 90 cm de espesor) y consolidar las gravas de apoyo, con lo que se aumentó la resistencia por punta en unos 10 Kp/cm²; las comprobaciones con tubos sónicos (que se prolongaron hasta por debajo de la zona inyectada) permitieron deducir la variación del módulo de deformación del hormigón, sedimento inyectado, zona de *jet* y zona no tratada (Fig. 4).
- Por los motivos expuestos en el punto anterior, es muy importante comprobar el estado de la punta. En ese sentido llevamos años, en los pilotes de gran diámetro, dejando cuatro tubos para inspección sónica de la continuidad de hormigonado (dos Ø 2" y dos Ø 4"). A través de los de mayor diámetro (al menos, a través de uno) se perfora la zona de la punta y 2-3 m por debajo de ella. Al principio pretendíamos extraer muestras, realizar ensayos S.P.T., etc.; pero ello llevaba a dificultades en la extracción de testigo (sobre todo en el cambio de hormigón a terreno, lo que obligaba a disminuir fuertemente las revoluciones de la perforación, dando lugar a disputas sobre cómo estaba el terreno, al ser destrozado en una perforación muy revolucionada y con agua) y discusiones que tratamos de evitar. Por eso perforamos, ahora, a destroza; instalamos una tubería con manguitos cada metro, y procedemos a inyectar (a presiones del orden de 18-20 bares). En función de la admisión, presiones, etc., se deja el terreno como estaba o se procede a una inyección más repetida y controlada. En algún caso en Madrid (Estación de Nuevos Ministerios, con pilotes apoyados en arenas «de miga» con agua) hemos inyectado del orden de 1 m³/m.l. de inyección pesada (agua/cemento: 1/2), lo que daba idea de lo flojo del terreno, de la acción del agua, etc. En otros casos hemos empleado *jet-grouting* para ese tratamiento (Fig. 4).

Se discute siempre sobre el empotramiento que debe tener la punta en el material resistente y esto es relativo. Se habla siempre de un mínimo de 3 diámetros, lo que –en el caso de rocas– puede ser excesivo (del orden de 4,5-6,0 m). En teoría, en una arena homogénea, la resistencia por la punta alcanza su máximo valor a una profundidad Z_0 . Esta profundidad puede ser del orden de 10 diámetros en arenas densas y 20 diámetros en arenas flojas, como dedujo Vesic de ensayos en modelos en escala media y parecen comprobar los ensayos de Kerisel a escala natural en Maracaibo. En la figura 5 aparece una recomendación sobre cuál puede ser el orden de magnitud del empotramiento, mínimo, en un material para obtener una presión de trabajo como la que aparece en dicha figura 5.

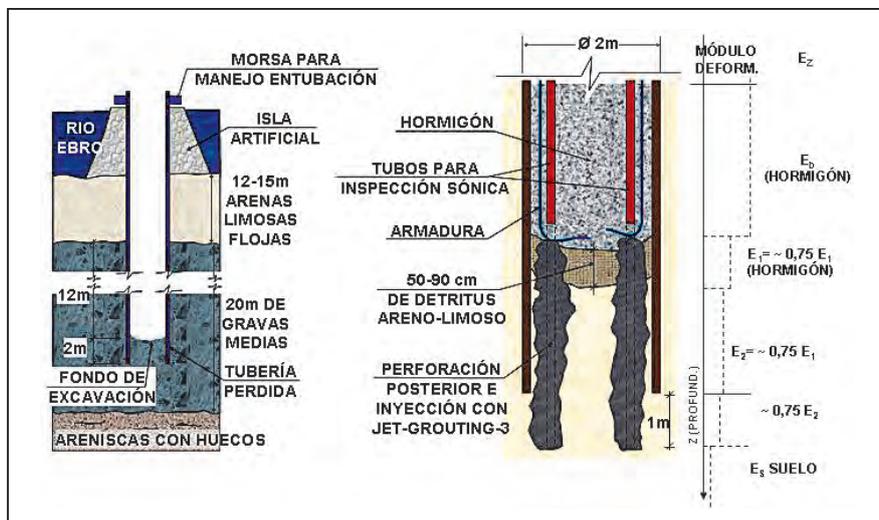


Figura 4. PILOTAJES *IN SITU* UTILIZADOS EN LA CIMENTACIÓN DE LAS PILAS PRINCIPALES DEL VIADUCTO DE AMPOSTA PARA EL EUROMED.

Para determinar la resistencia de fuste, f_s , tanto en arcillas como en arenas pueden utilizarse, respectivamente, las figuras 6 y 7.

Siguiendo el esquema habitual para determinar la resistencia total o carga de hundimiento, Q_h , de un pilote se tendría:

$$Q_h = Q_p + Q_F = q_p \cdot A_p + \sum_1^n f_{si} \cdot A_{li}$$

en que

- Q_p Resistencia total por punta.
- Q_F Resistencia total por fuste.
- q_p Resistencia unitaria por punta.
- A_p Área de la punta.
- A_{li} Área lateral del pilote en el estrato i .

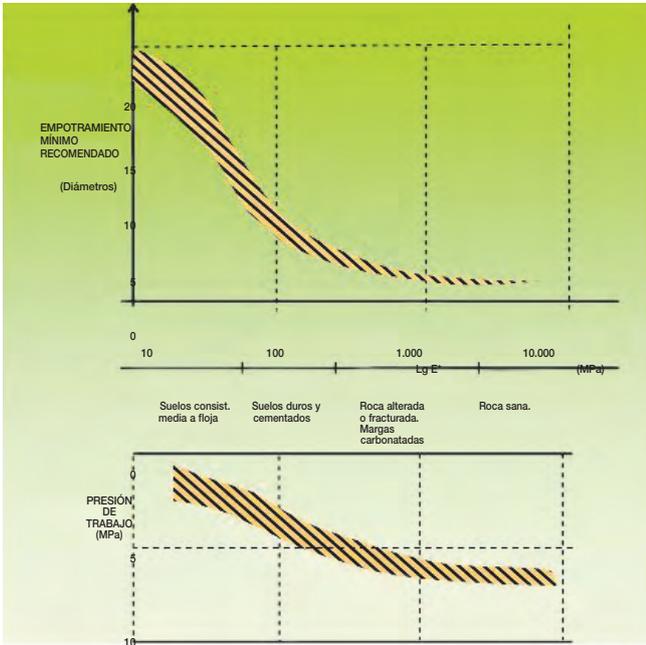


Figura 5. POSIBLES RECOMENDACIONES SOBRE EMPOTRAMIENTOS MÍNIMOS EN TERRENOS RESISTENTES Y PRESIONES DE TRABAJO.

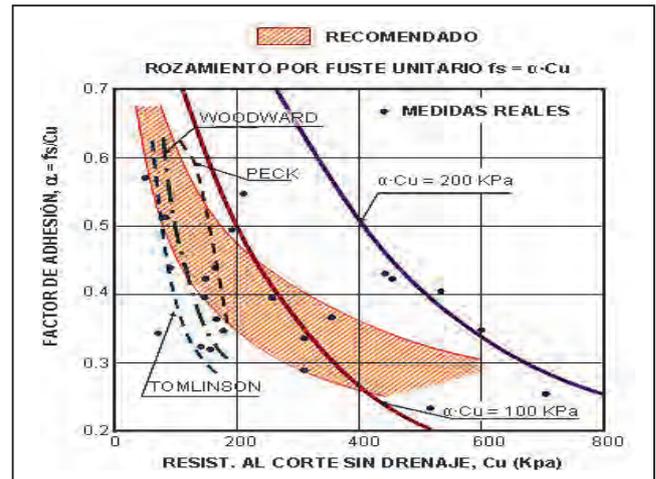


Figura 6. RESISTENCIA POR FUSTE EN ARCILLAS (Oteo, 2001).

Para la punta pueden usarse expresiones como:

• Arcillas:

$$q_p = N_c \cdot C_u \quad (\text{totales})$$

$$q_p = \sigma'_v \cdot (c' + \sigma' \text{tg } \varphi') \quad (\text{efectivas})$$

$$f_s = \alpha C_u \quad (\alpha \text{ puede tomarse de la figura 6})$$

• Arenas:

$$q_p = N_q \cdot \sigma_v$$

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad (\text{el valor de } f_s \text{ puede tomarse de la figura 7})$$

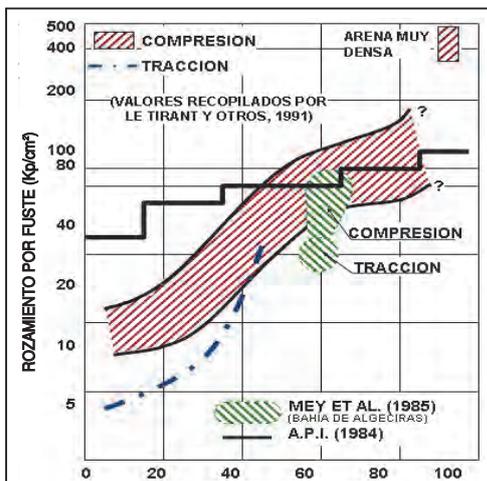


Figura 7. ROZAMIENTO UNITARIO EN PILOTES DE ARENA (Oteo, 1991).

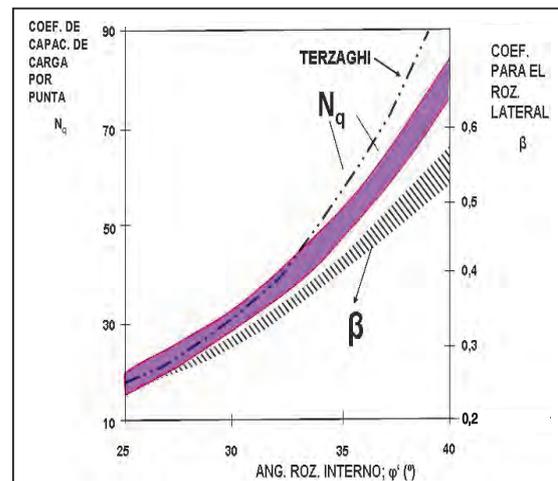


Figura 8. COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD RESISTENTE EN ARENAS.

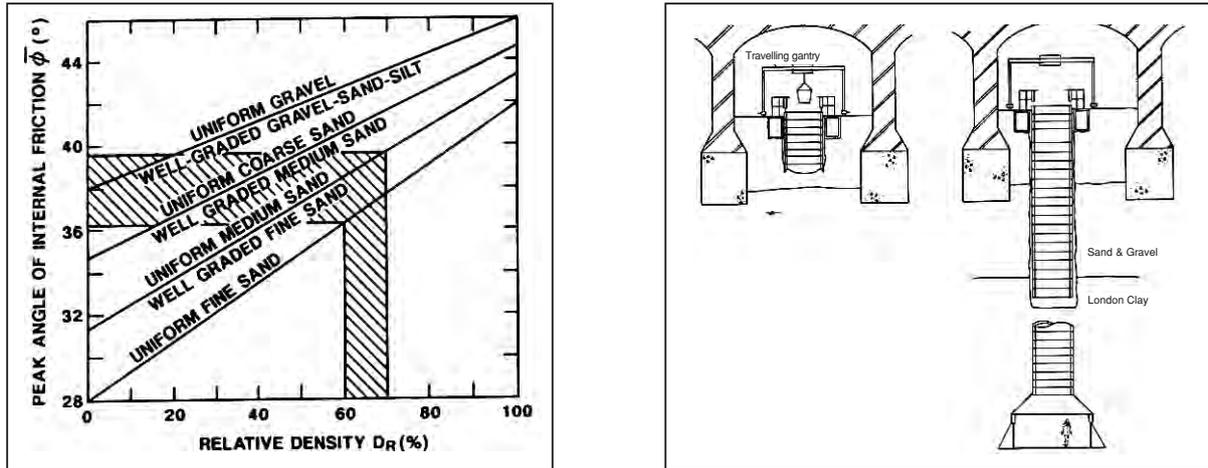


Figura 9. RECOMENDACIONES (Schmertmann, 1978).

El valor de N_c puede adoptarse igual a 9 (aunque puede llegar a 12) y los N_q y β se toman en función del ángulo de rozamiento interno, aunque en vez de utilizar β pueden usarse directamente los valores de la figura 8. Esta figura 8 muestra también la variación de N_q propuesta por Terzagui que es ligeramente superior a los recomendados (que son los de Vesic, retocados por el código A.P.I.). N_q debe limitarse, en arenas, al valor alcanzado a la profundidad Z_0 , antes mencionado.

Si se quiere estimar el ángulo de rozamiento interno de las arenas (para utilizar el gráfico de la figura 8), pueden usarse las recomendaciones de Schmertmann (1978) reproducidas en la figura 9.

No hemos tenido en cuenta la posibilidad de ensanchar la punta del pilote. En Madrid se llevó a cabo esta solución hace unos treinta años, pero no se ha vuelto a utilizar. En Gran Bretaña sigue utilizándose, sobre todo en recalces (Fig. 10).

3. Sobre el o los coeficientes de seguridad

En este tema existen tres posibilidades:

- La de coeficiente de seguridad mínimo y global, F , aplicable a la carga de hundimiento Q_n , para determinar la carga de trabajo, Q_{adm} ; o sea: $Q_{adm} = Q_n / F = (Q_f + Q_p) / F$. El valor a utilizar puede ser variable:
 - Del orden de 3 para valores deducidos del S.P.T. o de ensayos de laboratorio.
 - Del orden de 2-2,5 para pilotes hincados y controlados con analizador de hinca tipo P.D.A. (*Pile Dynamic Analyzer*).
 - Del orden de 1,5 a 2,0 si se basa en los ensayos de carga reales. En las tablas 1 y 2 se reproducen recomendaciones de la ASCE y de la ROM 05.
- La de aplicar coeficientes de seguridad diferentes a la resistencia por fuste y a la de por punta, basándose en la idea de que si estas resistencias se movilizan de forma no simultánea, como antes hemos indicado en ese sentido, la carga admisible, Q_{adm} , sería:

$$Q_{adm} = \frac{Q_F}{F_F} + \frac{Q_P}{F_P}$$

en que F_F es el coeficiente de seguridad de la resistencia de fuste (1,5 a 2,0) y F_P la resistencia por punta (3-4). La pareja de valores $F_F = 2,0$ y $F_P = 3,0$ ha sido muy usada en España. En una encuesta entre técnicos en estos temas, dirigidos por especialistas franceses hace unos años, se iba quizá más hacia 1,5 y 4,0, respectivamente.

- La de utilizar el sistema preconizado por el Eurocódigo EC7, en que se considera que:

$$F_{c,d} \cdot R_{c,d} \gg F_{ck} \cdot \gamma_F \frac{R_{ck}}{\gamma_R}$$

es decir, que las fuerzas actuantes, $F_{c,d}$, deben ser menores o iguales que el valor máximo de la fuerza asociada a la resistencia última, $R_{c,d}$, en el sistema de análisis ULS (*Ultimate Limit State*), o que la carga de trabajo, F_{ck} , mayorada por γ_F , sea inferior a la resistencia minorada por $\gamma_R \cdot R_{c,d}$ viene ya minorada por el coeficiente de reducción del material, γ_M . La carga de diseño total, F_{cd} , debe ser calculada como suma de las acciones permanentes, $G_{c,k}$, y variables, $Q_{c,k}$, afectadas por su coeficiente parcial de seguridad:

$$F_{cd} = \sum G_{c,k} \cdot \gamma_G + \sum Q_{c,k} \cdot \gamma_Q$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,5 \quad \gamma_R = 1,4$$

Para determinar la resistencia $R_{c,d}$ pueden utilizarse las fórmulas que dependen de parámetros efectivos ($\tan \phi'$ y C' , reducidos por un coeficiente de seguridad de 1,25, o los totales $\phi_\mu = 0$, $C_\mu = 0$, reducidos con un coeficiente de seguridad de 1,5). Otros coeficientes de reducción de las características del material son las γ_M . Los diferentes países europeos siguen, aún, discutiendo la aplicación de estas reglas a su entorno, con diferencias, a veces, muy

grandes, como puede verse en el trabajo de Schuppener (2007). Este sistema ha sido simplificado en el actual Código español de la Edificación (véase Santos, Cuéllar y Pardo de Santallana, 2007) y el coeficiente de seguridad γ_R pasa a ser 2,3-3,0, con $\gamma_M = 1,0$, mientras que los dos de acciones γ_G y γ_Q valen 1,0. Así pues, la versión del Código Técnico resume en un único coeficiente de seguridad global, F, según la primera de las posibilidades comentadas (y que en este caso vale 3,0 para pilotes a compresión y 2,3 para pilotes a tracción); es decir, correspondiendo a lo que el Eurocódigo llama «Aproximación 3».

Personalmente, nos inclinamos más por la segunda de las posibilidades, por considerar que se tiene más experiencia y porque representa de forma más realista los mecanismos resistentes del terreno. Estos coeficientes podrían considerarse variables con el diámetro y, por consiguiente, con la capacidad de control, de limpieza de fondo, con la posibilidad de comprobar el estado de punta por inyección, etc. (Fig. 11). En la tabla 3 se reproducen algunos valores de f_s y q_p que hemos recomendado en diversas obras y terrenos.

Para los interesados, cabe mencionar que –aunque no es específico de los pilotes de gran diámetro– el Código Técnico de la Edificación propugna un sistema de cálculo algo similar al del Eurocódigo (con coeficientes parciales, teniendo en cuenta la situación de dimensionamiento persistente, extraordinaria, etc.). En reciente trabajo de Olalla (2007) puede verse resumido todo el contenido de CTE sobre cimentaciones profundas.

Tabla 1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA PILOTES HINCADOS (ASCE)

MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE	TIPO DE CARGA	MÍNIMO COEFICIENTE DE SEGURIDAD	
		Compresión	Tracción
Predicción teórica o empírica que debe ser verificada por pruebas de carga	Usual	2,00	2,00
	Inusual	1,50	1,50
	Extrema	1,15	1,15
Predicción teórica o empírica a verificar con analizado de hinca de pilotes	Usual	2,50	3,00
	Inusual	1,90	2,25
	Extrema	1,40	1,70
Predicción teórica o empírica no verificada por pruebas de carga	Usual	3,00	3,00
	Inusual	2,25	2,25
	Extrema	1,70	1,70

Tabla 2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS POR ROM 0.5-94

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO	
	Situaciones persistentes y transitorias (no accidentales) de largo plazo	Situaciones accidentales y transitorias de corto plazo
CUALQUIER TIPO DE PILOTAJE (*):		
Método del SPT en suelos granulares	3,0	2,5
Método basado en otros ensayos penetrométricos estáticos	2,5	2,0
Método basado en otros ensayos penetrométricos continuos y otros ensayos de campo	3,5	3,0
Método basado en resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3,0	2,5
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio o campo para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3,0	2,5
PILOTES HINCADOS:		
a) Con control del avance y aplicación de la fórmula de Hiley	(6,0 – s) 3,0	(5,0 – s) 2,5
b) Con control de avance y aplicación de la ecuación de la onda	(5,0 – s) 2,5	(4,0 – s) 2,0
c) Con control electrónico de la hinca	2,0	1,6
d) Con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga	1,7	1,4

NOTA: (*) El contraste con pruebas de carga permite utilizar coeficientes de seguridad mínimos de 1,7 frente a situaciones persistentes y transitorias (no accidentales) de largo plazo, y de 1,7 frente a situaciones accidentales y transitorias a corto plazo, dependiendo de la intensidad y calidad del contraste (véase 3.64.8)

s: Avance por golpe al final de la hinca (expresado en milímetros).

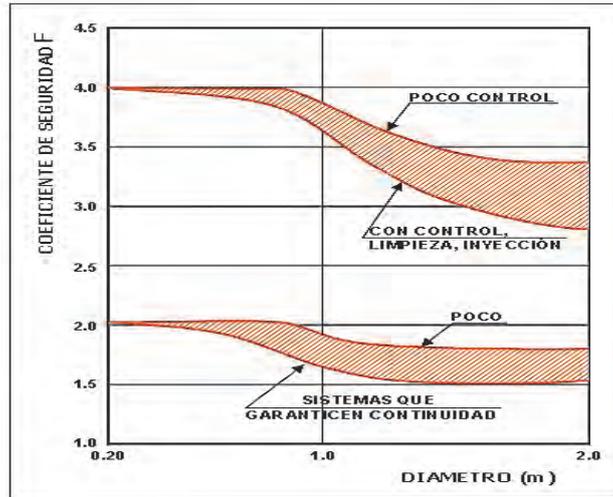


Figura 11. POSIBLES COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES, A FUSTE Y PUNTA (Oteo, 2001).

4. Sobre el tope estructural

La carga media en la cabeza del pilote no debe sobrepasar un valor, sancionado por la práctica, que suele denominarse como «tope estructural», o F_{te} . Este valor incluye una serie de factores, como la excentricidad de aplicación de la carga, la irregularidad del material con que se hace el pilote, el hecho de que –a pilotes *in situ*– el hormigón que está en su parte superior es el que primero se ha vertido y puede estar más contaminado (y más segregado, ya que tiene más tiempo y se ha movido más), etc.

Tabla 3. POSIBLES PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE PILOTAJES (*)

TERRENO	RESISTENCIA POR FUSTE (KPa)	RESISTENCIA POR PUNTA (KPa)
Arena de miga (1)	80- 90	7.000- 8.000
Arena tosquiza (1)	80-100	8.000- 9.000
Tosco arenoso (1)	100-120	9.000-10.000
Tosco (1)	120-160	10.000-11.000
Peñuela algo alterada (1)	80-120	6.000- 8.000
Peñuela (1)	140-180	8.000-10.000
Yesos (1)	150-200	11.000-15.000
Arcillas mayores de Sevilla	120-150	7.500- 9.000
Pizarras alteradas	100-150	8.000- 9.000
Pizarras sanas	150-200	11.000-14.000
Gravas no cementables	85-120	8.000-12.000

(*) Basado en Oteo, R. Ortiz, Mendaña (2003) y otros datos.

(1) Terrenos de Madrid.

Las Normas tecnológicas de la Edificación, en los primeros años de la década del 70 del siglo XX, llevaba a valores máximos del orden de 3.750 KPa, que resultaban adecuados dentro de la época y para pilotes de edificación, en los que el control de calidad (de ejecución y hormigonado) era bajo. Hoy día esta cifra resulta conservadora.

La normativa francesa para Obras de Edificación (DTU) no permite pasar de 5.000 KN/m², incluyendo en el cálculo el peso propio del pilote, lo cual, personalmente, no hemos hecho nunca (tampoco hemos tenido en cuenta el peso del terreno excavado en los pilotes *in situ*).

Hoy día, en España, para los pilotes de gran diámetro en obras civiles es normal, al menos, llegar a un tope estructural de 5.000 KPa. Muchas oficinas de ingeniería, proyectistas de puentes, se quedan en 4.500 a 5.000 KPa, por considerar que superar estos umbrales es arriesgado. Personalmente hemos superado estos umbrales y hemos adoptado presiones medias de trabajo del orden de 5.500 a 6.500 KPa en muchas obras civiles (incluyendo pilas-pilotes aisladas); eso sí, con controles de calidad y continuidad del hormigonado (mediante *cross-hole* o transparencia sónica) y con comprobación del estado de la punta, tal y como hemos comentado anteriormente, con taladros

a través de tuberías de Ø 4" e inyección del terreno bajo el pilote. Con esta sistemática hemos diseñado pilas-pilote trabajando con presiones medias hasta 7.000 KPa, como ha ocurrido en alguna Estación del Metro de Madrid, construida hace más de ocho años, sin problemas pero con los controles comentados (incluyendo entibación en la parte de rellenos superiores y control de la altura que ocupaba cada vertido de hormigón).

La figura 12, que ya publicamos en una Jornada de AETESS de 2001, reproduce las presiones medias de trabajo o «topes estructurales» que se podían adoptar, según las hipótesis hechas (cargas de servicio, excepcionales, etc.) y el diámetro del pilote (lo que consideramos que puede influir considerablemente) y el tipo de control realizado.

Es decir, que, en el caso de pilotes *in situ* de gran diámetro, podían adoptarse:

- Obras con control medio alto: 5.500 KPa.
- Obras con control exhaustivo (transparencia sísmica y sondeo en punta: 5.500-6.500 KPa).
- Obras bien controladas y situación extraordinaria: 7.500-8000 KPa.

En caso de pilotes prefabricados e hincados es normal topes estructurales de 11.000-12.000 KPa, en pilotes de hormigón armado, y de 12.000-14.000 KPa, en pilotes pretensados (que tienen resistencias características de unos 55 MPa).

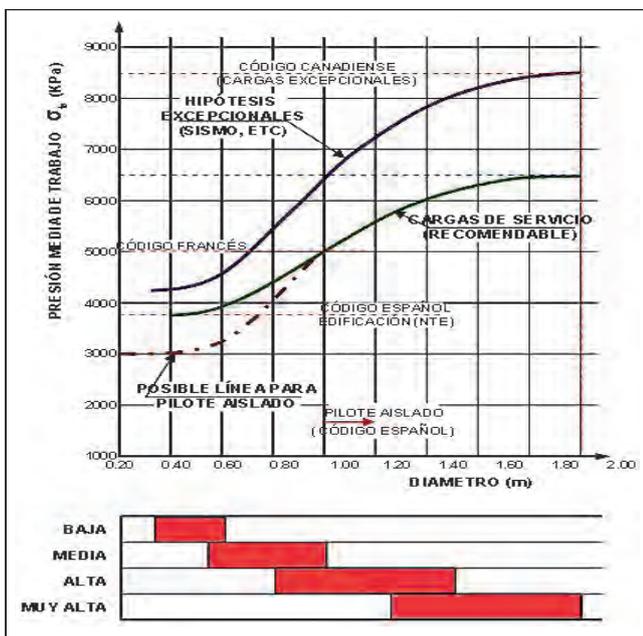


Figura 12. POSIBLES PRESIONES MEDIDAS DE TRABAJO EN PILOTES Y NIVELES DE CONTROL POSIBLES Y RECOMENDABLES.

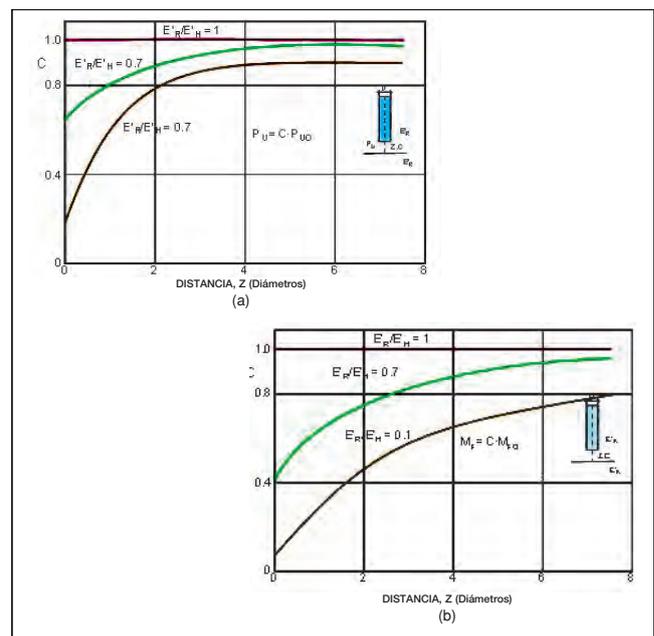


Figura 13. INFLUENCIA DE LA PRESENCIA DE ESTRATOS BLANDOS SITUADOS DEBAJO DE LA PUNTA DE UN PILOTE EN ARCILLAS: a) Resistencia unitaria de la punta. b) Pendiente inicial de la curva carga-asientos de la punta (Rogel, 1987).

5. Sobre la influencia de capas blandas próximas

El diseño de un pilotaje, en nuestra opinión, no puede limitarse a hacer unos cálculos de Q_F y Q_P y a la aplicación de unos coeficientes de seguridad (global, parciales, de mayoración de cargas, etc.). Estos números deben hacerse observando, simultáneamente, el perfil geotécnico del terreno y no sólo para conocer la resistencia unitaria por fuste (o punta) de cada capa, sino para pensar dónde debe apoyarse el pilote (bien decidiendo su profundidad y empotramiento en cierta caja, bien estimando dónde puede quedarse un pilote hincado).

Pero, es más, debe concebirse un sistema de ejecución, como tarea prioritaria, antes –incluso– de realizar los cálculos. Si el apoyo de un pilote es adecuado, conociendo su «tope estructural» puede procederse, ya, a diseñar el pilotaje, comprobando su empotramiento definitivo en la capa de apoyo.

Pero también el sistema de ejecución puede suponer un «daño» al terreno (como la penetración en roca con azuche, que tiende a destrozarla y dejar fragmentos rocosos entre la punta del pilote y la roca más o menos continua) o una «decompresión» a lo largo de la superficie de su fuste. Personalmente hemos recomendado que, si los pilotes *in situ* se excavan en un terreno sin protección (de bentonita, por ejemplo), la decompresión que se origina en el borde de la excavación se traduzca en un coeficiente, θ , de reducción de la resistencia por fuste, que puede variar desde 1, en el caso de pilotes sin relajación lateral, a 0,7-0,8 en los que se produzca esta relajación, (por ejemplo, como consecuencia de la extracción de una tubería gruesa de entibación provisional, como dejar una segunda tubería perdida, etc).

Debe tenerse en cuenta la presencia de capas de espesor irregular que, aunque parezcan un buen apoyo, pueden tener escaso espesor y gravitar sobre una capa menos resistente y deformable. Este problema de la proximidad de

las capas blandas cerca de la punta del pilote en formaciones arcillosas fue estudiado por Rogel en su Tesis doctoral (leída en 1987 y publicada por CEDEX en 1991), mediante análisis en el método de elementos finitos. En la figura 13 se pueden ver los resultados obtenidos cuando existe una capa horizontal a una cierta distancia (de 0 a 7 veces el diámetro del pilote) de su punta. Si la resistencia al corte de la capa blanda es el 70 % de la de la zona superior, en que está la punta, la disminución de la resistencia por la punta baja un 12 %, cuando la capa está a 2 diámetros de la punta, y un 4 %, cuando está a 4 diámetros. Si la capa blanda sólo tiene una resistencia del 10 % de la de la zona superior, y está situada a 2 diámetros, la resistencia baja un 20 %, y a 4 diámetros, un 12 %. O sea, que puede decirse que si la capa blanda está a unos 4 diámetros de la punta del pilote su presencia influye poco. En los asientos (Fig. 13, b) la influencia es mayor si el módulo de deformación de la capa blanda baja a un 10 % del de la capa superior: la pendiente de la ley de asientos con la capa a 4 diámetros es del orden del 50 % de la del terreno original uniforme. Éste fue el caso del terreno en que se cimentó el nuevo Auditorio de Santa Cruz de Tenerife, obra de Santiago Calatrava. La parcela está situada sobre un terreno ganado al mar en que se detectaron rellenos irregulares (con espesor de 4 a 12 m), compuestos por bloques tipo escollera, restos de demolición, etc., que descansaban sobre arenas de playa y algo de escorias. A continuación se detectó una capa de basalto vacuolar I (con una resistencia a compresión simple del orden de 60 MPa), que se apoyaba sobre un estrato de escoras de unos 7-8 m de espesor, para aparecer, por debajo, nuevos basaltos vacuolares (II). El espesor del nivel I de basaltos era variable de 1,5 a 5,0 m. Debido a esto y a los gruesos presentes en el relleno se decidió cimentar sobre pilotes de Ø 1,5 m, hormigonados *in situ*, entibados en la zona de rellenos e introducidos en la capa de basalto I, con una introducción mínima de un diámetro, lo que se podía conseguir gracias a una cabeza rotativa de corte, de la casa Bauer, que permite cortar mate-

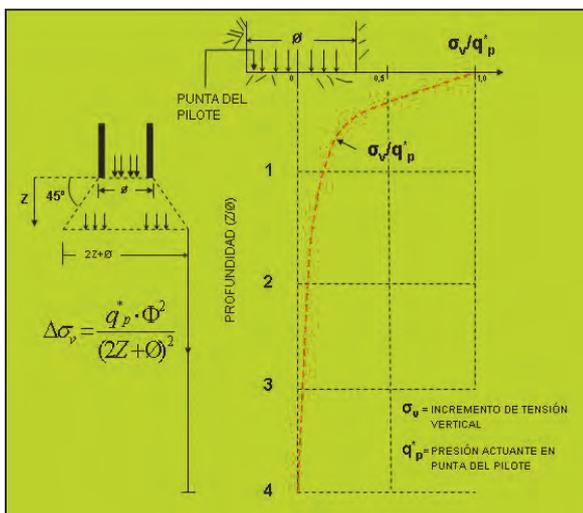


Figura 14. MODELO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR EL INCREMENTO DE TENSIONES VECTORIALES BAJO LA PUNTA DE UN PILOTE.

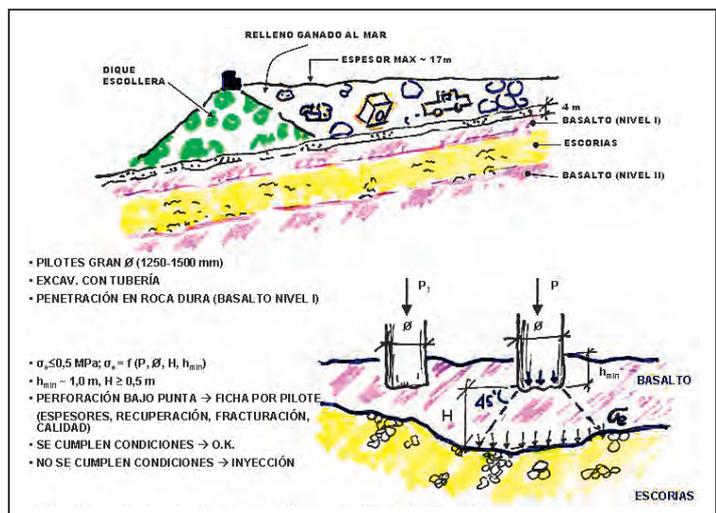


Figura 15. CRITERIOS DE DISEÑO EN EL NUEVO AUDITORIO DE TENERIFE.

riales duros como el basalto vacuolar. Se impuso, además, la condición de que a las escorias –que pueden tener colapso estructural– no llegara una presión superior a 0,5 MPa. Para ello se consideró el sistema de análisis de la figura 14 y figura 15, y se comprobaba el espesor de basalto bajo la punta de cada pilote (para ello el pilote llevaba cuatro tubos para prospección sónica, dos de los cuales tenían 10 cm de diámetro y permitían perforar su interior). En caso de que el espesor de basalto fuera tal que se previese que llegase a las escorias una media superior a 0,5 MPa, se continuaba la perforación y se inyectaba un cierto espesor de escorias (2 diámetros) para hacerlas equivalentes a un terreno con una resistencia del orden de la cuarta parte de la del basalto y, así, a las escorias «vírgenes» no les llegaría un exceso peligroso de presión. Se pensó que ello equivaldría a tratar del orden del 8-10 % de los pilotes; pero, en realidad se trató un 13 % de la punta de los pilotes, lo que no fue un incremento de costo importante y ahorró una importante longitud de perforación si el criterio utilizado hubiese sido llegar al nivel de basalto II (Figs. 15 a 20).

Otro problema similar es el de los pilotes excavados en yesos y calizas con posibles cavidades.

En ambos casos se trata de materiales duros, con buenas resistencias por fuste y punta, que pueden ser afectadas por la presencia de cuevas o simas. Si éstas afectan a la zona de fuste, cabe utilizar la solución de rellenar con mortero la cavidad o de entubar el pilote para asegurar la continuidad del hormigonado. Así lo hemos hecho en varias obras en calizas cársticas; por ejemplo, en algunas de las cimentaciones del Viaducto sobre el río España, en la Autovía Minera (Asturias), inyectando los huecos a través de sondeos con bombas especiales de mortero (a presión). Esta solución de inyección también la hemos utilizado cuando la zona cárstica estaba bajo la punta de pilotes de gran diámetro. En uno de los estribos con apoyo a media ladera se prolongó el Viaducto un vano corto (para que el estribo se apoyara sobre zona buena y horizontal) y en el encepado de la nueva pila (con cargas no excesivas) se procedió a perforar micropilotes (inyectados con manguitos) para conseguir que las zonas cársticas fueran debida-

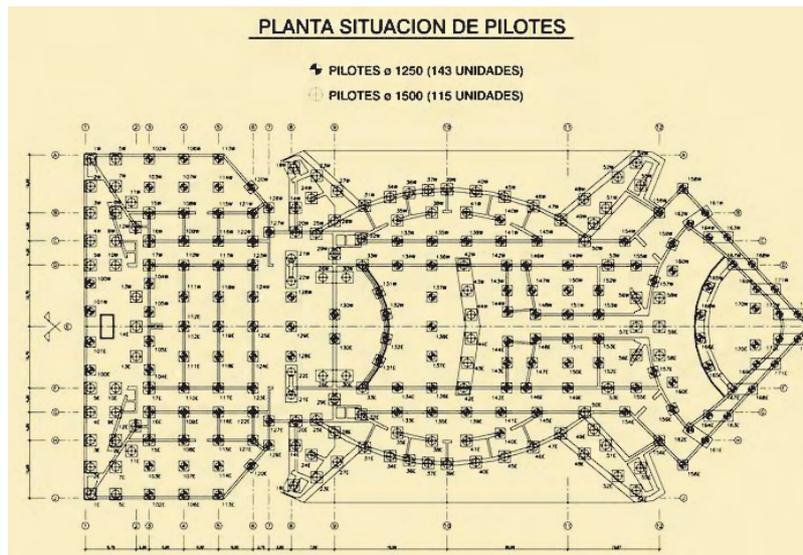


Figura 16. PLANTA DE LA CIMENTACIÓN DEL AUDITORIO DE TENERIFE.

mente tratadas.

Solución similar, con taladros bajo zapatas, hemos utilizado en las cimentaciones de varios puentes en la Autovía y Ferrocarril de Pinto al Parque Temático próximo. El yeso existente podía absorber perfectamente las cargas de la cimentación superficial, pero los taladros tenían como misión comprobar que no había *carst* debajo. Para saberlo se procedía a inyectar –con manguitos– cada perforación, y en las que se producían admisiones apreciables, se repetían las inyecciones.

La figura 14 adjunta muestra de forma sencilla cómo se puede estimar el incremento de presión vertical bajo una cimentación que, en principio, puede ser la punta de un pilote, pero que también puede ser una zapata circular de diámetro \varnothing . Como se deduce de esa figura (considerando que se trata de terrenos duros, se puede admitir un ángulo de distribución de tensiones de 45°), a 1 diámetro de distancia de la cimentación el incremento de tensiones verticales es el 10 % de lo aplicado. En el caso de una zapata, la presión de la cimentación puede ser de 0,3-0,4 MPa, por lo que el incremento sería de 0,03-0,04 MPa, presión baja. Por ello, en el caso de zapatas, bastaría que los taladros de comprobación fueran algo más largos que su anchura (del orden de $1,5 \varnothing$).

En el caso de los pilotajes, la presión en punta puede ser claramente mayor. Si consideramos un tope estructural no excesivo (5 MPa), a la punta puede llegar (si no hay huecos) del orden del 30-40 % de esa presión (ó 1,5-2,0 MPa), con lo que a una distancia de 1 diámetro llegarán 0,15-0,20 MPa que no es despreciable. Por eso, en estos casos, preferimos contar con la resistencia por punta; pero comprobando por debajo de la punta del pilote la presencia o ausencia de cavidades. Usualmente, en este caso de cimentaciones profundas solemos realizar sondeos (a través de las tuberías dejadas para el reconocimiento por transparencias de la calidad del hormigón, con diámetros de 4 ó 5 pulgadas), para proceder, a continuación, a inyectar a través de manguitos colocados cada metro. Si la admisión de lechada es

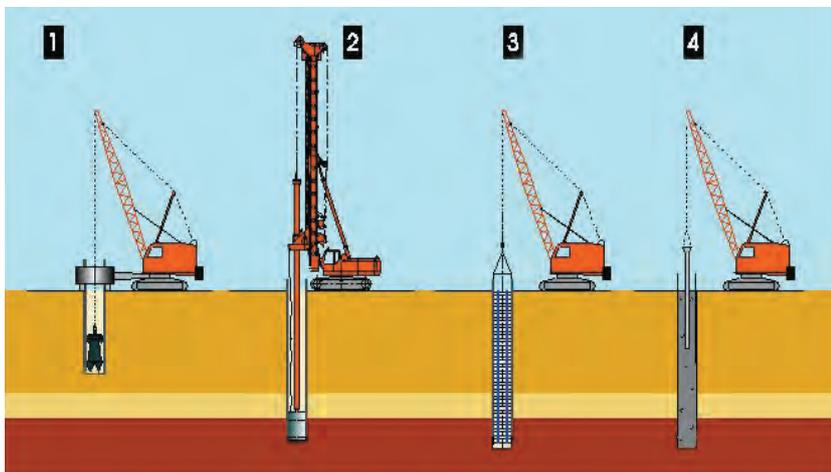


Figura 17. ESQUEMA DE LA EJECUCIÓN DE LOS PILOTES IN SITU EN EL AUDITORIO DE TENERIFE.



Figura 18. EJECUCIÓN DE PILOTES EN EL AUDITORIO DE TENERIFE.



Figura 19. CORONA TIPO BAUER PARA CORTAR Y PENETRAR EN EL BASALTO (Gentileza de Terratest).



Figura 20. FRAGMENTO DE BASALTO EXTRAÍDO EN EL AUDITORIO DE TENERIFE (Gentileza de Terratest).

grande y sin presión, se puede proceder a rellenar los posibles huecos con inyección de mortero a presión, como es el caso citado del Viaducto España. En estos casos, el considerar sólo la resistencia por fuste, como se hace en muchos casos, nos parece excesivamente conservador. También puede ser conveniente, en puentes con pilas importantes, acudir a reconocimientos geológicos tipo *cross hole*, con tomografía eléctrica, entre puntos extremos de la futura zapata, para intentar detectar las zonas con anomalías (cavernas, huecos con rellenos, etc.).

Si hacemos un simple ejemplo con los siguientes datos:

- Tope estructural: 500 ton/m² (carga en cabeza).
- $\varnothing = 1,5$ m (diámetro real 1,45 m para tener en cuenta una tubería).
- Sólo se tiene en cuenta terreno resistente con buen yeso, con $f_s = 20$ ton/m².
- $F_F = 2$.

la presión que llega a la punta q_p^* resulta ser (en ton/m²):

$$q_p^* = 500 - 27,5 L \quad (L = \text{empotramiento en yesos}).$$

Con ello resulta que q_p^* vale del orden de 3,6 MPa (si $L = 5$ m), 2,2 MPa (si $L = 10$ m) y 0,67 MPa (si $L = 15$ m). Si tenemos en cuenta que L es del orden de 10 m como mínimo, a $3 \varnothing$ de la punta el incremento de presión vertical sería del orden (teniendo en cuenta la figura 14) de $0,2 \infty 2,2$ MPa = 0,44 MPa. Si en esa zona existe un hueco y se inyecta

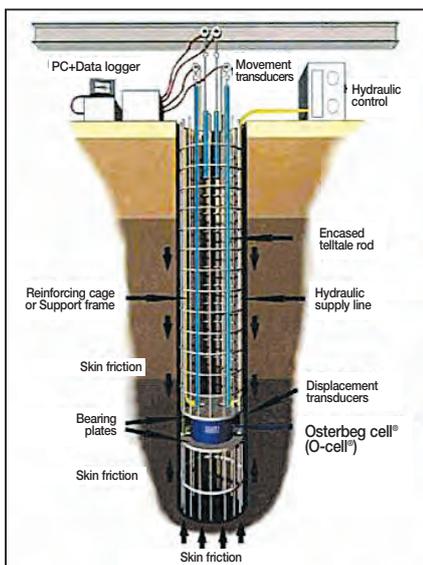


Figura 21. ESQUEMA DE LA UTILIZACIÓN DE LA CÉLULA DE OSTERBERG (Tomado de Juárez, 2007).

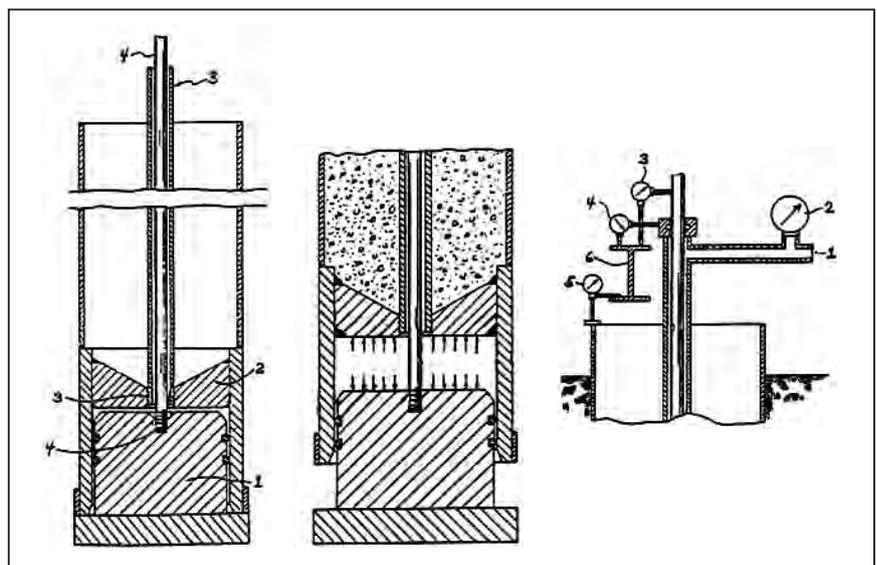


Figura 22. DETALLE DE LA CÉLULA DE OSTERBERG (1989).

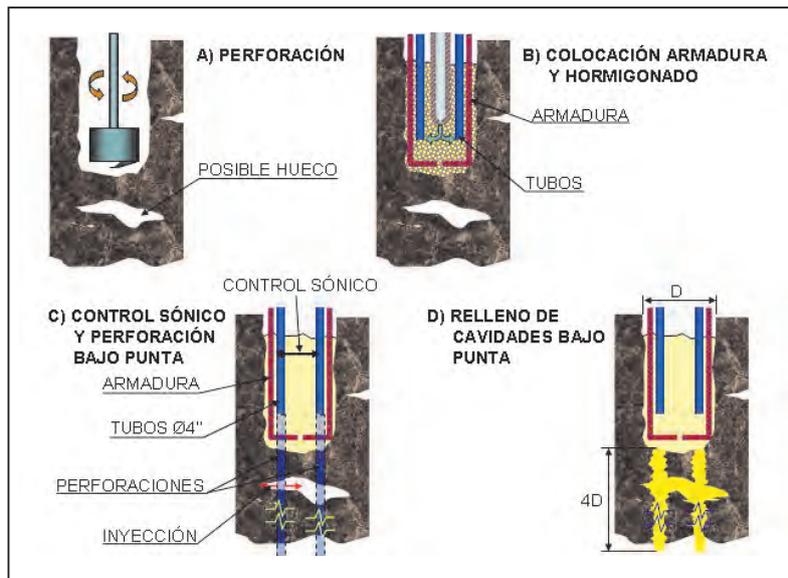


Figura 23. TRATAMIENTO DE CAVIDADES BAJO PUNTA DE PILOTES.

o rellena suficientemente, la presión sería perfectamente admisible. Por eso basta con reconocer del orden de 3-4 veces el diámetro (salvo que fueran cimentaciones muy anchas, en que habría que tener en cuenta esa dimensión).

La tendencia actual es a ir a pilotes de cada vez mayor diámetro, como en los grandes Puentes de Ayamonte (pilotes *in situ* de \varnothing 2,0 m) sobre el río Turia (pilotes únicos bajo pila única, con \varnothing 2,40 m), Viaductos de la L.A.V. Madrid-Zaragoza (\varnothing 1,80 m, *in situ*), Puentes de la Variante del Puerto de Santa María tipo Raymond, pretensados e hincados (con \varnothing 1,68 m), etc. Recientemente, como cimentación del Puente del Tercer Milenio y el Puente-Pabellón en la Expo '08 de Zaragoza, se han utilizado pilotes de \varnothing 2,0 m, *in situ*, apoyados en un sustrato de yesos y margas miocenas, afectados por fenómenos de disolución, con longitudes de pilotes de 30,0 a 36,5 m, con cargas máximas de 1.524 ton/pilote. Las cuevas detectadas bajo la punta de algún pilote (con sondeos) se rellenaron con lechada o mortero y, después, tuvieron un tratamiento con *jet-grouting* tipo «super», en la zona del bulbo de presiones. La parte superior de la perforación se hizo con tubería hincada con «morsa», y el resto, con lodos bentoníticos, para disminuir el efecto de la decompresión. Una novedad que introdujo esta obra es la realización de una prueba de carga con célula Osterberg (Figs. 21 y 22); en este caso, la reacción vertical la proporciona la resistencia por fuste del pilote y su peso, por un lado y, por otro, la resistencia por punta y del fuste de la zona inferior (la parte que proporciona menor resistencia es el límite de la prueba). En este caso se alcanzaron las 2.000 ton (los rozamientos movilizados alcanzaron, en la parte superior, hasta 15,7 ton/m², con valor medio de 9,44 ton/m², mientras que en la inferior se dedujeron una resistencia por fuste de 17,31 ton/m² y una carga por punta de 1.275 ton/m², lo que equivale a que el pilote podría haber alcanzado, en caso de una prueba de carga de otro tipo, las 4.000 ton). Más detalles pueden verse en Juárez (2007): Jornadas sobre Obras de Interés Geotécnico, Madrid, 7 de junio, SEMSIG.

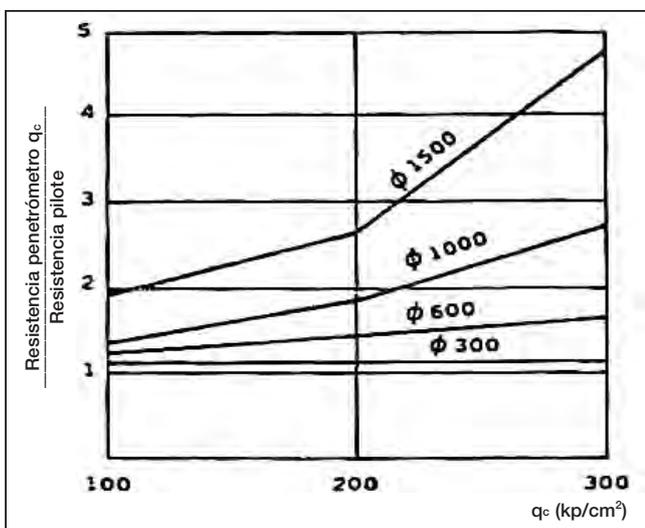


Figura 24. INFLUENCIA DEL DIÁMETRO EN LA RESISTENCIA UNITARIA DE LA PUNTA EN ARENAS (Kerisel, 1961, 1965. Tomado de *Geotecnia y Cimentos*, II. Ed. Rueda).

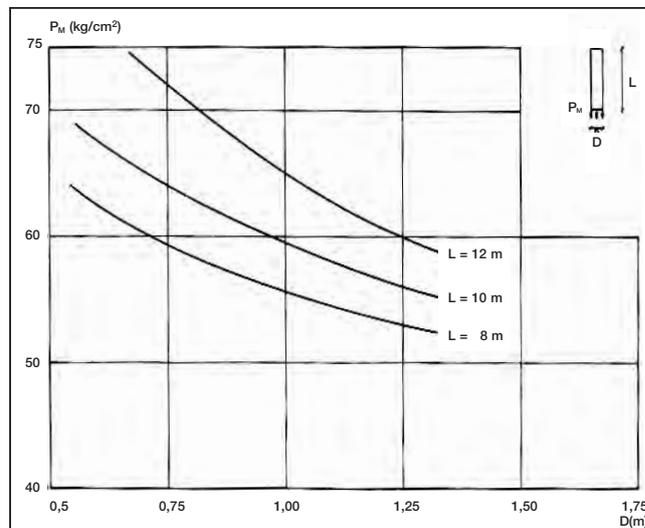


Figura 25. INFLUENCIA DE LA LONGITUD Y DEL DIÁMETRO EN LA RESISTENCIA UNITARIA POR LA PUNTA, OBTENIDA A CORTO PLAZO EN ARCILLAS (Rogel, 1987).

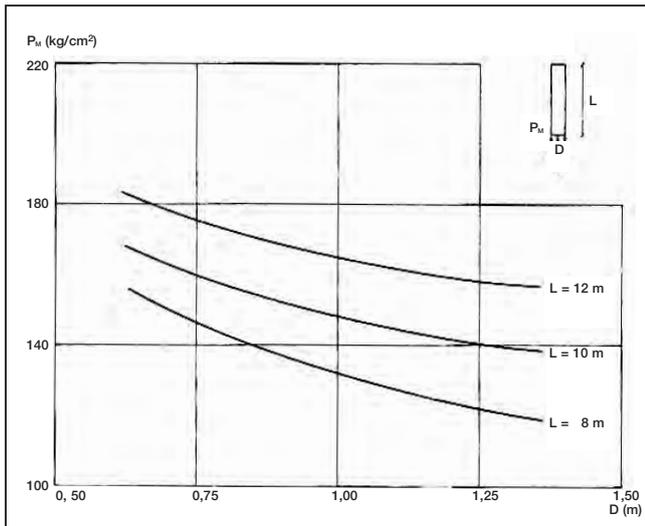


Figura 26. INFLUENCIA DE LA LONGITUD Y DEL DIÁMETRO EN LA RESISTENCIA UNITARIA DE LA PUNTA, OBTENIDA A LARGO PLAZO EN ARCILLAS (Rogel, 1987).

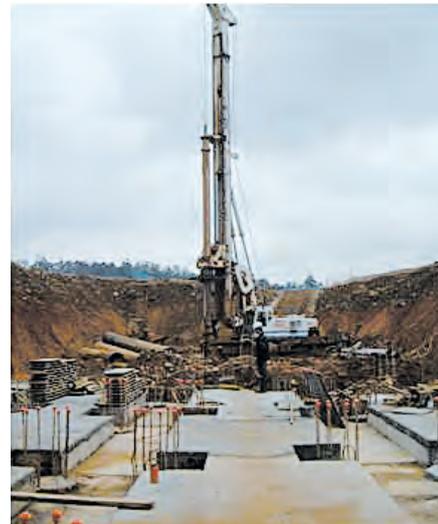


Figura 27. EXCAVACIÓN DE PILOTES BARRENADOS EN LA CIUDAD DE LA CULTURA (Gentileza de Acciona).

En la figura 23 se ha reproducido un esquema del típico tratamiento que hemos hecho bajo la punta de pilotes en varias ocasiones.

6. Influencia del diámetro del pilote

Desde hace muchos años se viene comentado que al aumentar el tamaño del pilote disminuye su resistencia global. Por ejemplo, en la figura 24 se reproducen unos resultados –de más de cuarenta años de antigüedad– de Kerisel, deducidos de sus ensayos a escala media en los tanques de arena de Bagnolet y de los ensayos que dirigió, a escala real, en el lago Maracaibo. Si se considera la resistencia por fuste en el penetrómetro estático, q_c , en la figura 24 puede verse que la relación entre este factor y la resistencia por punta, q_p , va aumentando al hacerlo q_c y el diámetro del pilote. O sea, que en los pilotes grandes es necesario dividir por un número cada vez mayor para obtener q_p a partir de q_c , en arenas. Si la compacidad es media, al pasar de un diámetro de 1 m a 1.5 m la resistencia por punta bajaría un 38 %.

Estudios teóricos realizados por Rogel sobre pilotes arcillosos rígidos muestran (Figs. 25 y 26) la influencia del diámetro y de la longitud del pilote en la resistencia última de la punta, a corto y largo plazo, respectivamente.

En pilotes de 1,0-1,5 m, a corto plazo, el cambio del diámetro supone una disminución del 13 %, que se convierte en un 5 % a largo plazo. Estos valores proceden de unos análisis no excesivamente amplios, pero muestran una gran diferencia en la resistencia por punta al pasar el diámetro de 1,0 a 1,5 m. Es importante darse cuenta de que, al pasar de pequeños a grandes diámetros, hay una mayor reducción (del 30 % a corto plazo, al pasar de \varnothing 0,50 a 1,50 m). En pilotes de gran diámetro, el uso de resultados de penetrómetros, por su efecto de escala, debe hacerse con precaución.

7. El pilote como penetrómetro

Si bien acabamos de comentar los posibles efectos de la diferencia de diámetros entre un penetrómetro (aunque sea estático) y los pilotes reales, pueden utilizarse estos últimos como «penetrómetro» o pilotes-guía para el diseño definitivo de las cimentaciones, cuando éstas sean de envergadura (sobre todo, en número de pilotes).

Así lo hemos hecho con pilotes *in situ*, del tipo barrenado e inyectados por su eje central, en la Biblioteca de la «Cidade da Cultura» de Santiago de Compostela. El terreno de esta zona estaba formado por recubrimientos cuaternarios y roca con diversos grados de alteración (anfíbolitas y esquistos). Como es habitual –según recomiendan la I.S.R.M. y la I.A.E.G.– se distinguen **seis** grados de alteración en la roca: desde el grado I (roca sana) al grado VI (roca totalmente convertida en suelo). Suele considerarse como «sustrato sano» a la roca con grados de alteración I y II, mientras que el III es más parecido al IV, y el V y el VI son relativamente similares. En principio, las recomendaciones del Proyecto inicial se dirigían a apoyar los pilotes –pasados los rellenos, niveles cuaternarios y roca muy alterada– en roca grado II y III. A nuestro juicio, esta solución suponía apoyar en niveles bastante diferentes en cuanto a integridad y dureza. Además, dentro de esa idea conservadora, en la que sólo debía tenerse en cuenta la resistencia por fuste en esos niveles II y III, a pesar de la calidad que –a efectos de fuste– podían tener, el nivel II (o grado de alteración II) aparecía a 26 m de profundidad, por lo que, a nuestro juicio, podía ser muy difícil –y muy conservador el cálculo– llegar a esa zona.

Por todo ello, con el fin de evaluar la resistencia por fuste, se recomendó realizar lo siguiente:

- Sondeos con registro de parámetros.
- Ensayos de penetración estática tipo CPT.
- Construcción de unos pilotes barrenados (CPI-8), de \varnothing 850 mm, instrumentados para medir la presión del avance y el par torsor necesario para la penetración, a fin de «tarar» el terreno hasta llegar a penetrar en la zona de grado



Figura 28. CABINA DE CONTROL PARA REGISTRO DE PARÁMETROS DE PERFORACIÓN E INYECCIÓN (Gentileza de Acciona).

deducirse que el rozamiento en esa zona III-V llevaba (considerando las fórmulas del ensayo de molinete) a una resistencia al corte sin drenaje del terreno de 22 ton/m² (como valor medio representativo), más elevado que el que suele usarse en España como máximo (15 ton/m²), lo que muestra que no puede despreciarse esa zona de la roca alterada ni su resistencia por

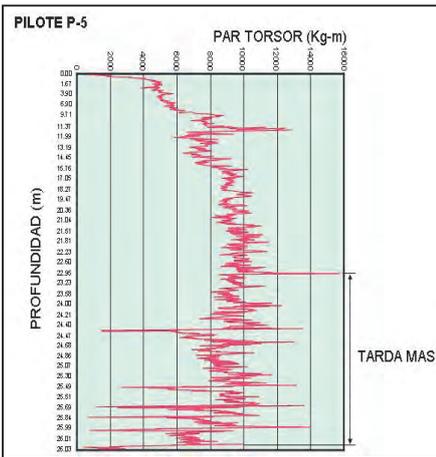


Figura 29. REGISTRO DEL PAR MOTOR EN UN PILOTE DE PRUEBA (Gentileza de Acciona).

de alteración II-III (Figs. 27 y 28).

Con los penetrómetros estáticos se alcanzaron profundidades entre 6,20 y 18,0 m, con presiones en punta máximas de 12 a 22 MPa y resistencias por fuste, en la parte más baja, de 0,15 a 0,80 MPa. En todos los casos el rechazo se alcanzó en zonas con alteración III-IV. En los pilotes de prueba (11, frente a un total de unos 900 pilotes) se lograron profundidades variables entre 4,20 m (zona en que la roca sana casi afloraba) y 26,50 m. El par motor (una de las variables registradas, aparte de la velocidad de giro de la barrera, avance de la perforación, avance durante la extracción y presión en el hormigón inyectado) al final de la perforación varió entre 6.600 Kg.m cuando la roca era somera y 12.500 Kg.m en zonas con la roca sana a profundidad mayor de 15,0 m (Fig. 29), aunque este valor subió hasta 14.000-15.000 Kg.m a lo largo de la perforación. En la zona resistente (grado III-IV) el par motor medio fue 7.000-9.000 Kg.m. Con estos valores puede

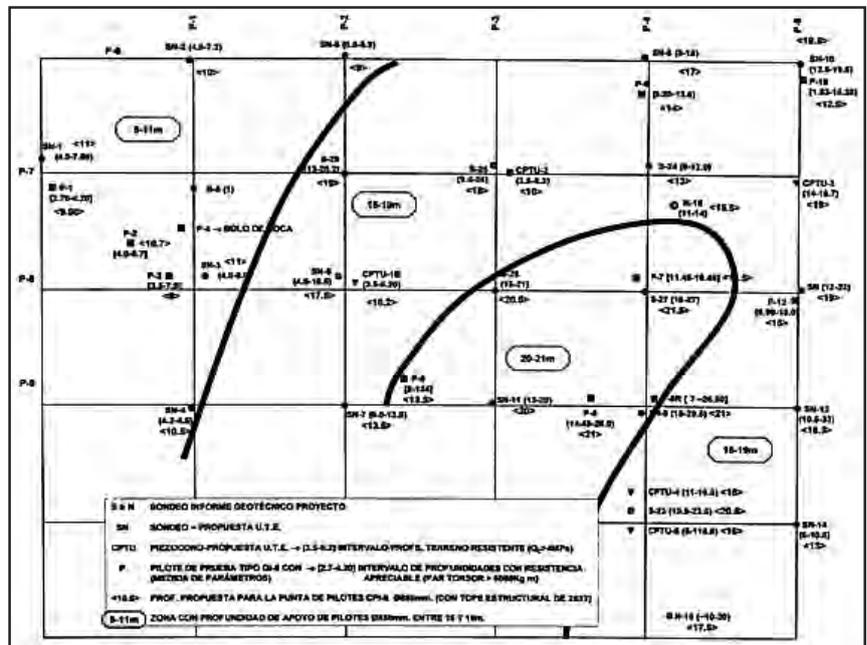


Figura 30. SITUACIÓN DE PROSPECCIONES, CON LONGITUD RECOMENDADA DE PILOTES (Biblioteca de la Ciudad de la Cultura).

fuste. Con estos valores de medidas reales (pilotes de Ø 850 mm) propusimos una resistencia por fuste de 5 ton/m² para grados V-VI y de 15 ton/m² para grados III-IV, junto con un tope estructural de 500 ton/m² para pilotes Ø 650 a Ø 850 mm (y de sólo 400 ton/m² en pilotes de menor diámetro).

Para la resistencia por punta recomendamos 5 MPa para las zonas III y IV y de 10 MPa para la zona sana, tipo II (y coeficientes seguridad 2 para fuste y 3 para punta). A partir de estos datos, se elaboró el plano de planta de la figura 30, en que aparecen las longitudes recomendadas para los pilotes, con las siguientes condiciones para determinar su longitud definitiva (distancia entre la superficie del suelo al hacer las prospecciones y la posición final de su punta).

- Las profundidades de la figura 30 corresponden a pilotes Ø 850 mm.
- La penetración en capas resistentes (o sea, grados

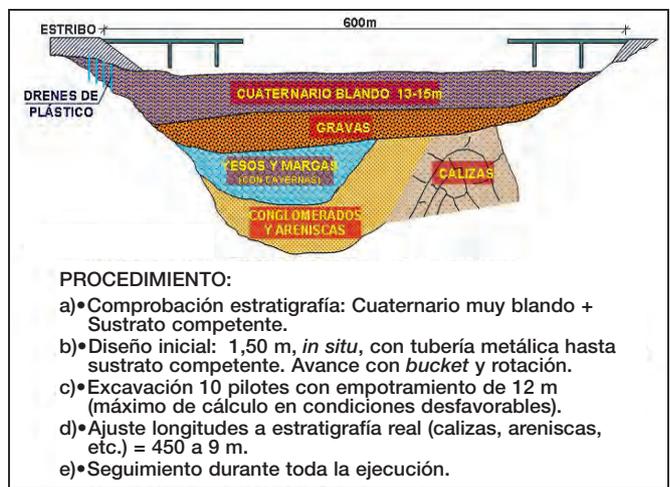


Figura 31. VIADUCTO SOBRE LA RAMBLA DE MINATEDA.

III-IV ó III-II) no ha de ser menor de 6 m, para \varnothing 850 mm, y 4.5, para \varnothing 550 mm.

- El par motor en esa zona resistente debía ser, como mínimo, de 4.000 Kg.m, con valor medio de más de 5.000 Kg.m.
- La maquinaria a utilizar tenía que ser similar a la empleada en los ensayos (Figs. 26 y 27).

El cambiar estas condiciones, conjuntas, no sólo podría haber conducido a menores rendimientos, sino a daños en las máquinas, a medir mal el par motor (al alcanzar valores excesivos) y a mala limpieza del fondo del taladro.

Este sistema de pilotes de prueba (que son ya definitivos) lo hemos usado en pilotes prefabricados (muchas veces) hincando varios pilotes a lo largo de la obra para fijar longitudes, rechazos, etc. Pero ha de hacerse en las mismas condiciones que en la obra (martillo, altura, etc), puesto que, si no, es difícil extrapolar resultados. Así nos pasó, en los años 70, en el Dique seco de Matagorda (Cádiz), con pilotes \varnothing 1,54 m para el muelle de armamento.

También lo hemos usado para pilotes *in situ* (sin medida de par motor) de gran diámetro, como, por ejemplo, en las cimentaciones del Viaducto de carretera sobre la Rambla de Minateda, con estratigrafía compleja (Fig. 31) y el sustrato competente bastante cambiante (en naturaleza y posición). Diseñamos un conjunto de varios pilotes *in situ*, con \varnothing 1,50 m, a perforar con tubería metálica hasta el sustrato competente, con avance por *bucket* y rotación. Se exca-

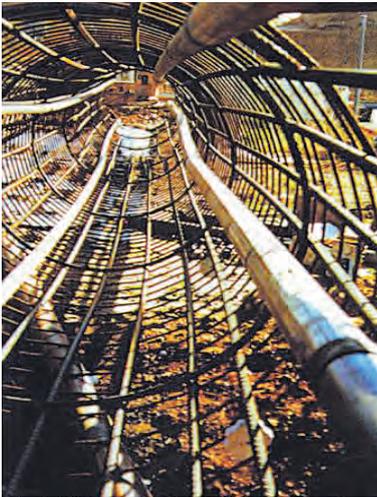


Figura 32. TUBOS PARA CONTROL SÓNICO DE LA CONTINUIDAD DE HORMIGONADO MAL COLOCADOS.

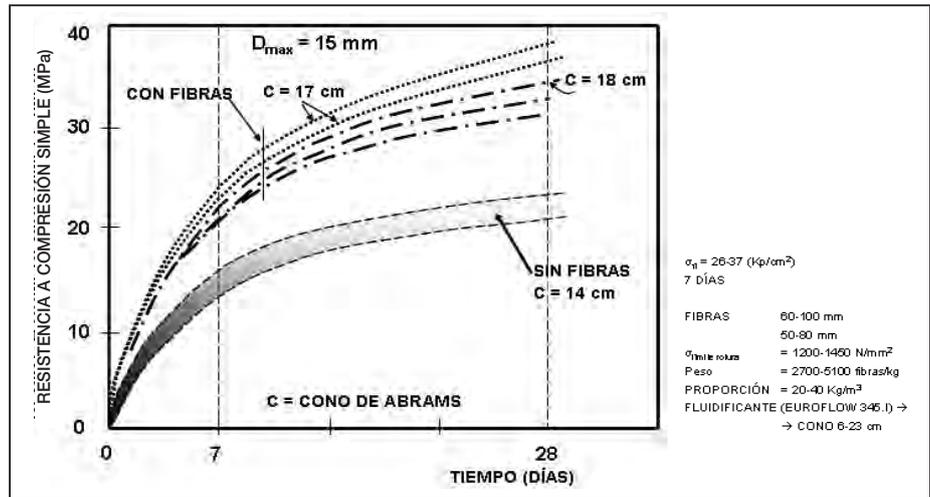


Figura 33. DATOS DEL MATERIAL UTILIZADO EN LOS ENSAYOS DE PILOTES CON FIBRAS.

varon 10 pilotes con un empotramiento de 12 m, en dicho estrato, a lo largo del viaducto (el máximo de cálculo en condiciones desfavorables) y, a continuación, se ajustaban las longitudes definitivas a la estratigrafía real (determinada con los sondeos disponibles y la descripción detallada, a pie de obra, de la perforación de los pilotes), con lo que los empotramientos finales fueron entre 4,5 y 9,0 m, siempre con un seguimiento continuo durante toda la ejecución.

8. Otros problemas

No acaba aquí lo que podemos comentar sobre el diseño y construcción de pilotes. Sólo queremos dejar abiertos algunos caminos a la discusión:

- En lo que se refiere al Control de Integridad de los pilotes *in situ*, por el método de transparencia sísmica o *cross-hole*, queremos hacer notar cómo se ha ido extendiendo y que, hoy, no es concebible un pilote de gran diámetro sin este tipo de control. Sin embargo, cabe señalar que la interpretación de este tipo de ensayos debe hacerse con cierta «cultura», sin que debamos «aterrorizarnos» por que haya una advertencia de «anomalía en la dirección i-j a tal profundidad». Incluso una cierta reducción de sección (si no es importante) no lleva a situaciones catastróficas (según la reducción de la velocidad, cuyo cuadrado es proporcional al módulo de deformación del hormigón y recordando, siempre, que existe una armadura que da continuidad y que la presión de la parte media inferior no es la aplicada en cabeza). A veces basta una visita de inspección para conseguir que los resultados den bien: en la figura 32 pueden verse tubos mal colocados que luego daban malas señales o no dejaban pasar la sonda, lo que había ocurrido en unos 60 pilotes; después de la visita, los siguientes 200 pilotes no tuvieron problemas.
- En los pilotes pueden usarse fibras metálicas para sustituir la instalación de la armadura, pero sólo parcialmente (en nuestra opinión). Hace más de doce años dirigimos una investigación sobre este tema, financiada por varias empresas de AETESS (Rodio, Geocisa y Kronsa). Los ensayos, a escala natural, de pilotes barrenados y a flexión se hicieron en Madrid y en El Puerto de Santa María. Los ensayos de materiales dieron resultados de la figura 33: a resistencia a compresión simple se aumentaba en el orden del 50 %. Sin embargo los ensayos de campo a flexión (por carga horizontal) indicaron roturas frágiles en pilotes de \varnothing 350 mm con fibras, mientras que los pilotes

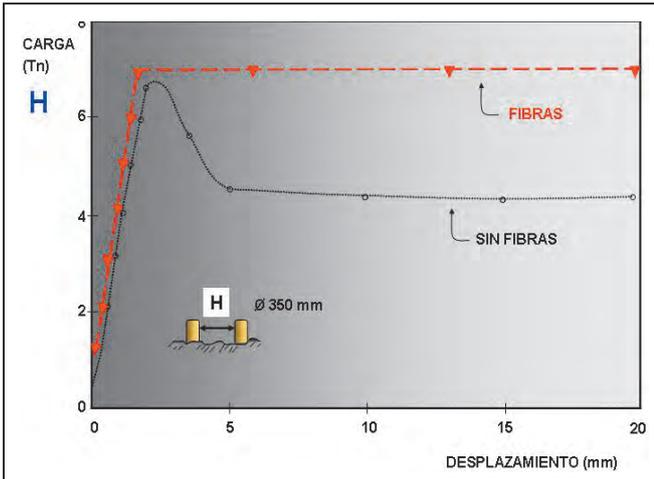


Figura 34. ENSAYOS DE FLEXIÓN DE PILOTE CON O SIN FIBRAS (Gentileza de Rodio, Geocisa y Kronsa).

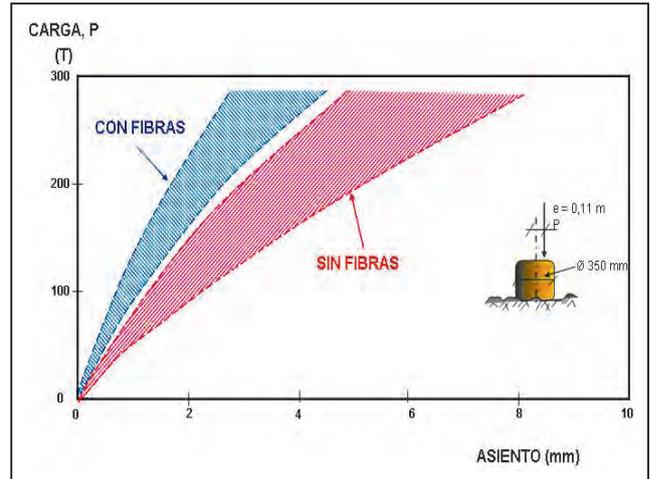


Figura 35. RELACIÓN CARGA AXIL-MOMENTO EN LOS PILOTES ENSAYADOS CON FIBRAS.

similares con armadura llegaban a una carga máxima similar, pero con rotura dúctil (Fig. 34). En los ensayos de carga vertical excéntrica, los pilotes mostraron un comportamiento más difícil y con un claro incremento de resistencia (30-50 %) frente a la carga vertical (Fig. 35). Si estos resultados se comparan con los teóricos (en cuanto a la relación de carga axil, N, y de momento, M) resultan algo más favorables que los previsibles, según las Normativas de Hormigón Armado (Fig. 36). Lógicamente, con estos comentarios, parece que deben usarse las fibras conjuntamente con algo de armadura convencional, para evitar roturas frágiles, con lo que en la parte baja de los pilotes podrá reducirse considerablemente la armadura, a cambio de fibras, reduciendo el peso de la armadura convencional y los medios auxiliares.

9. Pilotes hincados de gran diámetro

En España, los pilotes prefabricados e hincados suelen ser de sección cuadrada, de unos 25 a 40 cm de lado, fabricados en tramos de 12-14 m y unidos por sistema de machihembrado, con bulones laterales (en la cabeza reforzada), generalmente sin azuche en punta.

Los hormigones de estos pilotes suelen ser de gran calidad, por lo que su tope estructural suele ser del orden de 120 MPa.

La hinc se realiza, generalmente, con martillos tipo diésel, controlando el «rechazo» (golpes/10 cm de avance) y aplicando fórmulas desde clásicas (como la de Hilley, con coeficiente de seguridad de 2, ó la de los «holandeses», con coeficiente de seguridad de 6) o modernas (ecuación de la onda o utilización del método CASE

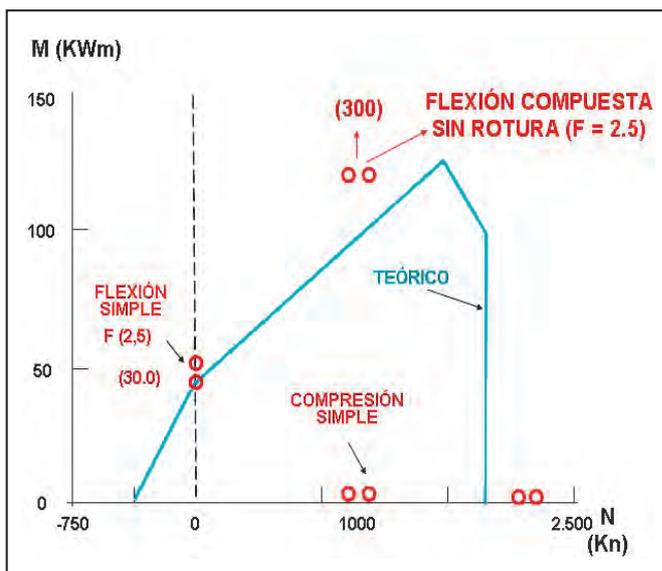


Figura 36. ENSAYOS DE FLEXIÓN DE PILOTE CON O SIN FIBRAS (Gentileza de Rodio, Geocisa y Kronsa).



Figura 37. HINCA DE UN PILOTE RAYMOND Ø 66" EN LOS PUENTES DE LA VARIANTE DE PUERTO REAL Y EL PUERTO DE SANTA MARÍA (Gentileza de Dragados).

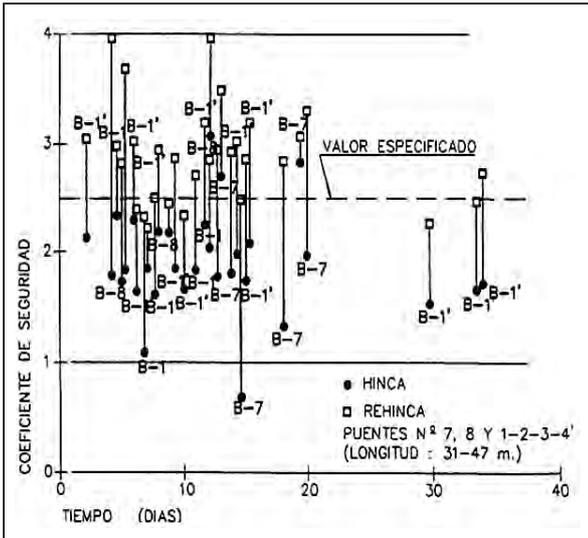


Figura 38. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD ENTRE HINCA Y REHINCA.

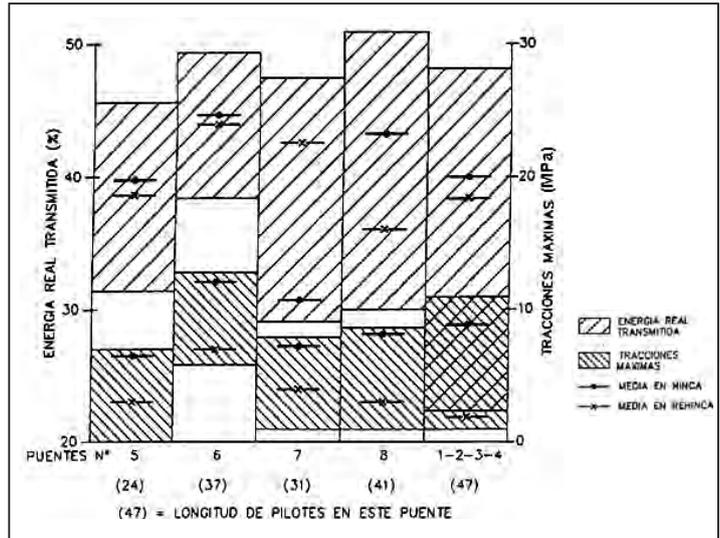


Figura 39. RESUMEN DE INFORMACIÓN OBTENIDA CON EL PDA.

del profesor Goble). En este último caso, el pilote se instrumenta en cabeza (medidores de fuerza y aceleración) y se controla el efecto de cada golpe del martillo con el equipo PDA (*Pile Dynamic Analyzer*). En la Jornada de AETESS de 2001, Arcos describió con detalle esta técnica para estos pilotes prefabricados, ya utilizada por dos o tres empresas españolas.

Pero pilotes prefabricados de gran diámetro, para su posterior hinca, sólo son construidos por una sola empresa en España (Dragados), que utiliza la antigua patente de pilotes Raymond, cilíndricos (con diámetro de 36, 54 y 66 pulgadas), huecos (con espesor de 12 pulgadas), con pretensado por adherencia, lo que les confiere una elevada resistencia a flexión, por lo que se han utilizado mucho en obras portuarias y marítimas (A Coruña, Huelva, Cádiz, Málaga, Valencia, etc.) y, a veces, en obras viales como pila-pilote (Ferrocarril Málaga-Fuengirola en 1973, con un único pilote Ø 66" por pila, Autopista Sevilla-Cádiz, Variante de Puerto Real y El Puerto de Santa María, etc.).

Estos pilotes se fabrican por dovelas de 5 m de longitud y se hormigonan con un centrifugado posterior y curado al vacío. Luego, las dovelas se unen mediante cables de pretensado, hasta conformar la longitud de pilote prevista en proyecto, transportándose desde fábrica con su longitud total. El hormigón puede tener una resistencia característica del orden de 50-55 MPa y un módulo de deformación de 55.000 MPa.

En la Terminal de Carbones de Gibraltar-Intercar (bahía de Algeciras), los pilotes se hincaron con una longitud de 55 m, aunque la hinca en el terreno sólo se realizaba a lo largo de unos 16-17 m.

También se usaron en puentes de la Variante de Puerto Real (uno de ellos fue el primer puente español con hormigones de alta resistencia: 80-120 MPa), con una longitud máxima de unos 47 m (Fig. 37). En la figura 38 puede verse la variación del coeficiente de seguridad obtenido en hinca y rehınca en esta obra. Prácticamente, todas las rehincas superaron el valor de 2,5 exigido (salvo en algún caso que sólo se alcanzó entre 2,2 y 2,3). En hinca lo normal era

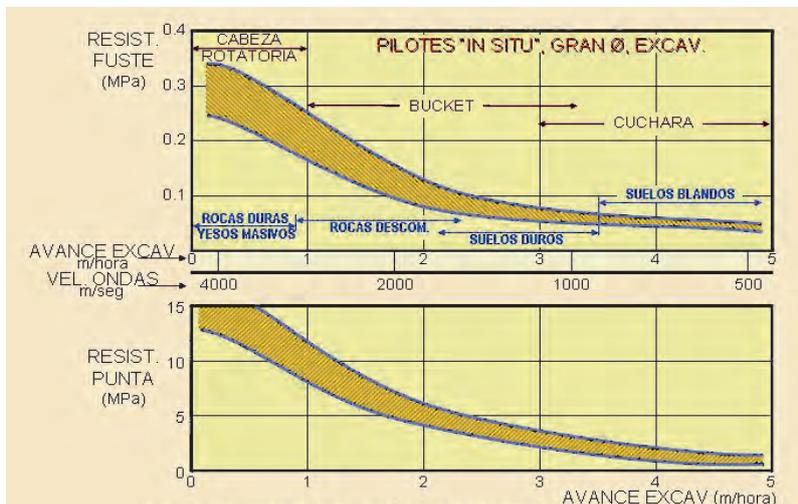


Figura 40. POSIBLE VARIACIÓN DE RESISTENCIA CON EL AVANCE.

lograr 1,5-2,2, salvo en algún caso en que el coeficiente fue claramente inferior a 1,5; sin embargo, las rehincas de los pilotes en que se registraron estos valores tan bajos llevaron a coeficientes en rehınca del orden de 2,3 a 2,8, por lo que se aceptaron como válidos. En esta obra se comprobó, con el equipo PDA, que las tracciones máximas en los pilotes durante la hinca eran del orden de 10-12 MPa, lo que con la calidad del hormigón y su pretensado no era un problema (Fig. 39).

Estos pilotes se han hincado con mazas tradicionales de caída libre, con accionamiento por vapor; o sea, martillos diésel. Generalmente se controla toda su hinca, registrando, en una parte de hinca, todos los golpes cada 20 cm de avance (y al final, cada 10 cm). Siempre se ha deducido su capacidad portante a través de la teoría de la ecuación de la onda, y en diversas ocasiones hemos controlado su hinca con el equipo PDA, llegando, incluso, a registrar la rotura de un pilote durante la hinca. El mejor control se hace en rehınca, una o dos semanas después de la primera hinca, con lo que se moviliza mejor su resistencia por fuste y se deduce de forma más clara la verdadera capacidad portante del conjunto pilote-terreno. Durante la primera hinca se puede producir una especie de licuación en suelos limo-arenosos y no detectarse la resistencia por fuste. En el caso de Gibraltar-Intercar, la rehınca daba resultados acordes con las pruebas de carga estática, lo que no ocurría en la primera hinca, por la causa citada.

En este tipo de pilote se suele discutir la magnitud del coeficiente de seguridad a utilizar respecto a la carga de hundimiento deducida con el PDA o la ecuación de la onda. Si se hace el control con rehınca, consideramos que debe exigirse un coeficiente de seguridad del orden de 2,5, con lo que se puede asegurar un mínimo de 1,8-2,0 de seguridad respecto al control en la hinca directa, referido todo esto a situaciones permanentes de carga.

10. Conclusiones

Aunque de forma incompleta, hemos pasado revisión a una serie de aspectos relacionados con el diseño y ejecución de pilotes de gran diámetro. Queremos distinguir, a manera de conclusiones, los siguientes aspectos:

- Está claro que, actualmente, se tiende a construir menos pilotes y de mayor diámetro, lo que permite mejor control de la ejecución.
- El reconocimiento geotécnico debe realizarse dirigido al problema, en profundidad y medios. Lejos están aquellos reconocimientos que no llegaban ni a la punta de los pilotes, como pasó en algún Puente sobre el río Vinalopó.
- Debe llevarse a cabo un análisis geotécnico-ingenieril del problema (no un simple informe geotécnico), con modelaciones numéricas simples y con soluciones esquemático-constructivas aplicables, a fin de que el Proyecto no sea sólo un conjunto de números.
- El seguimiento (y/o control) de las obras debe desarrollar claramente el sistema constructivo previsto, ajustándolo a lo que se observa en la realidad, con ajustes *in situ*.
- Deben instrumentarse las obras (transparencia sísmica, medida de asentos, etc.).
- Debe utilizarse la informática necesariamente para tener representaciones adecuadas (perfiles, bi y tridimensionales, plantas con avance de las obras, con la longitud de los pilotes) y datos reales que pueden compararse con lo previsto.
- En un futuro próximo prevemos, con ayuda de AETESS, intentar estalecer la variación de la resistencia con la velocidad de perforación del pilote. Una posible variación de este tipo se indica en la figura 40.

11. Bibliografía

- EM 1997-1 (2004). Eurocode 7. «Geotechnical Design. Part 1: General Rules». C.E.N.
- Juárez, F. (2007). «Cimentación con Pilotes de gran Diámetro y gran Longitud en los Puentes del Tercer Milenio y del Pabellón-Puente de la Expo '08 de Zaragoza». Jornada de Interés Geotécnico, núm. 33. SEMSIG. Madrid..
- Katzenbach, R.; Bachmann, G., y Gutberlet, C. (2007). «Soil structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy». Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mech. and Geotechnical Eng., vol. 1, págs. 55-59. Madrid.
- Kerisel, J. (1964). «Deep Foundation Basic Experimental Facts». Proc. Conf. on Deep Found, vol. 1, págs. 5-44. México.
- Olalla, C. (2007). «Cálculo de cimentaciones profundas en suelos». Ingeniería del Terreno. Ingeoter 10 U.D Proyectos E.E.S.I. Minas. U.P.M., págs. 229-59.
- Oteo, C. (2001). «Pilotes de extracción». Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. Pilotes para Edificación, págs. 25-46. Madrid.
- Oteo, C. (2002). «Introducción al diseño de Pilotes». Curso Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimen-

taciones. CEDEX, Madrid.

Oteo, C.; Burbano, G.; Sopeña, L., y Bolinaga, F. (1996). «Use of dynamic tests during driving of large diameter piles in marsh soils». 5th Int. Conf. on the Application to Stress-wave Theory in Piles. Orlando (Florida).

Rogel, J. M. (1987). «Transferencia de carga a lo largo de un pilote excavado en arcillas rígidas». Tesis doctoral. Univ. Politécnica de Madrid (reproducida en el Cuaderno de Investigación 24 del CEDEX).

Santos, A.; Cuéllar, V., y Pardo de Santallana, F. (2007). «Spanish Technical Code DB SE-C for building foundations in the Light of European Norm». EN 1997-1 Proc. 14th European Cong. on S.M. and G.E., vol. 4, págs. 1795-1800. Madrid.

Schuppener, B. (2007). «Eurocode 7: Geotechnical Design. Part 1: General Rules –its implementation in the European Member States». Proc. 14th European Conf. on S.M. and G.E., vol. 2, págs. 179-89. Madrid.

Serrano, A.; Perucho, A.; Olalla, C., y Estaire, J. (2007). «Foundations in volcanic areas». Proc. 14th European Conf. on S.M. and G.E., vol. 4, págs. 1801-15. Madrid.

Soriano, A. (2001). «Pilotes hincados». Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. Pilotes para Edificación, págs. 9-24. Madrid.

Soriano, A. y Oteo, C. (1982). «Numerical analysis on the behaviour of piles in soft rocks». Proc. Int. Symp. on Num. Models in Geomechanic. Zürich.

Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de pilotes y pantallas *in situ*

José Luis GARCÍA DE LA OLIVA
CEDEX

Fernando SÁNCHEZ DOMÍNGUEZ
EUROCONSULT

1. Presentación del documento

El documento de *Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos* ha sido el resultado de tres años de trabajo para el desarrollo del Convenio para la *Realización de recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos de integridad de pilotes y pantallas «in situ»* entre la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS) y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

Los trabajos han sido llevados a cabo por una Comisión integrada por miembros de cada una de las partes:

- CEDEX: D. José Luis García de la Oliva y D. Carlos de las Heras Meco.
- AETESS: D. José María Echave Rasines, D. Juan José Muñoz Armagnac y D. Juan Luis Ríos González.

Como apoyo directo al proyecto en representación de CEDEX ha intervenido D. Vicente Cuéllar, y por parte del Comité Técnico de AETESS, D. Pedro R. Sola.

El ponente general ha sido D. Fernando Sánchez Domínguez.

Asimismo se ha contado con la colaboración de D. Carlos Fernández Tadeo y D. Alain Nouet.

La dirección de los trabajos ha sido competencia del CEDEX.

Con el documento se pretende mostrar los aspectos más importantes de los métodos de control más desarrollados, y actualmente con mayor implantación, para la investigación de la integridad de pilotes *in situ*.

Se describen las técnicas de «Transparencia Sónica» mediante ultrasonidos en tubos embebidos en el hormigón y las de registro de la respuesta a un impacto de pequeña amplitud, con martillo de mano, como el eco y la impedancia mecánica, que son las más desarrolladas en nuestro país.

El documento pretende servir de guía de referencia de estos ensayos y mostrar ejemplos que colaboren en la correcta interpretación de los resultados y en la solución de diferencias cuando se analiza y valora la afección de los defectos detectados a la cimentación.

Aunque se realiza un breve repaso y se hacen algunas referencias a otras técnicas, el documento intenta ceñirse a éstas. Se ha pretendido que sea lo más práctico posible; sin embargo, en los capítulos que se ha considerado necesario se ha incluido una primera parte teórica breve. Posteriormente se presentan todos los aspectos más importantes de la ejecución del ensayo, análisis de señal, clasificación, defectos detectables y posibles actuaciones.

Se ha tratado de un trabajo conjunto, en el que se ha consensuado desde cuál debe ser la instrumentación o preparación necesaria en los pilotes hasta los resultados que se presentarán en el informe. La base para la elaboración del documento ha sido una importante revisión bibliográfica.

La necesidad de realizar este documento se debe a que las técnicas de control de cimentaciones se han implantado fuertemente en España en los últimos años, en todas las obras de cierta entidad, apareciendo en la mayoría de los proyectos de cimentaciones profundas. Sin embargo, el conocimiento y divulgación de éstas, dando a conocer sus ventajas e inconvenientes a las Direcciones de obra, contratistas y asistencias técnicas, en cierta medida es escaso.

El documento surge del convencimiento de que, para que se tenga confianza en los resultados proporcionados por los métodos de control, es necesario que se conozcan adecuadamente los principios en que se basan éstos y las limitaciones que presentan.

2. Estructura del documento

El documento se ha dividido en tres capítulos por simplificar la estructura. El primero de los capítulos presenta brevemente los métodos de control de cimentaciones profundas, cuáles son los datos previos a recopilar en la fase de ejecución de la cimentación para poder realizar los ensayos, qué método utilizar y cuántos pilotes ensayar. Asimismo se muestra qué tipo de defectos se pueden presentar en los pilotes *in situ*, cómo definirlos, qué tipo de inspecciones complementarias se pueden realizar cuándo se ha detectado un defecto en un pilote y cuáles son las reparaciones posibles.

El segundo capítulo se dedica a la técnica de transparencia sónica basada en el tiempo que tarda en propagarse una onda de presión en el interior del pilote usando sondas introducidas en tubos instalados en el interior de pilotes o pantallas. El tercer capítulo muestra las técnicas de eco e impedancia, basadas en la respuesta dinámica provocada por una pequeña fuerza axial, que se aplica en la cabeza del pilote mediante un martillo de mano. En estos capítulos se presentan los equipos, la preparación necesaria en el pilote para realizar los ensayos, el análisis de resultados y la interpretación y presentación de informes.

3. Datos sobre la cimentación previos a la realización de ensayos

De la experiencia de control de cimentaciones en estos últimos años se proponen algunos datos que es necesario recabar antes de realizar ensayos de transparencia sónica, eco o impedancia mecánica, para evitar errores en la interpretación de resultados. Sobre todo se considera *imprescindible* disponer por parte de la empresa de control de unos determinados datos que le permitan realizar una interpretación correcta de los ensayos.

Los datos previos básicos de los que se debe disponer antes de realizar cualquier intervención son:

- Identificación del elemento.
- Dimensiones y tipo de los pilotes a ensayar.
- Situación en planta del elemento a auscultar en la obra.
- Cotas de la cabeza y el fondo de perforación.

Si se utilizan tubos para realizar ensayos de transparencia sónica, por ejemplo, hay que conocer la situación de los tubos en planta y, al menos, las cotas de los extremos superiores de los tubos. Además es importante conocer con la mayor precisión las condiciones geotécnicas del entorno, especialmente si el análisis se realiza mediante ensayos de eco o de impedancia mecánica, ya que se pueden producir reflexiones de la señal en capas geotécnicas diferenciadas, pudiendo confundirse con cortes o anomalías a la cota de dichas capas.

Por otro lado, la repercusión de una anomalía puede ser muy diferente en función del tipo de pilote auscultado y su forma de trabajo.

El conocimiento de la dosificación y características del hormigón y de las incidencias que se han producido tanto durante la excavación del pilote como en el suministro de hormigón y durante el proceso de hormigonado, es esencial para discernir, en el caso de que se hayan producido anomalías, cuáles pueden haber sido los motivos y así tener indicaciones para poder realizar las reparaciones que sean necesarias.

En especial, siempre que se detecte la presencia de un defecto, conviene consultar los partes de ejecución, ya que en la gran mayoría de los casos el cruce de información proporciona la respuesta a las causas de las anomalías.

En el texto se propone un parte de perforación y hormigonado, con los datos mínimos que se deberían incluir cuando se ejecutan pilotes o pantallas sobre los que posteriormente se realizarán ensayos no destructivos.

4. Método recomendado

Aunque en el documento se describen claramente cuáles son las limitaciones de cada uno de los métodos de control de cimentaciones, en estas recomendaciones se ha querido proponer de forma simple cuál es el método más adecuado en cada caso. Los criterios han sido sobre todo técnicos sin tener en cuenta consideraciones económicas, de dificultad de preparación, etc.

El método no destructivo de control de pilotes que fuera perfecto tendría que proporcionar información de todos los defectos que se pueden producir, tanto en el interior del hormigón como en la periferia (contacto pilote-suelo) y definir su localización exacta en profundidad y en extensión y su situación respecto al contorno del pilote. Por supuesto, el ensayo debe ser rápido y barato y no debe interferir con el ritmo normal de la obra. Además de todas las características anteriores del ensayo perfecto para la ejecución de las obras, lo más importante es que los resultados deben tenerse en un breve plazo de tiempo, incluso si es posible en obra, para no retrasar su ejecución, y deben ser suficientemente concretos.

En las recomendaciones se propone considerar que, como primera valoración, y siempre dejando la posibilidad de un segundo análisis en gabinete, en la misma obra se debe producir la propuesta de aceptación o rechazo del elemento. Aceptar el pilote sería sencillamente asegurar la concordancia en comportamiento sobre unos valores teóricos y sería

realizada *in situ*, dejando la valoración del rechazo del elemento a un análisis más detallado. En obra solamente se debería considerar el rechazo en espera de un análisis detallado.

A la hora de elegir un método para verificar la integridad de pilotes conviene tener en cuenta todas las ventajas y limitaciones que se detallan en los correspondientes apartados de los métodos de control. Simplificando, **se insiste en que, para grandes diámetros y sobre pilotes que tienen profundidades importantes, el método más apropiado es la «Transparencia Sónica»**. En pilotes de pequeños diámetros con esbelteces pequeñas (longitud/diámetro ≥ 30) los métodos más apropiados son el eco o la impedancia mecánica.

Realmente, siempre que sea posible, el método más recomendable desde el punto de vista de la rápida interpretación es el de la transparencia sónica. Pero no siempre es posible instalar tubos en pilotes, o a veces se toma la decisión de realizar ensayos cuando se sospecha que se ha producido alguna anomalía durante la ejecución y ya no es posible instalar los tubos. En estos casos queda la posibilidad de recurrir a la impedancia mecánica o al ensayo por eco. Siempre que se intuya la posible presencia de anomalías en los pilotes a ensayar y los elementos no dispongan de tubos de auscultación para realizar transparencia sónica se deberían realizar ensayos de impedancia mecánica y eco, combinando toda la información que proporcionen ambos métodos a la vez. Con la ejecución e interpretación de ambos métodos y enlazando todos los parámetros de medida posible (longitud, movilidad, rigidez, etc.) la fiabilidad del ensayo puede ser mayor.

En el documento se destaca también que el control no tiene por qué limitarse a la utilización de un solo método. En ocasiones, disponer de un detalle del interior del hormigón con transparencia sónica y conocer las reacciones con el terreno mediante impedancia mecánica es muy interesante y proporciona detalles de cómo se están ejecutando los pilotes en obra.

5. Porcentaje de pilotes a ensayar en obra

Dada la vaguedad de la normativa que contempla la realización de estos ensayos no destructivos de cimentaciones profundas, generalmente el número de pilotes a ensayar se indica en proyecto. A nivel de proyecto, la decisión sobre el tipo de control y número de ensayos a realizar debería tener en cuenta una serie de parámetros como son la categoría geotécnica de la obra, el tamaño del pilote (diámetro y profundidades) y otros. Sin embargo, en el documento se considera que realmente el factor más importante debería de ser **la experiencia y maquinaria de que dispone la empresa de cimentación**.

La referencia del número de pilotes que se debería ensayar se hace en estas recomendaciones utilizando documentos técnicos a nivel internacional, pliegos de prescripciones técnicas, normas a nivel europeo, etc. A pesar de esto, es difícil indicar un determinado porcentaje, ya que, por ejemplo, en las normas UNE-EN 1536 de Pilotes perforados y UNE-EN 1538 de Muros-pantalla se citan los ensayos no destructivos de cimentaciones profundas, pero sin mencionar cuántos elementos deben ensayarse, dejando a criterio del Director de obra el número de ellos.

En el PG-3 se indica que «sobre alguno de los pilotes de prueba, o bien sobre cualquiera de los de trabajo, se efectuarán las pruebas de carga y los ensayos sónicos, de impedancia mecánica o cualquier otro previsto en el Proyecto u ordenado por el Director de las obras»; pero no da indicación del número a ensayar. Solamente marca que en el caso de pilote aislado bajo un pilar se recomienda equipar todos los pilotes para su posible comprobación y llevar a cabo pruebas del tipo señalado en, al menos, un (1) pilote de cada tres (3).

Se hace referencia a los documentos normativos que proponen que realizando un control adecuado de la integridad pueden ser utilizados topos estructurales mayores. En este sentido se hace referencia al «Código Técnico de la Edificación», ya que éste indica que, con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topos estructurales un 25 % mayores. Los ensayos de integridad no destructivos que se citan son la transparencia sónica, el eco y la impedancia mecánica.

En el nuevo Código Técnico de la Edificación, el número de pilotes a ensayar se fijará en los «Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares» de los Proyectos, aunque se indica en él que al menos no debe ser inferior a 1 de cada 20 pilotes, salvo en el caso de pilotes aislados con diámetros entre 500 y 1.000 mm que no debe ser inferior a 10 por cada 20, y si el diámetro es mayor a 1.000 mm, a 5 por cada 20 pilotes.

En este apartado de las «Recomendaciones» se destaca que es interesante que el porcentaje de pilotes a ensayar sea mayor al inicio de los trabajos de cimentación, descendiendo posteriormente una vez que se ha comprobado la eficacia del método de ejecución para las condiciones particulares de obra.

6. Problemas de construcción

En base a la bibliografía internacional, y aportando la experiencia del grupo de trabajo que ha participado en la redacción de las recomendaciones, se muestra una relación exhaustiva de los problemas de construcción que se pueden presentar en los pilotes y pantallas *in situ*. Éste es un apartado muy desarrollado, ya que un buen conocimiento de las incidencias que pueden generarse en la realización de los pilotes y pantallas permitirán efectuar una interpretación mejor de los ensayos de control que se realicen. Asimismo se podrán también proponer investigaciones

complementarias ajustadas en caso de que se detecten defectos, así como reparaciones o tratamientos de mejora.

Los tipos de defectos que pueden ocurrir en los pilotes o pantallas son muy diversos y pueden producirse por diferentes causas. Se realiza un repaso sobre las causas más corrientes que provocan los defectos y sobre todo de las posibilidades de detección que presentan los distintos métodos de auscultación. Se trata, además, de enlazar las causas, con lo que para un método no destructivo es un defecto.

Los tipos de defectos tan diversos que se describen (roturas en la cabeza, estricciones, cortes, desprendimientos, puntas contaminadas, etc.) pueden ser producidos por diferentes causas en distintos tipos de pilotes, presentando posteriormente las mismas características cuando se realiza una excavación alrededor del pilote o un sondeo con recuperación de testigo.

Para ordenar los defectos en el documento se ha utilizado la clasificación que propone Michael W. O'Neill en *Construction Practices and Defects in Drilled Shafts* (1991). Ésta es una clasificación muy razonada de defectos que los agrupa en los siguientes apartados:

- a) Defectos relacionados con problemas constructivos.
- b) Defectos relacionados con la excavación.
- c) Defectos provocados por una inadecuada manipulación de la camisa.
- d) Defectos resultado de una mala utilización de lodos bentoníticos.
- e) Relacionados con la fase de hormigonado.

Sin entrar en detalles, en el documento se insiste en dos cuestiones:

1. Que los defectos derivados de la utilización de los bentoníticos realmente son defectos derivados de la *mala* utilización de lodos bentoníticos.
2. Que es necesario realizar un importante control del hormigón utilizado y de la fase de hormigonado, ya que suele ser la causa más importante de defectos.

En referencia a la etapa de hormigonado, se han considerado las causas comunes de defectos relacionados con esta fase, como son las siguientes:

- Suministro irregular de hormigón que puede incluso llegar a producir un curado antes de lo previsto dentro del «tremie» o en el entorno de la armadura.
- Puesta en obra de hormigón mal formulado, con baja trabajabilidad o fácilmente segregable. En caso de utilizar hormigones con poca maniobrabilidad, también se producen defectos en el recubrimiento de las armaduras.
- Evolución de la consistencia del hormigón en el tiempo, lo que conlleva una inapropiada trabajabilidad del hormigón durante toda la fase del hormigonado.
- Inapropiada técnica de hormigonado con tubería «tremie» y hormigón sumergido.
- Separación entre «tremies» en el hormigonado de pantallas.

7. Análisis de defectos con los métodos de control

En las recomendaciones se ha intentado definir claramente qué es un defecto, y aunque parezca un concepto simple, no es nada sencillo. La capacidad que tiene un método de ensayo para determinar el mayor número posible de defectos y su localización en el pilote es la característica más importante que hay que valorar. No hay situación más frustrante para un ingeniero responsable de una obra, o aquel que tiene que revisar una cimentación, que la de encontrarse con un informe que indica que existe una anomalía en un pilote, pero no se proporcionan datos sobre el tipo de defecto, ni su localización y extensión.

En el texto se ha decidido utilizar la siguiente nomenclatura en los ensayos no destructivos.

Se habla de «**anomalía**» como desviación de la forma normal del registro del ensayo. Eliminando las anomalías que pudieran ser debidas a una mala instrumentación, preparación o calidad del ensayo, es necesario valorar aquellas que son debidas a un fallo real en el pilote. Como «**fallo**» se entienden las desviaciones con respecto a lo previsto en la forma o en el material constitutivo del pilote. Como «**defecto**», cuando estos fallos, por su tamaño o localización, pueden llegar a reducir la capacidad resistente del pilote o su durabilidad. Estas definiciones tan claras pueden no ser tan evidentes cuando se analizan los ensayos detalladamente, por lo que a lo largo de la descripción de los distintos métodos se valora el análisis de anomalías en sentido más amplio, no sólo como se ha definido anteriormente.

En cuanto al análisis de defectos, en el documento se insiste en que se debe exigir a las empresas de control que el personal que realice los ensayos incluya técnicos con experiencia y criterio para analizar los primeros resultados en obra, de forma que la interpretación sea lo más rápida y precisa. Así mismo, se debe exigir al contratista que proporcione todos los datos necesarios para realizar una buena interpretación.

Sin embargo, se observa que el análisis de defectos con las técnicas no destructivas será, al fin y al cabo, cualitati-

vo y por comparación con otros pilotes ensayados anteriormente en función del criterio del ingeniero que interpreta los resultados.

La interpretación dependerá de la capacidad del técnico que analiza los ensayos, ya que debe cruzar otros datos con los de los ensayos: por ejemplo, las condiciones de ejecución, el terreno, las condiciones geotécnicas, requerimientos en cuanto a cargas de diseño, et Al ser técnicas cualitativas, tampoco se deben utilizar como único criterio para rechazar o aceptar una cimentación; debe existir un plan de reparación o de inspecciones complementarias con otros ensayos, si es necesario.

8. Inspecciones complementarias-reparaciones

En el documento se proponen algunas técnicas de inspección complementarias cuando se presentan defectos, así como las formas más comunes de acometer reparaciones.

Las soluciones que se pueden adoptar ante un defecto en un pilote son muy variadas. Desde un simple recálculo de la cimentación redistribuyendo las cargas en los otros pilotes íntegros del encepado y permitiendo mayores esfuerzos, hasta la construcción de un pilote colindante o próximo al defectuoso, pasando por las inyecciones de reparación.

Cuando se detecta una heterogeneidad, la primera pregunta es si la zona presuntamente defectuosa está a poca profundidad o quedará accesible en algún momento, como en las pantallas. Si los defectos están a poca profundidad, mediante excavación pueden subsanarse con descabezados complementarios, saneos, recrecidos, etc.

Cuando no sea sencillo realizar una excavación alrededor por encontrarse profundo el defecto detectado, y se necesite confirmar las características del material que lo compone, se pueden realizar sondeos con recuperación de testigo. Como condicionantes generales, se puede indicar que estos sondeos tienen que realizarse con rotaciones muy lentas a la altura de la heterogeneidad a investigar. Así mismo, habrá que evitar realizar maniobras a las profundidades de inspección, extrayendo en la medida de lo posible todo el espesor de la heterogeneidad en un testigo, entre dos maniobras. La descripción del testigo y valoración del material extraído tiene que correr a cargo de personal especializado, ya que el testigo no representará fielmente el estado del material en la propia heterogeneidad, al haber sido afectado por la propia perforación y extracción. De esta forma, el empleo de agua en la perforación favorecerá la pérdida de finos en materiales ya deslavados de por sí.

Para inspeccionar el sondeo en toda su profundidad, y en especial en la zona afectada por la anomalía es muy interesante y da muy buenos resultados –con un bajo coste– descender una cámara de TV o vídeo por el sondeo realizado. Este tipo de inspecciones nos darán mucha información para programar una reparación. Otra prueba que se puede realizar sobre el sondeo realizado es efectuar ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Cerrando con válvulas a distintas profundidades del sondeo es posible analizar la permeabilidad y descarga en profundidad de la anomalía, pudiendo valorarse la continuidad de la anomalía y, en su caso, la inyección que se ejecutará.

Se presentan las inyecciones como una técnica que permite tratar un gran número de las patologías de defectos que se detectan con las técnicas no destructivas, aunque, sin embargo, no son la panacea maravillosa que todo lo soluciona. Hay cortes de pilotes que pueden repararse, por ejemplo, con barras o micropilotes en su interior, y habrá que estudiar cada caso.

9. Transparencia sónica

De esta técnica, es el método más usual para el control de la integridad de pilotes de gran diámetro y pantallas *in situ*. Se presentan los principios, los equipos de toma de datos, la instalación necesaria para realizar los ensayos y otras generalidades.

Hay una amplia información sobre la instrumentación a realizar, tipo y número de tubos, sistemas de fijación a la armadura, colocación de los tubos para realizar sondeos en punta del pilote o inyecciones, etc.

También se presentan ensayos con disposiciones especiales de las sondas y análisis detallados de las diagrfías. Se debaten algunos temas que producen discusión en España, como la utilización o no de tubos de PVC en la instrumentación, el registro de las diagrfías digitales frente a las diagrfías clásicas, etc.

Se presentan los nuevos equipos que digitalizan y almacenan la señal y permiten realizar algunos tratamientos especiales que asisten a la interpretación, como son la valoración de la amplitud de la primera llegada, otorgando porcentajes, como se ve en la figura 1. En la diagrfía se hace un análisis de amplitud (energía) que permite valorar amortiguamientos de la señal registrada.

También se incluyen representaciones tridimensionales de las diagrfías moduladas e incluso de varios tubos a la vez, asignando colores a los tiempos de llegada, como se observa en la figura 2.

En cuanto al análisis de integridad en base a los registros, se utilizan trabajos internacionales que analizan anomalías o heterogeneidades provocadas intencionadamente sobre muestras de hormigón en laboratorio. No sólo se analizan los retrasos en el tiempo de llegada de la señal, sino también los amortiguamientos que se producen.

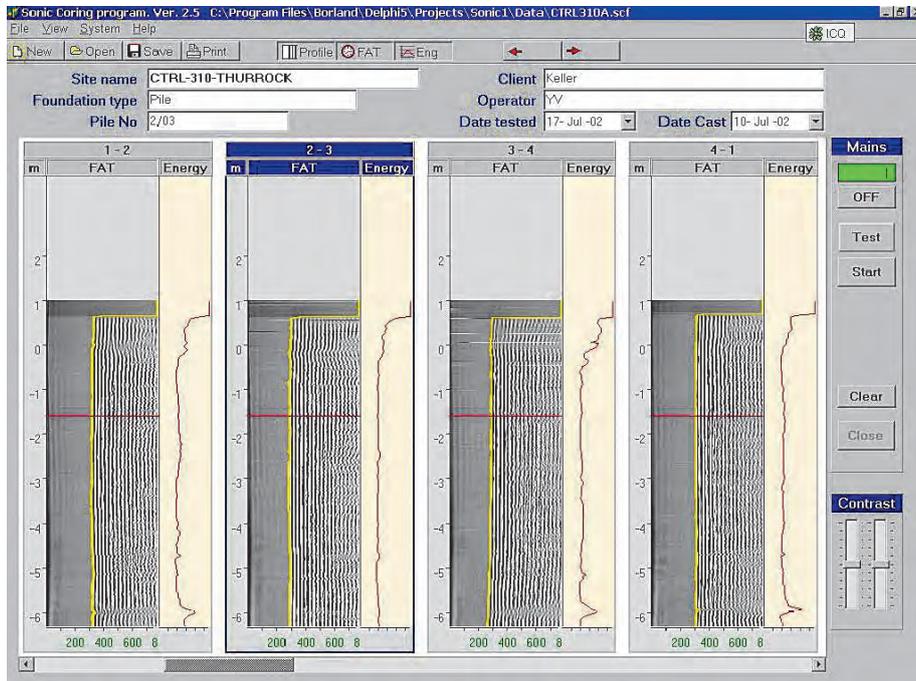


FIGURA 1

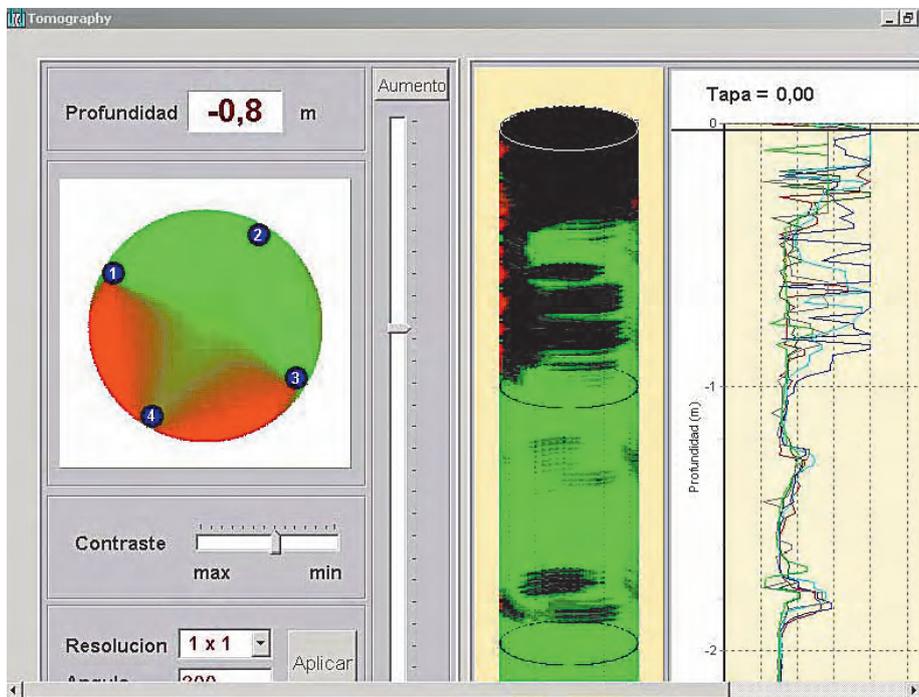


FIGURA 2

10. Técnicas de eco y de impedancia mecánica

Los ensayos de eco y de impedancia mecánica se tratan juntos como técnicas basadas en el análisis de la respuesta dinámica provocada por una pequeña fuerza axial que se aplica en la cabeza del pilote mediante un martillo de mano. Sin embargo, se tratan en puntos separados del capítulo, al considerarse como técnicas distintas, no solamente por la distinta instrumentación, al estar el martillo instrumentado o no con un sensor de fuerza.

Al igual que en el capítulo de la «Transparencia sónica», se presentan aquí los principios de ambos métodos, la instrumentación necesaria, el tratamiento de los registros, el análisis de resultados y algunos ejemplos de análisis asistidos por ordenador del tipo perfil de impedancia (como se observa en la figura 3) que proporcionan algunos fabricantes de equipos. Todos estos apartados son bastante amplios, ya que se ha pretendido crear una buena base para poder sentar los principios de un buen análisis de resultados.

Por último, se insiste mucho en la presentación de los informes de eco e impedancia mecánica, indicándose cuáles deben ser los requerimientos mínimos que deben contener.

Se tratan brevemente otras técnicas algo más especiales y específicas en estudios de patologías en pilotes con el encepado construido, en las que se genera una onda de compresión por medio de un martillo de mayor peso y se registra en un sondeo próximo (sísmica paralela) o con varios geófonos o acelerómetros a lo largo del fuste del pilote (ultrasismicidad).

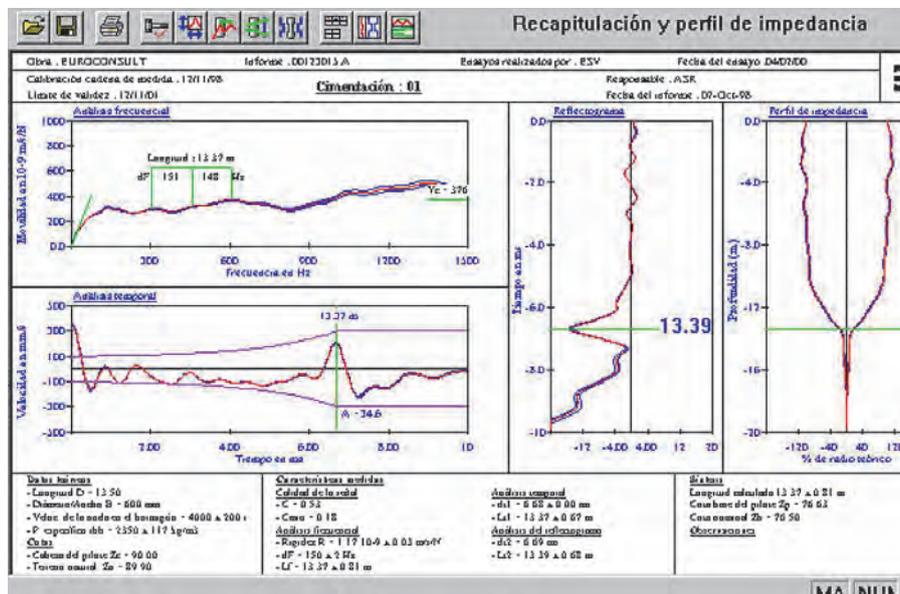


FIGURA 3

11. Anexos

En los anexos se presentan diagráfias reales de pilotes con defectos realizadas con transparencia sónica y ensayos de eco e impedancia mecánica. Además se incluyen formatos de partes de hormigonado para pilotes *in situ* y pilotes con barrena continua, de tal forma que cuando se realicen los ensayos se disponga de todos los datos previos de la cimentación necesarios para su interpretación.

12. Conclusiones

El documento de «Recomendaciones para control de cimentaciones con ensayos no destructivos» pretende servir de guía de referencia de estos ensayos y mostrar ejemplos que colaboren a la correcta interpretación de los resultados y a la solución de diferencias cuando se analiza y valora la afección de los defectos detectados a la cimentación, dado el gran auge de estos ensayos en los últimos veinte años.

Pretende dar una visión global de los métodos de ensayos, de los problemas que pueden presentarse en la ejecución de las cimentaciones y, por último, homogeneizar la presentación y alcance de los resultados.

MESA REDONDA SOBRE

Diseño y Control

MODERADOR:

D. César SAGASETA MILLÁN

PRESIDENTE SEMSIG

MIEMBROS DE LA MESA:

D. Carlos OTEO MAZO

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

D. José Luis GARCÍA DE LA OLIVA

CEDEX

César SAGASETA MILLÁN (Moderador)

SEMSIG

Hemos llegado al debate, para el que tenemos media hora, y es el turno de preguntas y comentarios.

Juan José MUÑOZ

TERRABAUER

Una pregunta y una consideración para el Profesor Oteo o para cualquier geotécnico que esté en la sala. Según hemos visto en la exposición de Carlos Oteo, los empotramientos en roca, en la actualidad, los estamos maximizando. Se hablaba de 3 diámetros, y hay que tener mucho cuidado. Me refiero a rocas con igual o mejor calidad del hormigón que metemos dentro del pilote. La tónica habitual, por lo menos en las obras que yo estoy viendo o ejecutando, y en las que estamos trabajando, no es que los empotramientos rara vez lleguen a los 3 diámetros, sino que están siendo muy superiores a los 3 diámetros.

Carlos OTEO MAZO (Ponente)

UNIVERSIDAD DA CORUÑA

Entonces no llegan, lo sobrepasan...

Juan José MUÑOZ

TERRABAUER

Quiero decir que no llegan por defecto. Estamos generalmente en empotramientos en granitos, los granitos catalanes o granitos gallegos, del orden de los 4 ó 5 diámetros dentro de la masa granítica. Creo que esto viene de una mala concepción del proyecto en cuanto a su cálculo, ya que estamos basándonos –o por lo menos las fórmulas que caen en mis manos, que es de donde se deducen estos empotramientos– en una compresión simple. La compresión simple, dentro de un macizo rocoso, yo creo que hay que tener mucho cuidado cómo se utiliza, puesto que las probetas, por regla general, suelen estar algo desvirtuadas por el propio sondeo, y pienso que sería mucho más lógico utilizar sobre la parte de roca que hemos sacado sana (aunque tenga 25 fisuras), vía esclerómetro o un procedimiento Franklin, cuál es el valor de esa masa. Creo que es un tema preocupante, porque en pilotes donde la perforación, el avance, no es que esté en el metro/hora, sino que está en 50 y 20 centímetros a la hora, estamos haciendo empotramientos –en pilotes de 1,50-2,00 metros– del orden de 3, 4 y hasta 6 veces el diámetro.

Ésa es una de las cuestiones sobre las que me gustaría conocer vuestra opinión, tanto técnica como económica, del conjunto.

La segunda es una alusión por intervención. Recuerdo perfectamente que las pilas pilotes de 2.600 de hace veinticinco años se hicieron con un método rupestre. Se hicieron con una cuchara y un trépano rectificador, y se llegó a los 50 metros. Si la memoria no me falla –y si anda por aquí Florencio–, creo que tenían una carga nominal entre 2.500 y 3.000 toneladas de axil, más un momento concomitante, porque era un puente en curva. Si te acuerdas, eran los dos gemelos que hicimos, tanto el del Báltico como el del puerto, del orden de los 1.500 metros/tonelada. En mi mesa todavía conservo los solapes de la barra; cada barra se componía de 3 barras del 32 y la armadura era así como 96 barras del 32 ó 99 barras del 32. Eso se hizo, se comprobó, salió muy bien y el puente lleva veinticinco años y es un orgullo para todos los que hemos intervenido. Bueno, pues veinticinco años después he tenido la suerte de hacer en el mismo cauce del río, unos pilotes de 2 metros a rotación, con lo cual entiendo que el terreno lo hemos dañado mucho menos, y me da que estos pilotes, en lugar de cargarlos a los 50-52 Kp/cm² que creo que cargaste, en aquella ocasión las pilas pilote, de mucha mayor responsabilidad, corresponden a un encepado que tiene 27 pilotes de 2 metros. Habéis oído bien: 27 pilotes de 2 metros. En treinta y seis años de vida profesional, es el encepado más grande que conozco, en España y en tres de los cinco continentes. Creo que algo nos está fallando, evidentemente. El terreno, el cuaternario de Valencia, en veinticinco años no se ha podido deteriorar tanto. Quisiera que me dierais alguna luz al respecto.

La tercera cosa... Cuando hemos hablado de que, para los pilotes, en los proyectos, nos limitamos a unas condiciones, entre esas condiciones están, evidentemente, las condiciones de ejecución en cuanto al desarenado del pilote. Si un pilote se ha desarenado al 2 por ciento no es responsabilidad del contratista el que luego esa punta tenga incluidos unos detritus o no los tenga, porque –como tú muy bien has dicho– puede derivarse de la propia acepción de lo que tenemos dentro del pilote. Está claro que, si tenemos por allí flotando los productos de la rotura de ese granito, cuyo peso específico es de 2,5 cada uno, eso es imposible de mantener en suspensión. Eso se queda abajo, y cuando hormigonamos con un tubo «tremie» que tiene 70 l de sección en un pilote de 2 metros que tiene 3.140 l de sección, o bajo yo y voy barriendo el hormigón para que llegue a todos los lados, o evidentemente, habrá secciones en que el detritus lo aplasta contra un lado, y ahí se queda. Desde que nos enseñó Jiménez Salas aquellos dibujos de punta lápiz de todos los pilotes, hasta nuestros días, yo creo que lo que no podemos es luchar contra los fenómenos físicos propios de lo que hacemos.

Muchas gracias.

Carlos OTEO MAZO
UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Por orden...

El empotramiento. Yo iba a decir qué menos de lo que tú has apuntado; iba en tu línea. El empotramiento muchas veces se exagera. Hay que hacer siempre números relativos. ¿Qué le vamos a pedir a esa punta? Yo tengo una roca de relativa calidad. Empiezas con la fórmula de la compresión simple...; depende de cómo se saque: 600 Kp/cm² por un coeficiente x... Pero es que me sale una presión elevadísima: 200 Kp/cm². ¡Pero si yo no voy a tener esa presión de trabajo nunca! ¡Pero si no voy a permitir trabajar al hormigón a ese valor, y tiene primero que absorberse por fuste! Llega un momento en que me dan igual los números; si le castigas con alfa, beta y gamma, hago lo que quiero porque manejo los números. Lo importante es conocer la calidad de esa roca. La calidad de esa roca la puedo deducir por geofísica, que también se las trae; y al final el sondeo, un sondeo relativamente decente, me da una probeta que puede estar alterada. Sí, bueno; pero el *franklin* o el *point load test*, al final, te condiciona. Una cosita que también es discutible, y empezamos siempre a correlacionarla con la compresión simple, para hablar de calidades. Y ¿cuál es el coeficiente de correlación? ¿El 25 de Bieniawsky, o el 11 de las pizarras españolas? Tenemos de 1 a 2, así que volvemos a estar lo mismo. Siempre es bueno, en lugar de utilizar la compresión simple, hablar de un índice de calidad de roca: un GSI, un RMR. En fin, corregir con algo más que la compresión simple. Y la fracturación, y lo que haya en las fracturas... Habría que hacerlo seguramente con un toque corrector con la calidad de la roca. Ahora, lo de sacarlo el *point load test* o la compresión simple, yo creo que es más o menos lo mismo.

La segunda... Los pilotes de 2,60 m, ahí, en Valencia, los cargamos poco: 52 ó 53 Kp/cm²; pero es que tampoco hacia falta más. Fueron de 2,60 m por la cuchara, y eso de que eran «rupestres»... ¡Haga usted el favor, Señor Armagnac! Recuerde que fabricamos un útil para hacer cilíndrico el pilote.

Se hacía por bocados y a continuación se le mataba. Se mandaba un útil hacia abajo –digamos tosco, pero apuntado– para que la circunferencia fuera perfecta y las armaduras no tropezaran. ¡Hombre, eso no es rupestre! Ya me gustaría a mí que en los pilotes actuales se hiciera eso. Lo que pasa es que con esa sección ya le bastaban los 52 Kp/cm²; si no, le hubiéramos cargado más.

Sobre lo que comentabas a continuación, yo no conozco el proyecto de que hablas y, por tanto, no puedo opinar. Dicho así, si en un sitio hemos resuelto con un pilote y en otro con veinte, parece desaforado. Pero no sé si el puente es el mismo, si las cargas son las mismas; no sé si las condiciones son las mismas... Por tanto, no puedo opinar, no tengo criterio. Lo que sí sé es que desde hace veinticinco años, como tú has dicho, esos dos puentes de Florencio del Pozo están con una pila pilote sólo en cada pila. El gran ahorro para el contratista y para la Administración fue quitar 30 pilotes y el enorme encepado que hacía falta bajo el agua, bajo el nivel del río, que encima había que agotar, con un canto de unos 3 metros. Eso fue un enorme ahorro.

Sobre el detritus, y por eso he sacado ese ejemplo, que tú estabas ahí en aquella ocasión. Esos pilotes se discutieron durante un año, y cuando entramos y decidimos cómo se podía hacer, no se volvió a hablar de limpieza. Siempre iba a haber los 80 ó 90 centímetros, los que correspondían a la longitud del pilote; eso no lo podíamos evitar. El desarenado exigido fue del 2 por ciento, ¡que mira que protestasteis vosotros! Y os recuerdo, para quien no lo sepa, que, cuando se empezó a discutir sobre los desarenados en la Unión Europea, se hablaba de un 6 por ciento porque a los contratistas les interesaba, y algunos desde aquí protestamos mucho, porque nos pareció exageradísimo, porque ya no es que te dejen 70 centímetros: es que te dejan metros. Pero eso es algo que no se le puede achacar al contratista; ahí sí tienes razón, porque va con el proceso constructivo. Tendrás que diseñar algún sistema de quitarlo o de inyectar, y por eso a mí no me gusta hacer un diseño de un pilote con sólo unos números. Tiene que contemplar cómo se hace, y tiene que ir valorado en el proyecto: inyecciones, perforaciones; en fin, lo que se decida, antes o después. Pero tiene que hacerse así, porque, si no, todo son discusiones; y no podemos estar, ni yo ni nadie, en cada obra haciendo de esto una discusión permanente. Los criterios tienen que estar muy claros y sólo discutir las cosas anómalas. Esto surge todos los días y, por tanto, no debe ser motivo de discusión. Debe ser un procedimiento establecido y valorado.

César SAGASETA MILLÁN (Moderador)
SEMSIG

Yo quería añadir un comentario respecto a la primera pregunta, sobre la resistencia a compresión de la roca sana en relación con el empotramiento de los pilotes. Cada vez más las normas van poniendo en claro las cosas, introduciendo explícitamente el papel de la fracturación, meteorización, etc. Pero corremos el riesgo de sustituir la aplicación de un criterio basado en la experiencia por una formulación de aspecto semicuantitativo y coger la envolvente pésima de las dos. Ambas intentan determinar la carga admisible a través de la minoración de la resistencia a compresión simple de la roca, pero lo que no se puede hacer es aplicar las dos en cadena, pues se llega a infravaloraciones excesivamente conservadoras.

De hecho, las normas actuales ponen que la carga de hundimiento necesaria para calcular ese empotramiento tiene unos factores por diaclasamiento, por meteorización, etc., a aplicar a la resistencia a compresión simple de la roca sana, pero ésta no es la resistencia que se mide en el laboratorio, pues en general incluye ya fisuras en el tamaño de la probeta. Entonces, si tomamos como resistencia a compresión simple la que medimos ya con un cierto número de fisuras y luego le aplicamos un factor de corrección por diaclasamiento, estamos poniendo factor sobre factor, y llegamos a pilotes de longitudes desmesuradas. Está bien que la norma contemple esas cosas y trate de cuantificarlas; pero, ¡jojo!, hay que tener bien claro cuál es el significado de cada parámetro.

José Luis GARCÍA DE LA OLIVA (Ponente)
CEDEX

Yo quería hacer otro comentario en relación con la profundidad del empotramiento en roca. Éste es un tema que, cuando se está trabajando en una roca de calidad –por ejemplo, en granito–, surge muy a menudo; por ejemplo, en Galicia. Del granito conocéis los criterios en definición del grado de alteración, y, por ejemplo, muy frecuentemente se define un empotramiento de 3 diámetros, en granito de grado III, que en ocasiones es muy difícil de realizar.

El granito de grado III es un granito que tiene menos del 50 por ciento por cierto de la masa alterada. Ésta no es una definición de un medio continuo que tiene una resistencia determinada. Significa que menos del 50 por ciento de la matriz del material ha sufrido un proceso de alteración.

Desde mi punto de vista, hay que tener sentido común y sopesar cada situación. Por ejemplo, en ocasiones hay tendencia a limitar al máximo el empotramiento en este material, porque con el pilote nos podemos encontrar un material de una resistencia elevada que es muy difícil de perforar, y eso te puede animar a ir a empotramientos mínimos de medio diámetro, o incluso menores, pensando que el material en el que estás apoyando es mejor incluso que el fuste del pilote que estás ejecutando.

Por ejemplo, en Galicia, he encontrado con bastante frecuencia emplazamientos donde, cuando haces un encepado, te encuentras que, con la profundidad a la que alcanzas el techo de roca en uno de los pilotes del encepado o en otro, la diferencia de profundidad es superior a la distancia entre los pilotes. Estamos hablando de que el sustrato en el techo de roca tiene una pendiente en ese emplazamiento elevada. En algún caso hemos encontrado esa problemática en materiales tipo pizarra, materiales que tienen, por añadidura, discontinuidades con una resistencia claramente inferior. Tenemos que pensar que ese pilote lo estamos apoyando en un medio resistente y, desde mi punto de vista, al menos tienes que conseguir que toda la superficie de la punta del pilote esté en contacto con ese material de perforación entra en contacto con la roca). (el empotramiento suele medirse a partir de la profundidad a la que el útil. En situaciones en las que te encuentras con este problema –y que son bastante frecuentes– en que, durante la ejecución de los pilotes, estás viendo que la pendiente del sustrato puede tener 45 grados o incluso superior, el empotramiento a realizar tiene que tomar en consideración la presencia de ese desnivel, y eso, en ocasiones, obliga a que al menos tienes que hacer un empotramiento de 1 diámetro para tener una mínima garantía de que toda la superficie de apoyo esté en contacto con la roca.

Y otro tema que quería comentar... Otro tema que surge en proyecto, y que te encuentras después, cuando llevas a cabo las obras, es que cuando defines una cimentación tienes que ver su viabilidad y la posibilidad de ejecutarla, y tener en cuenta que esa cimentación tienes que llevarla a cabo y valorarla correctamente. Pero si intervienes desde el lado del proyectista, si defines la cimentación de detalle incluyendo en el pliego de condiciones el proceso de ejecución, tienes garantizado que esa cimentación no se va a llevar a cabo nunca, porque en fase de obra van a surgir mil detalles que van a hacer que esa cimentación se modifique y se produzca un encarecimiento del costo de obra en esa unidad de obra.

Mi opinión, y es una opinión totalmente personal, es que hay que definir las cimentaciones de manera que sean realizables, valorarlas correctamente; y el pliego de condiciones, que defina hasta un cierto nivel el tipo de cimentación. Pero yo, personalmente, intentaría que no fuera tan estricto el pliego como para definir una cimentación de una manera muy clara, porque, cuando lo he hecho, he visto que nunca se llevaba a cabo esa cimentación por distintos motivos.

Jesús GÓMEZ HERMOSO

FCC CONSTRUCCIÓN

Mi pregunta es sobre los ensayos de transparencia sónica. Cuando se hacen estos ensayos con mucha frecuencia, y una vez obtenidos los resultados, si éstos están bien, no hay problema. Pero cuando hay alguna discordancia, lo primero que surge es la calidad del hormigón, y siempre tenemos la misma respuesta normalmente: es un ensayo de tipo cualitativo. Sabemos que el hormigón no es el que debería ser, pero no llegamos a saber qué calidad tiene ese hormigón, salvo que haga una perforación, se extraigan testigos...; en fin, utilizar otro método. Pero a través de esa velocidad de sonda que detectamos, y a través de la velocidad que sabemos que tiene aproximadamente en el hormigón sano, ¿no se podría extrapolar de alguna forma un valor aproximado, siempre que no hubiera una discontinuidad clara, sino que fuera una pérdida de vibración en el recorrido o una variación de velocidad?

José Luis GARCÍA DE LA OLIVA (Ponente)

CEDEX

Desde mi punto de vista, esta técnica va orientada, más que a definir la velocidad de la onda en el pilote, a detectar anomalías e irregularidades. No es habitual analizar la señal observando el tiempo de llegada, por ejemplo lo que sería un hormigón con una velocidad de 3.700 metros por segundo, y que, por tanto, es un hormigón de tal calidad, sino a buscar sitios en que se producen incrementos en el

tiempo de llegada. Este incremento te indica que, a esa profundidad, hay una anomalía en el ensayo que puede estar relacionada con un defecto en el pilote o bien con un defecto en la instrumentación, pues, como ya os comentaba, en algunas ocasiones la instalación de los tubos puede dar lugar a problemas. Por ejemplo, si trabajamos con tubos de PVC, nos encontramos a veces con que no hay un buen contacto y vamos a detectar una anomalía en el ensayo debido a ese mal contacto. En ese sentido, cuando la anomalía es importante, si estás trabajando con cuatro tubos y detectas el problema en pares de tubos que son independientes, tienes garantía de que a esa profundidad hay una singularidad que debe analizarse en mayor detalle.

Me refería a que lo que se analiza normalmente – y las normativas de otros países es lo que definen– es el incremento de velocidad a una determinada profundidad más que el valor en sí de la velocidad, que es el que podía estar relacionado con la calidad del hormigón. No tenemos por qué suponer que la onda tiene un recorrido perfectamente recto entre emisor y receptor; podemos tener una cavidad, incluso un hueco relleno de detritus. Entonces la onda lo que va a hacer es un recorrido alrededor, incrementando el recorrido y con ello el tiempo de llegada para un hormigón de la misma calidad.

Carlos OTEO MAZO (Ponente)
UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Si me permites añadir... El problema para muchos de nosotros a los que nos toca recibir los informes que emiten las empresas especializadas, es que son bastante escuetos. Además, es lógico, porque no olvidéis nunca que lo que uno recibe es lo que paga; y lo que pagas es que un señor baje un aparato y envíe una onda, y no le estás pagando mucho más. Por ello los informes suelen ser escuetos, y luego a los demás nos toca analizar eso. Lo primero que hay que preguntarse es qué trascendencia tiene un fallo en el estanque de tormentas que hemos hecho recientemente en Madrid, que es el más grande de Europa. Tiene, si no recuerdo mal, 200 pilas pilote, cada una separada; son pilares muy separados y hechos como pilotes. Si hay un fallo y una pila de esas se va, se puede hundir el estanque entero. Están separadas unos 10 metros de distancia, y como la otra pila no puede absorber esa carga, la losa puede quedar dañada. Es decir, no se puede jugar lo mismo que si se tiene un encepado de 20 pilotes de no sé qué diámetro y en uno de los pilotes hay un defecto en un lateral. Las cosas son muy distintas.

Por supuesto, claro que miramos y que muchas veces hemos deducido la calidad del hormigón por la velocidad; no es una cosa exacta, pero sí buena y, por supuesto, estimada. No es lo mismo que la señal haya disminuido a la mitad que el módulo de formación haya bajado la cuarta parte pero todavía tiene una resistencia, y además, no es lo mismo que esté en cabeza que arriba. Arriba es fácil de arreglar porque puedo descubrir el pilote. Abajo, ¿qué presión le va a llegar, si le va a llegar el 20 por ciento de la exterior?, que es una presión pequeña. Todas estas cosas las que tiene que valorar el que será responsable de que aquello funcione, y si no, pues inmediatamente a pinchar los pilotes. A mí no me gusta pinchar los pilotes; se me han salido ya muchos taladros de los pilotes como para estar pinchándolos. Por otra parte, cuando son pilotes largos, aquí hay señores en la primera fila que han tenido que montar una máquina que vale muchísimo dinero para poder perforar un pilote de 50 metros y poder llegar a la punta. Hay que utilizar una maquinaria que no la tiene todo el mundo; por eso a mí no me gusta perforar y comprobar la calidad del hormigón perforando, porque se me han salido ya muchos taladros. Entonces, ¿qué tienes que hacer? Pues si es la punta y no hay otra manera, atravesarlo. Si el pilote no es muy grande, con cuatro a cinco taladros por fuera y debajo con *jet grouting*, hacerle un apoyo a ese pie dañado; o si es un lateral, constreñir con inyecciones o, si no, duplicar los pilotes, lo que a veces nos ha pasado; con pilotes de 2.700 toneladas no caben juegos. Con 3 metros cortados, lo que hicimos fue llamar a tres casas por ver si había algún problema de aparatos o algo así, pero no lo había: estaba cortado. Entonces, ¿qué haces? Pues pensar mucho, porque 2.700 toneladas a 5 metros, y al final, 2 pilotes. Pero el canto del encepado que necesitas para transmitir eso es del orden de 5 metros, que tampoco es ninguna tontería; todo eso hay que pensarlo muy bien. Y claro que tienes que intentar aquilatar; lo malo es que eso no se lo debes pedir a la empresa a la que le has pedido los ensayos, porque no es problema de la empresa.

Juan JIMÉNEZ REDONDO

TERRABAUER

Quería incidir en cómo podemos solucionar el tema de los hormigones. Mi experiencia me dice que los hormigones que empleamos normalmente son los que se piden en H-30 ó en H-35, y que el cono tiene que ser un cono 20 ó un cono 21. Eso, como es lo que nos da el cliente, eso es lo que tenemos. Y yo considero que a eso –como decía antes el Profesor Oteo– no se le pueden echar esas cositas y esas zarandajas; hay que controlarlo. Una de las cosas que yo llevo persiguiendo mucho tiempo es que, si nosotros hacemos cimentaciones especiales, los hormigones también deberían ser especiales, como son para las dovelas o para los deslizados. Mi experiencia me dice que, cuando se hicieron los pilotes del Báltico –los famosos del 2,60–, se hicieron primero una serie de pruebas del hormigón, y aquello funcionó perfectamente. Cuando hemos hecho los pilotes de Amposta, se hicieron pruebas de hormigón, y también funcionó perfectamente. Hemos llegado a conseguir resultados como verter 40 y 50 metros cúbicos/hora en pilotes de 2,5; cosa que, si los hormigones no tienen buena trabajabilidad, eso no funciona. Sólo quería decir que, si somos cimentaciones especiales, los hormigones deberíamos estudiarlos un poco más.

José María ECHAVE RASINES

AETESS

Yo quería recoger, como Presidente de AETESS, el guante que nos ha lanzado el Profesor Oteo para la relación de un estudio –como hemos hecho en otras ocasiones en colaboración– en el que poder establecer una correlación entre los parámetros de perforación para poder fijar unas tablas que relacionen esto con el coeficiente de seguridad, o con las características del terreno, o con lo que se está exigiendo a los pilotes en el Proyecto. Yo lo que creo es que en este tema del que se ha hablado al principio sobre el empotramiento en roca, y teniendo en cuenta lo que dijo José Luis Elvira al principio de la Jornada, los avances en maquinaria son cada vez mayores. Es decir, hay mucha diferencia entre unas máquinas y otras en las obras, y se está haciendo con diferentes máquinas el mismo tipo de pilotes en el mismo tipo de suelo. El criterio que se sigue en este momento en las obras es que, si la máquina avanza a no sé cuánto, el pilote hay que seguir perforándolo, y si la máquina avanza menos, pues el pilote se puede dejar a esa profundidad; pero no se está teniendo en cuenta ni los útiles de perforación ni las capacidades de las máquinas. Con lo cual, cuanto mayor es una máquina, mayores son las profundidades de los pilotes para un determinado proyecto, lo cual parece que es un absurdo.

Yo creo que es muy interesante esto que nos ha sugerido el Profesor Oteo, y lo vamos a tener en consideración en AETESS para ver si podemos hacer una correlación entre los pares de perforación, los empujes y el tipo de herramienta, y así poder definir –sobre todo en este caso– las longitudes y/o los avances que se exigen en los empotramientos en roca.

Leoncio PRIETO TERCERO

RODIO

Por completar el tema de los hormigones y enlazar con futuros convenios... En estos momentos tenemos un convenio del Comité Técnico de AETESS con el CEDEX en el que estamos elaborando un documento bastante completo sobre los hormigones especiales para cimentaciones.

Carlos FERNÁNDEZ TADEO

TADEO Y ASOCIADOS

Quería hacer una aportación sobre la frecuencia de ensayo. Mi experiencia en los años que llevo ensayando pilotes, es que los fallos en los pilotes, que es lo que se busca cuando se hace un control, no son generales en un obra, sino que son puntuales en un pilote concreto. Los muestreos sirven para detectar fallos generales; vienen del mundo industrial, donde se producen muchas cosas igual, y con un muestreo puedes detectar un fallo en la producción. Pero en los pilotes los fallos son puntuales; un pilote que tuvo, por lo que sea, una ejecución defectuosa o complicada, pero no suelen ser fallos generalizados. Por tanto, los controles por muestreo son poco útiles. Para mí es como si, cuando vas con el coche, quieres mirar la presión de los neumáticos y dices: «Voy a hacer un muestreo, y voy a hacer la prueba en una rueda». ¿Las otras tres no? Pues deben de estar bien, porque ésta sí lo está. Sabemos que no es verdad, y en los pilotes yo creo que es parecido. No sé como lo veis vosotros; incluso también por el coste. A mí, si me llaman de una obra y me piden que vaya a un encepado de 4 pilotes y sólo quieren que les ensaye uno y los otros tres no, les digo: «¿Y por qué, ya que estoy aquí, no te

ensayo los otros? Es que el coste te va a ser muy parecido». Hoy en día, los equipos que tenemos son equipos electrónicos. Por ejemplo, en el ensayo de eco, de martillo de mano, ahora vamos con unos PDA y con un sensor *bluetooth*; así que pronto vamos a ir con el móvil.

Cuando se realizaron esas especificaciones de frecuencias, lo hicieron los franceses hace treinta años. Entonces ibas con un cacharro enorme que tenías que llevar entre dos o tres personas, con un osciloscopio que te daba un curva, con una polaroid que, si querías sacar la curva, tenías que hacer una foto polaroid. Es decir, eso no es lo que hay hoy en día, y por tanto, las frecuencias entiendo que deben hacerse con un muestreo total. Si se requiere un control, se tiene que hacer de forma total. Incluso en pilotes de gran diámetro que no se ensayan con el eco, se ensayan con la transparencia sónica. Y decir «dejar a criterio», como dicen algunas normas de la dirección de obra: ¿a qué criterio? Ponles tubos a todos, que yo ya te diré cuál ensayas, eso es ridículo, porque el gasto en tubos es mayor que el ensayo. O decir: «Ponme ahí cinco armaduras, unas con tubos y otras sin tubos, ya te diré yo a cuál le pones los tubos», pues eso conlleva a que el pilote que lleva tubos se realice con más cuidado. No sé lo que opináis, pero yo pienso que el control tiene que ser total si se quiere hacer.

José Luis GARCÍA DE LA OLIVA (Ponente)
CEDEX

Carlos formó parte del Comité de Redacción del documento, como ya apunté al principio de mi charla. Desde mi punto de vista, métodos como el de la impedancia o el de eco son métodos muy económicos, y parece razonable ejecutarlos sobre un volumen muy elevado de pilotes o sobre la totalidad de la obra. En el caso de pilotes de gran diámetro (que habría que auscultar con técnicas más costosas, como la transparencia sónica), lo ideal es lo que dices: auscultar todos; pero eso entraña un sobrecoste que de momento las Administraciones parece que no han admitido. El porcentaje de error en defectos de pilotes que se están detectando no es, desde mi punto de vista, tan importante como para justificarlo en casos en los que tienes varios pilotes por encepado, y en los que la pérdida de resistencia debida a una anomalía que puedas detectar en un pilote en muchas ocasiones la puedes compensar por el resto de los pilotes que tienes en el grupo, así como por el coeficiente de seguridad.

Carlos OTEO MAZO (Ponente)
UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Yo antes decía que todos los controles tienen que pensarse para qué son. Refiriéndome ya a los tubos, a la parte sónica, te puedo decir el criterio que se ha llevado en el Metro de Madrid en los últimos doce años en que, sobre todo, se han auscultado pantallas y pilas pilote. Las estaciones tienen muchísimos pilotes y muy cargados. Pilas pilote son todas, y si en alguno no se ha hecho es porque: «Bueno, como siempre, algo habrá pasado». La orden es tajante: todos. No sólo estás intentando ver el hormigón, la calidad, sino lo de abajo: la punta. En ese estanque de tormenta la orden fue: «Todos». Las pantallas es otra cosa; a lo mejor metemos seis tubos en algún módulo; hacemos el 20 por ciento del primer 5 por ciento, el 10 por ciento del segundo 20 por ciento y el 5 por ciento del resto, si no recuerdo mal la fórmula. En las pantallas en que la punta esté sucia no es tan importante, pues generalmente la carga –aunque sea una estación, que es una losa muy importante– recae sobre mucha superficie y la presión que llega es relativamente baja. Además, si falla un apoyo, están los otros; hay un puenteo, una viga de unión en coronación, hay unas losas de reparto. Ahí sí que vamos a hacer una especie de chequeo de calidad de hormigón, y por eso obligamos en esa frecuencia: «No lo deje usted para el final». Siempre hay que pegarse con el contratista que luego los quiere hacer todos el mismo día. Ahora, en los pilotes de gran diámetro, hay que montarlo en todos. Si hay un encepado de 10 pilotes, y no da tiempo a hacerlo en dos, si algo pasara, están los otros ocho. Y aun así, preguntaría: «¿En donde están esos dos?» Yo lo tengo absolutamente claro, y creía haberlo expuesto; voy a más diámetro y a más control. En el pequeñito, pues tengo que ir a un control tipo martillo, y en ése sí que es una estupidez ahorrarse tres golpes, pues el coste es prácticamente el mismo.

Juan Luis RÍOS GONZÁLEZ
PILOTES POSADA

Yo quería hacer una reflexión sobre el documento que hemos fijado con el CEDEX y del que ha hablado aquí José Luis. Lo que queríamos era abrir un camino para saber qué se puede hacer con los resultados que se van obteniendo de los ensayos, porque nos estamos encontrando con un problema muy serio. Lo que decía el Profesor Oteo sobre las casas que se limitan a hacer los ensayos, y se limitan a dar

esto, a veces es cierto y a veces no. Evidentemente, es mejor que se limiten a eso, porque daría pie a que la interpretación de ese documento la hiciera alguien especializado. Como también se ha dicho que los medios que se utilizan son cada vez más pequeños, más baratos y ligeros etcétera, sucede que están apareciendo una serie de empresas que con ese aparatito, por decirlo de alguna manera, van, hacen el ensayo y se atreven a decir que aquel pilote está mal. Con lo cual ya estamos metidos en un follón, porque en muchas de las ocasiones no se hace el análisis que apuntaba Carlos de dónde está el defecto: ¿en el pilote?, ¿a qué afecta ¿cómo está? O lo que decía José Luis de si es o no un defecto. En muchísimas ocasiones no se llega a ese grado de reflexión. Es mucho más fácil para la persona que recibe esto decir: «El pilote 32B está mal, tiene un defecto». Estamos ya, sobre todo con los problemas de punta, estamos sin entrar en el verdadero problema de analizar qué método estamos utilizando, qué suelo tenemos y que seguramente no se pueden hacer las puntas más limpias. ¿No sería más fácil hacer lo que tú apuntabas? Hacer un tratamiento de punta, no seguir insistiendo en la calidad de esa punta o en empotramientos a mayores –que también comentábamos– y continuar luchando con la cabeza contra esa roca para continuar haciéndolo cada vez peor.

Yo creo que hace falta que existan en las obras unos buenos asesores geotécnicos que sean capaces de interpretar todas estas cosas. Seguramente tendríamos un ahorro muy importante en las obras y seguramente cumpliríamos nuestra función social mucho mejor de lo que hacemos, que es gastar bien el dinero.

Después quería abundar en lo que decía José María del estudio de la relación de los pares y los suelos. Confirmar un poco el ejemplo que ponía Carlos Oteo del tema de Santiago nos ha hecho pasar de unos pilotes que eran inviables de hacer, porque estaban empeñados en hacer pilotes de 65 de 35 metros a hacer unos pilotes de 16 ó 17 metros que han funcionado perfectamente y que acabaron con los problemas que teníamos todos los días en la obra: un geólogo montado encima de la oruga de la máquina viendo que aquello no se podía o se podía, hasta que Carlos entró y puso de relieve esa relación entre los pares de la máquina y las penetraciones en cada uno de los pilotes, cuando estuvimos primero seis meses para luego hacerlo en un mes. Ésa es la diferencia de la entrada en los problemas de personas que tienen experiencia, ya que, desgraciadamente, se está perdiendo esa visión completa de cuál es el problema. Creo que era necesario hacer esa reflexión.

César SAGASETA MILLÁN (Moderador)
SEMSIG

Sintiéndolo mucho, porque había más peticiones de palabra, tengo que dar por concluida esta Mesa de Diseño agradeciendo a todo el mundo su participación e invitándoles a continuar con el debate durante la pausa del café.

Pilotes en obras marítimas

Rafael CASTELLANOS MAROTO

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS - UPM
TERRATEST

1. Introducción

En la presente comunicación se exponen los trabajos de cimentación realizados para la ampliación de la Plataforma de Atraque en la zona de los Muelles comerciales del Puerto de Ibiza y el Puente de unión de los muelles de Raos y Maliaño, en Santander (Figs. 1 y 2).

El proyecto realizado por la Autoridad Portuaria de Baleares contempla la construcción de una superestructura de hormigón armado sobre una cimentación constituida por pilotes que salvan un calado de entre 6 y 8 m, según las zonas (Fig. 3).

En el puerto de Santander se ha experimentado un progresivo crecimiento a lo largo del tiempo desde los muelles de Maliaño, cercanos a la ciudad, hacia los de Raos, más alejados. El tráfico de mercancías de uno a otro muelle genera numerosos problemas de congestión de tráfico en la barriada de Castilla-Hermida, por lo que la Autoridad Portuaria de Santander decidió realizar una conexión directa atravesando la dársena de Maliaño, proyectándose un puente móvil, basculante, conjunto de ferrocarril y carretera (Fig. 4).

2. Estructuras proyectadas

El muelle proyectado en Ibiza está formado por cuatro alineaciones perpendiculares entre sí dos a dos: la primera, de 51,50 m de longitud. La longitud de las tres alineaciones es de 25, 35 y 43 m, por lo que la longitud total de muelle es de 154,50 m. La superficie de explanada ganada al mar es de 1.880 m², que es utilizada para operaciones de carga-descarga de buques Ro-Ro.

La solución adoptada para el muelle es una estructura compuesta por pilotes de hormigón armado con camisa perdida en la zona exenta y hormigonados *in situ*, sobre la que se levanta una plataforma constituida por vigas cantil, cabeceros y centrales, completada con una losa de hormigón armado. La solución adoptada da lugar a una retícula de 43 pilotes de 90 cm de diámetro efectivo (Fig. 5).

El puente, en Santander, tiene una topología de carácter híbrido: un tramo móvil, totalmente centrado en la línea de la bocana, consistente en una solución metálica en viga cajón con tablero superior. Cimentados mediante pilotes de extracción con camisa recuperable.

Los tramos de acceso, conectando cada muelle con los recintos de maquinaria emplazados en los extremos del tramo móvil, son vigas mixtas en cajón empotradas elásticamente en los extremos de los recintos y apoyadas en los muelles.

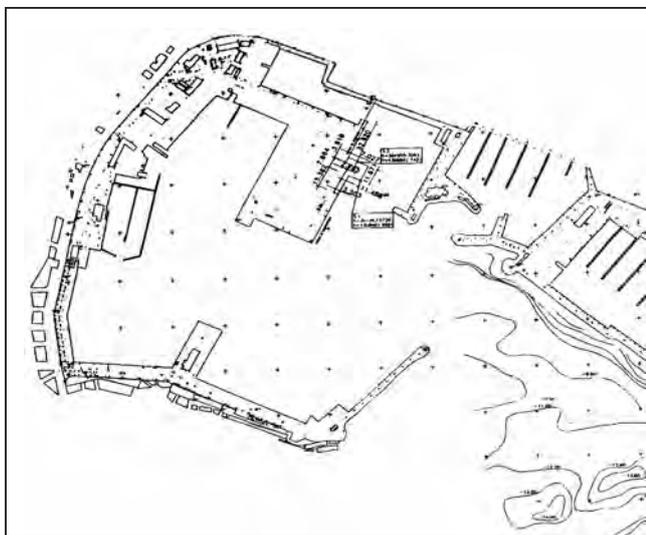


Figura 1.

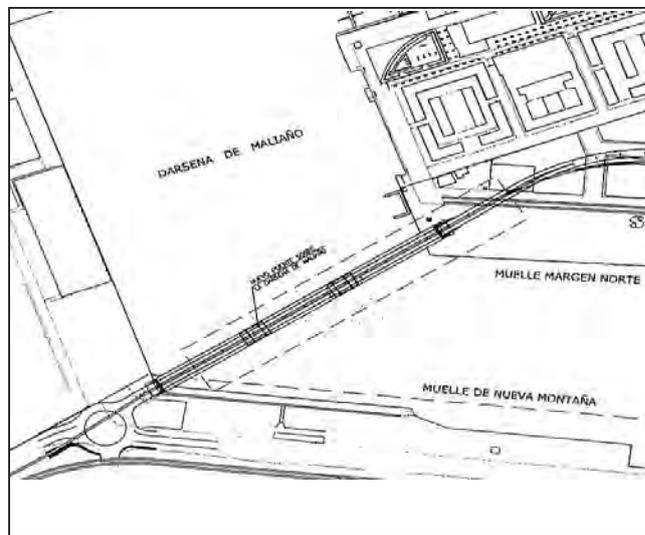


Figura 2.

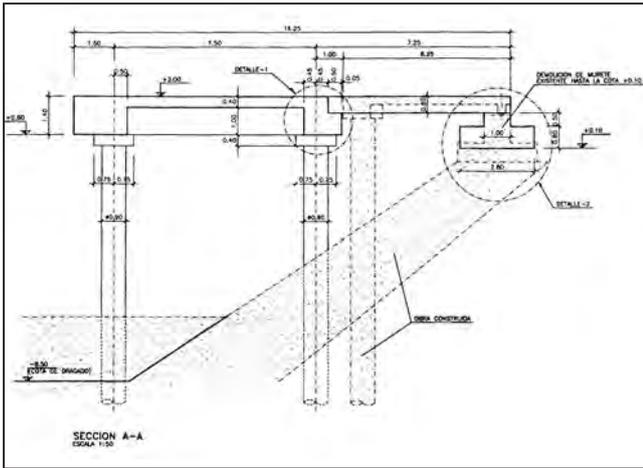


Figura 3. SECCIÓN LONGITUDINAL. IBIZA.

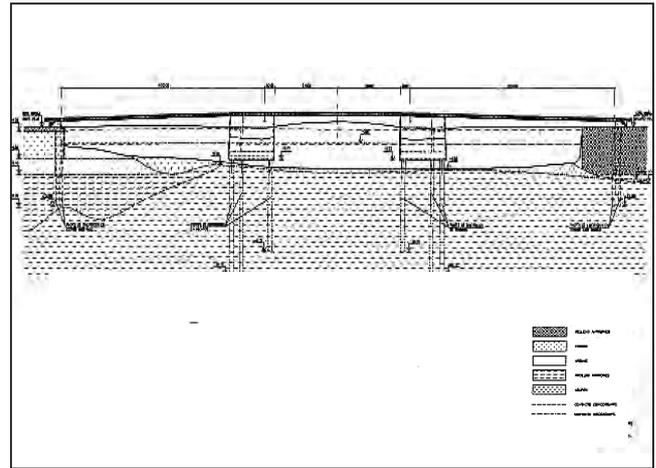


Figura 4. SECCIÓN LONGITUDINAL. SANTANDER.

Los recintos están diseñados específicamente para que puedan apoyarse directamente sobre los pilotes de extracción y claramente por encima del lecho de la ría (Fig. 6).

Dada la ubicación de las estructuras proyectadas, su construcción pasa previamente por la ejecución de los pilotes desde dos plataformas distintas: el actual muelle y sobre una plataforma flotante o pontona.

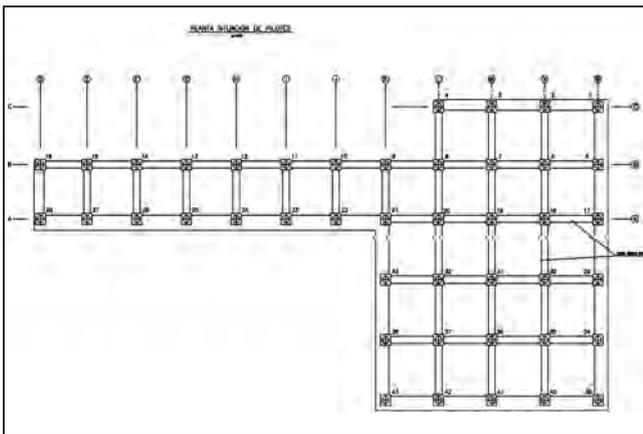


Figura 5. PLANTA DE SITUACIÓN DE LOS PILOTES.

3. Características geotécnicas

En las distintas campañas geotécnicas realizadas en la zona de ampliación del muelle de Ibiza se identifican y describen los siguientes niveles de terreno, a partir de un calado que varía según zonas entre 6 y 8 m (Fig. 7).

El fondo superficial está constituido por suelo fangoso muy flojo en el que el varillaje del ensayo de penetración se hinca por su propio peso; con un espesor medio de unos 4 m, bajo el cual se sitúa una capa de arenisca de una potencia media de 2 m que, por su contenido en carbonatos, se puede calificar de calcarenita, con una resistencia a la compresión simple de 76 kg/cm².

A partir de la cota - 13, se sitúa un nivel de arcilla margosa con intercalaciones de calcarenitas y nódulos de

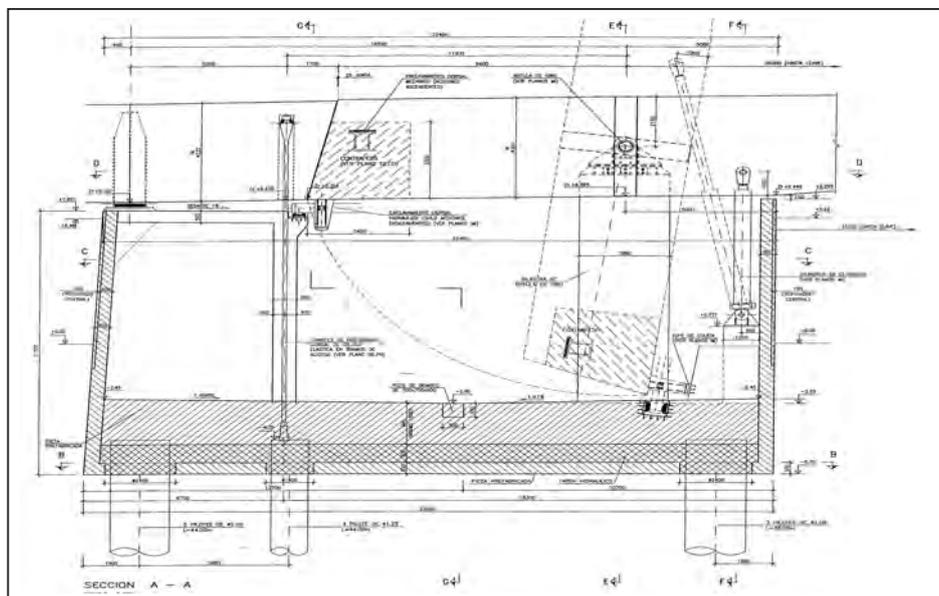


Figura 6. SECCIÓN LONGITUDINAL. RECINTOS DE MAQUINARIA.

arenisca que, con un espesor medio de unos 5 m, alcanzan la cota - 18; la consistencia o compacidad de dicha capa viene representada por un valor medio del N (SPT) del ensayo de penetración del orden de 10.

Desde la cota - 18 y hasta la aparición del sustrato rocoso existe una capa de arcillas arenosas con gravillas y nódulos de arenisca de un espesor variable, según la zona, entre 11 y 13 m; alcanzándose las cotas -29 y -31, respectivamente. La compacidad de este nivel es muy heterogénea, dada la existencia de intercalaciones y nódulos de arenisca.

A partir de la profundidad de unos 30 m se sitúa el nivel rocoso constituido por calizas cuarteadas y con nódulos de arenisca, muy compactas, pasando a margas y areniscas también compactas, con alternativas de caliza margosa perforadas hasta la profundidad de 46 m. La resistencia a la compensación simple del sustrato calizo presenta valores entre 150 y 696 kg/cm².

En el puente de Santander, el subsuelo de la zona está formado básicamente por dos unidades claramente diferenciadas: el recubrimiento superficial de suelos cuaternarios y el «keuper» que en esta zona se caracteriza por su gran variabilidad litológica (arcillas, yesos y gravas).

En las distintas campañas geotécnicas realizadas en la zona se identifican y describen los siguientes niveles de terreno:

- En los reconocimientos realizados desde tierra, bajo una cobertera inicial de rellenos y escollera hasta los 6,m, se han detectado suelos areno-limosos en los primeros 16 m, con golpeo medio del SPT de 13 golpes en los metros superiores y de 30 golpes en el último tramo. Bajo este cuaternario aparece un nivel de alteración, con argilitas rojovinosas y abundante presencia de gravas, de 6-8 m de potencia, pasando a arcillas yesíferas, verdes y rojas, de consistencia dura hasta el contacto con la «brecha», grava jurásica cementada por yeso, de resistencia a compresión simple mayor de 200 kg/cm², con intercalaciones de niveles de yeso de 125 kg/cm².
- En los sondeos desde el mar, a partir de los 12 m de calado, el fondo superficial está constituido por suelo fangoso muy blando, de pequeño espesor: unos 1,50 m. Aparece argilita con abundancia de gravas y otros 10 m, con alternancia de arcillas verdes yesíferas, yesos y gravas. A partir de los 25-30 m está la brecha cementada (Fig. 8).

Como se puede observar, en el primer caso de Ibiza tenemos 30 m de suelo, con algún nivel más competente, pero con poca necesidad de trépano, mientras que, en el caso de Santander, el terreno se presenta muy variable, con numerosos niveles encostrados, por lo que está siendo necesario emplear el trépano gran cantidad de horas, lo que, lógicamente, disminuye los rendimientos, como veremos más adelante.

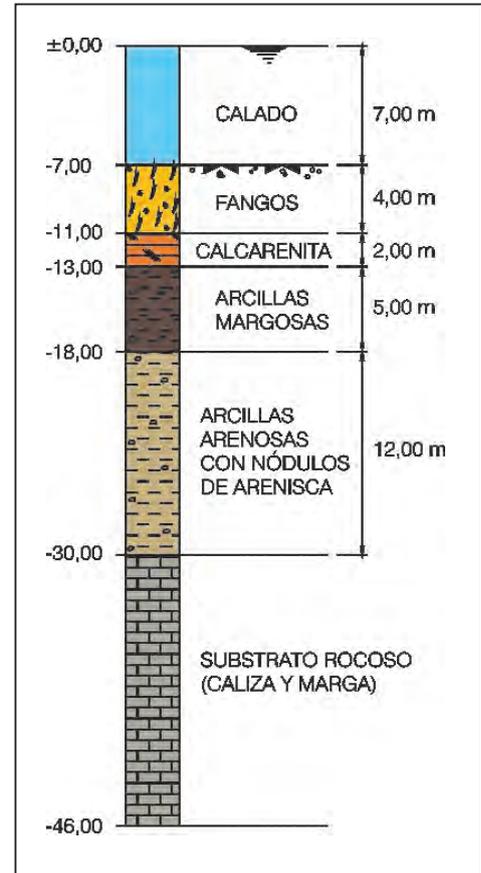


Figura 7.

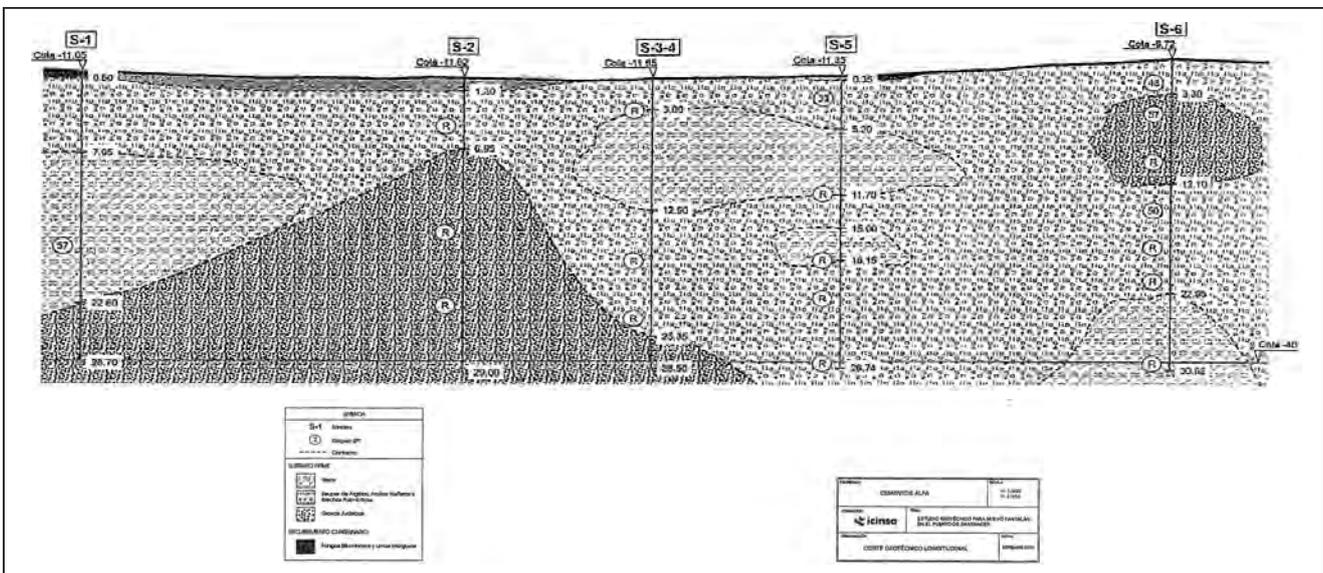


Figura 8.

4. Tipología de cimentación

La cimentación diseñada, en ambos casos, consiste en pilotes de hormigón armado excavados al abrigo de entubación recuperable, de gran diámetro y elevada profundidad: de 0,90 m de diámetro efectivo y con camisa perdida de chapa en la zona exenta de calado y suelos blandos, de 2 mm de espesor.

Los pilotes de la ampliación del muelle deben alcanzar el sustrato rocoso de caliza, empotrándose una longitud no inferior a 2 diámetros, en dicha formación, con una longitud total de entre 30 y 32 m.

En el puente, cada uno de los dos recintos de maquinaria y apoyo se resuelve mediante pilotes de 2.000 mm de diámetro separados 2,50 diámetros entre ejes, con una longitud prefijada de 45-50 m y realizados mediante entubación recuperable y polímeros, dejándose, hasta la cota - 18, una camisa perdida de 3 mm de espesor.

5. Trabajos previos

Dada la existencia de los muelles originales, es preciso realizar un dragado previo de las superficies ocupadas, con una potencia media de dragado de unos 2 m, para alcanzar un calado mínimo de unos 8-10 m.

Además del dragado, es preciso retirar la escollera sobre la que se asientan los muelles (Foto 1) para evitar interferencias sobre los pilotes a ejecutar.

Para la retirada de dicha escollera se contó en obra con un equipo sobre barcaza que dispone de una cuchara hidráulica de ocho brazos con una capacidad de carga de unos 3 m³ (Fotos 2 y 3).

Así se realiza la limpieza en vertical de la escollera existente, hasta alcanzar la capa de fangos. Debido a la existencia de algunos restos de escollera, es preciso utilizar la propia cuchara de excavación de pilotes, y el trépano, para apartar la misma de la zona de influencia de los pilotes.

6. Ejecución de pilotes

La situación de los distintos pilotes, respecto a la distancia al borde del muelle original, hace que la superficie de apoyo del equipo de perforación cambie en función del alcance del mismo. Así se ejecutan los pilotes más próximos al cantil con el equipo situado sobre el muelle que se amplía, debiendo ejecutar el resto más alejados, con el equipo montado sobre una plataforma flotante (Foto 4).

Estas dos situaciones distintas condicionan, como veremos más adelante, tanto los sistemas de construcción de los pilotes como los rendimientos de ejecución de los mismos.

6.1. PERFORACIÓN

Desde el Muelle

Una vez replanteados los ejes de los pilotes, tomando como referencia el borde del cantil del muelle existente y la distancia al mismo, se procede a la colocación de la entubación recuperable, que se introduce en el terreno por



Foto 1.



Foto 2.



Foto 3.



Foto 4. PANORÁMICA DE LA PONTONA.



Foto 5.

la acción de un vibrohincador (Foto 5). Dada la longitud del revestimiento recuperable, en torno a los 18 m en ambos casos, es necesario realizar la entubación en tramos que se unen por soldadura.

A lo largo de la operación de hincado del tubo se controla la verticalidad del mismo mediante un aplomado sistemático.



Foto 6.

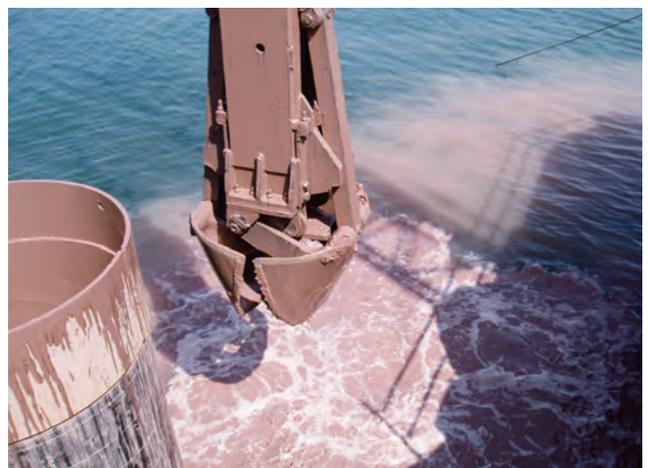
Previamente a la hincado del segundo tramo se realiza la soldadura de ambos, con un sistema de referencia que asegura su alineación (Foto 6).

Alcanzada la longitud de entubación requerida que garantiza la estabilidad de las paredes de la perforación, se procede a la perforación del terreno del interior del tubo de revestimiento, que en ese caso ha podido ser hincado en su totalidad, sin necesidad de excavar en su interior.

Dicha perforación se realiza, en el caso de extracción de suelos, por medio de un equipo de rotación y con ayuda de hélices y cazos (Foto 7), y mediante cucharas bivalvas y trépano, en el caso de excavación en el sustrato rocoso (Foto 8).

En todo momento se mantiene el nivel del agua en el interior del tubo de revestimiento, por encima del nivel del mar (nivel freático), para evitar sifonamientos del fondo de perforación.

Lograda la profundidad de perforación requerida, se inicia la operación de limpieza de la punta del pilote, procediendo a la sustitución del agua que hay en el interior de la entubación de revestimiento. Dicha operación se realiza introduciendo hasta el fondo del pilote una tubería de unos 30 cm de diámetro (tubo «tremie»), que luego se utilizará para intro-





ducir el hormigón el pilote, y mediante la ayuda de la bomba con la que se extrae el agua mezclada con partículas de suelo de fondo. Esta operación se mantiene hasta conseguir que el agua extraída no contenga partículas de suelo (Fotos 9 y 10).

Desde Pontona

En función del diámetro del pilote a ejecutar y de las características resistentes del terreno, se definen los equipos de hinca, perforación y hormigonado de que se dispone en obra. Conocidas estas capacidades de los equipos, se pueden fijar la dimensión y capacidad de la pontona que se precisa.

La perforación de los pilotes sobre dicha plataforma flotante se realiza con el mismo equipo y con las especificaciones desde tierra, salvo el replanteo de los mismos, que se ejecuta topográficamente por bisección, situación –por intersección de dos alineaciones ortogonales desde dos puntos de tierra– que es conveniente mantener, durante todo el proceso de hinca, hasta que la tubería de revestimiento pueda empotrarse lo suficiente en el terreno o anclarse a algún elemento fijo. También es conveniente su seguimiento durante el proceso de extracción para evitar que oleajes o movimientos produzcan desviaciones.

En ese caso, por tratarse de un medio flotante, se requiere un posicionamiento y amarre del mismo que garantice la estabilidad del equipo y las operaciones de entubación y perforación, sin producir desviaciones de los útiles de excavación (Foto 11), debiendo disponerse, al menos, cuatro «muertos» o «anclas» de enganche a otros tantos cabrestantes, preferiblemente motorizados, que mantengan estable la pontona.

Una vez estabilizada, se procede al montaje de los equipos: vibrohincador, trépano y cuchara bivalva, con grúa sobre orugas para su manejo y una perforadora rotativa para excavación en suelos.



Foto 11.

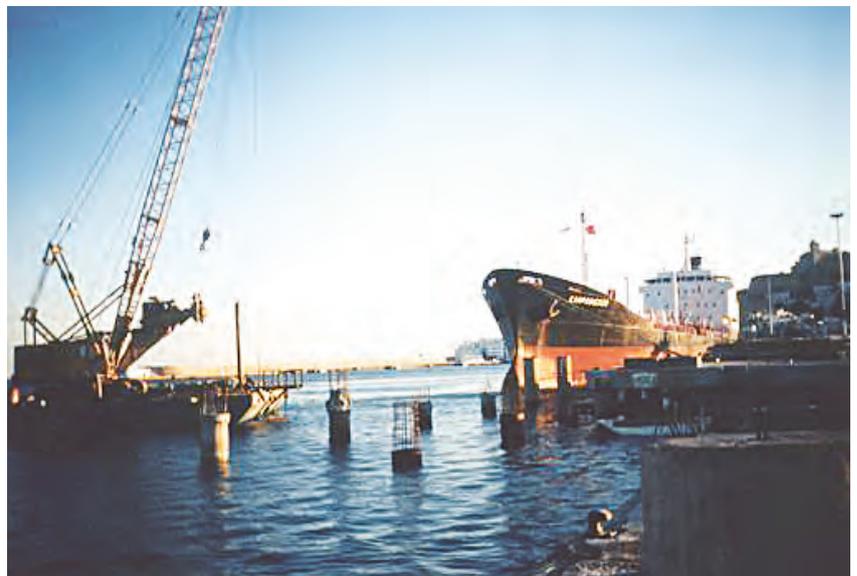


Foto 12.

En Ibiza, la grúa y la rotativa eran independientes: dos equipos; mientras que en Santander la rotativa se acopla a la grúa, siendo un solo equipo, aumentando las maniobras y reduciendo la producción.

En nuestros casos, las dimensiones de las pontonas eran de $20 \times 60 \text{ m}^2$, con una capacidad de flotabilidad de 450 ton, suficientes para los equipos dispuestos.

En base a lo anterior, el estado del mar, así como el oleaje producido por el tráfico marítimo en la zona, condicionan la jornada de trabajo y consiguientemente el rendimiento de ejecución (Foto 12).

6.2. COLOCACIÓN DE ARMADURA Y CAMISA PERDIDA

Completada la perforación del pilote y la limpieza de su punta, se procede a la introducción de la armadura, constituida por la camisa perdida y las jaulas de barras de acero corrugado como armadura longitudinal, zunchada por cercos de acero corrugado que constituyen la armadura transversal del pilote.

Dicha armadura se dimensiona para resistir los esfuerzos que la superestructura transmite a los pilotes, que en este tipo de estructuras marítimas son fundamentalmente de flexión y cortante, provocadas por el efecto del oleaje y las fuerzas que las embarcaciones amarradas transmiten a dicha superestructura. Los refuerzos de compresión derivados de las cargas verticales de la estructura y las cargas de explotación del muelle suelen ser pequeños en comparación con los anteriores refuerzos.

La colocación del armado del pilote se realiza con ayuda de una grúa, que puede ser una grúa auxiliar, en el caso de los pilotes ejecutados desde el muelle, o con la propia grúa del equipo de perforación, en los pilotes realizados sobre pontona (Foto 13).

Dada la longitud de los pilotes, es necesario colocar varios tramos de armadura de unos 12 m de longitud cada uno, que se solapan una vez introducidos en la perforación. Previamente se coloca la camisa perdida suspendida de la entubación recuperable, con longitudes variables desde 18 a 20 m (Foto 14), que queda colgada junto con el conjunto de armadura, sobre el borde de la entubación recuperable. En todos los casos se garantiza que el conjunto de armadura quede levantado sobre el fondo de la perforación de 10 a 15 cm (Foto 15), para evitar su pandeo y el consiguiente descentramiento.

Hormigonado

El hormigonado del pilote se realiza, como es habitual, de forma ascendente (desde la punta del pilote hasta su extremo superior) y con ayuda de la tubería de hormigonar (tubo «tremie») (Foto 16).



Foto 13.

Previamente a verter el hormigón desde el camión hormigonera hasta la tolva del tubo «tremie» (Foto 17), se comprueba que las características del hormigón, principalmente en lo que se refiere a su consistencia, cumplen las especificaciones para este tipo de hormigones, en los que esta última debe ser entre 14 y 16 cm, medida con el cono de Abrams, y árido 20 mm. Así mismo, es importante prestar atención a los siguientes puntos:

- Suministrar continuamente hormigón, sin interrupciones entre camiones hormigonera.
- Controlar el ascenso del hormigón dentro del pilote para cada camión vertido, y control de posibles excesos.
- Mantener en todo momento el extremo del tubo «tremie» dentro de la masa ascendente de hormigón dentro del pilote, al menos una longitud de 3 m, para evitar que un posible descenso del hormigón pueda provocar cortes en el pilote.
- Realizar la extracción de la entubación recuperable y el corte del segundo tramo, sin afectar al proceso de hormigonado (Foto 18).
- Completar el hormigonado hasta asegurarse que el rebose por la boca del revestimiento no está contaminado con restos de suelo.
- Asegurar, en este caso, que el extremo superior del pilote, al acabar el hormigonado, mantiene el nivel de la camisa perdida, y dentro de ella, el hormigón sano (Foto 19).

El hormigonado de los pilotes trabajando sobre medio flotante sólo se diferencia del caso anterior en que el suministro de hormigón a la tolva del tubo «tremie» se realiza mediante una bomba de hormigón dispuesta en este caso en el muelle existente (Foto 20) y con los operarios trabajando desde la plataforma auxiliar (Foto 21).

Se requieren todos los controles indicados anteriormente, con la consiguiente mayor dificultad en las operaciones de extracción de la entubación recuperable y manipulación de todos los elementos auxiliares.



Foto 15.

Rendimientos de ejecución

Los equipos de ejecución de pilotes llegan al muelle de Ibiza el día 3 de diciembre de 1998, comenzando la ejecución del primer pilote desde el muelle existente el día 10 del mismo mes.

Desde el día 10 de diciembre hasta el 29 de enero de 1999 se ejecutan 15 pilotes con el equipo existente. La longitud media de dichos pilotes es de 31,30 m. El rendimiento de ejecución de pilotes trabajando sobre el muelle existente es, por tanto, de 3 pilotes completos por semana.

Acabados los pilotes que se pueden realizar desde el muelle, se inicia la preparación de la plataforma flotante (pontona), que transcurre desde el día 3 de febrero de 1999 hasta el 12 del mismo mes, periodo durante el cual se montan los motores y cabrestantes para su manejo y se fondean los muertos, a los que se amarran las sogas de fijación de la pontona para evitar al máximo su movimiento.

Se monta el equipo sobre la pontona y los medios auxiliares para la ejecución de los pilotes.

El día 16 de febrero dan comienzo los trabajos de perforación sobre la pontona, dedicando 47 días efectivos de trabajo para la ejecución de 28 pilotes completos, con una profundidad media de 30,10 m.

Durante este último periodo se tienen interrupciones por días de parada a causa de temporal en el mar y tráfico de embarcaciones en la zona próxima al área de trabajo, perdiéndose del orden de 5 días por estas incidencias.

Finalmente, los trabajos concluyen con el desmontaje y retirada de los equipos de la obra, el día 17 de abril de 1999, con lo que la duración total es de unos 4 meses y medio, incluyendo 15 días de inactividad en navidad y unos 10 días de preparación de los medios marítimos.

Considerando el periodo medio total, se ejecutan un total de 43 pilotes completos, de una profundidad media de unos 30,50 m, en el plazo de unos 85 días de trabajo, obteniendo un rendimiento global de 1 pilote cada 2 días de trabajo.



Foto 16.



Foto 17.

En el puente de Santander estamos trabajando actualmente, y los rendimientos que estamos obteniendo, hasta el momento, son del



Foto 18.



Foto 19.

orden de 1,5-2 veces menores, lo que demuestra que inclusive con las mismas operaciones tienen mucha importancia el lugar y el terreno. En este caso, el fondo está prácticamente dragado y la tubería extraíble no hinca, debiendo utilizarse desde el inicio el trépano y la cuchara, tomando la plataforma de trabajo, unida a la pontona como elemento de sujeción superior, hasta conseguir un empotramiento suficiente.

Ensayos de integridad

Sobre un total de 11 pilotes se realizaron ensayos dinámicos de integridad basados en el método no destructivo de impedancia.

Dicho método consiste en procesar la información que aporta una onda sónica producida por el impacto de un martillo en la cabeza del pilote, después de propagarse a lo largo del mismo, alcanzar su punta y reflejarse hacia su cabeza, donde el acelerómetro piezoeléctrico registra el movimiento y calcula la fuerza producida por el impacto (Foto 22).

El registro de aceleración creado por cada golpe de martillo es integrado obteniendo velocidad y mostrado en la pantalla del analizador de información.

Las curvas de velocidad resultantes del proceso de los registros son comprobadas para localizar reflexiones debidas a reducciones o incrementos de la impedancia, así como para determinar la situación de la punta del pilote y la existencia de daños a lo largo del pilote.



Foto 20.

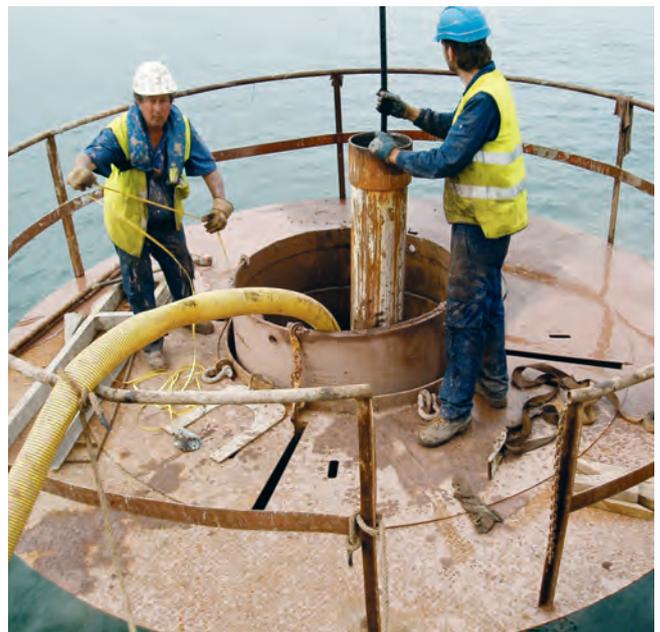


Foto 21.



Foto 22.

La impedancia (Z) se define como la relación entre el producto del modulo elástico E del material del pilote (hormigón, en este caso) y la sección transversal (A) del mismo, respecto de la velocidad de propagación de la onda (c) en el material (hormigón):

$$Z = \frac{E \cdot A}{c}$$

En la mayoría de los pilotes, el modulo elástico y la velocidad de propagación de la onda son casi constantes. En el caso del hormigón, la velocidad de propagación de onda varía entre 3.500 y 4.000 m/s. Así, las variaciones de la impedancia suelen indicar cambios en la sección transversal del pilote.

En el caso que nos ocupa, los pilotes son de hormigón H-250 y tienen una longitud media de unos 31 m.

Los resultados de dichos ensayos reflejan la continuidad estructural de todos los pilotes ensayados, confirmando la ausencia de daños en todos ellos (Fig. 9).

<u>RESULTADOS A.I.P.</u>			
PILOTE	LONGITUD (m)	V. ONDA (m/s)	RESULTADO
7	31,80	4.000	PILOTE SIN ANOMALIAS
1	31,00	4.000	PILOTE SIN ANOMALIAS
3	31,80	3.900	PILOTE SIN ANOMALIAS
2	31,90	3.900	PILOTE SIN ANOMALIAS
28	31,60	4.000	PILOTE SIN ANOMALIAS
16	31,50	4.000	PILOTE SIN ANOMALIAS
15	31,40	3.600	PILOTE SIN ANOMALIAS
14	30,90	4.000	PILOTE SIN ANOMALIAS
8	31,50	3.500	PILOTE SIN ANOMALIAS
13	30,50	3.700	PILOTE SIN ANOMALIAS
11	29,20	3.000	PILOTE CON CONTINUIDAD ESTRUCTURAL Y BAJA VELOCIDAD PROPAGACION DE LA ONDA

Figura 9.

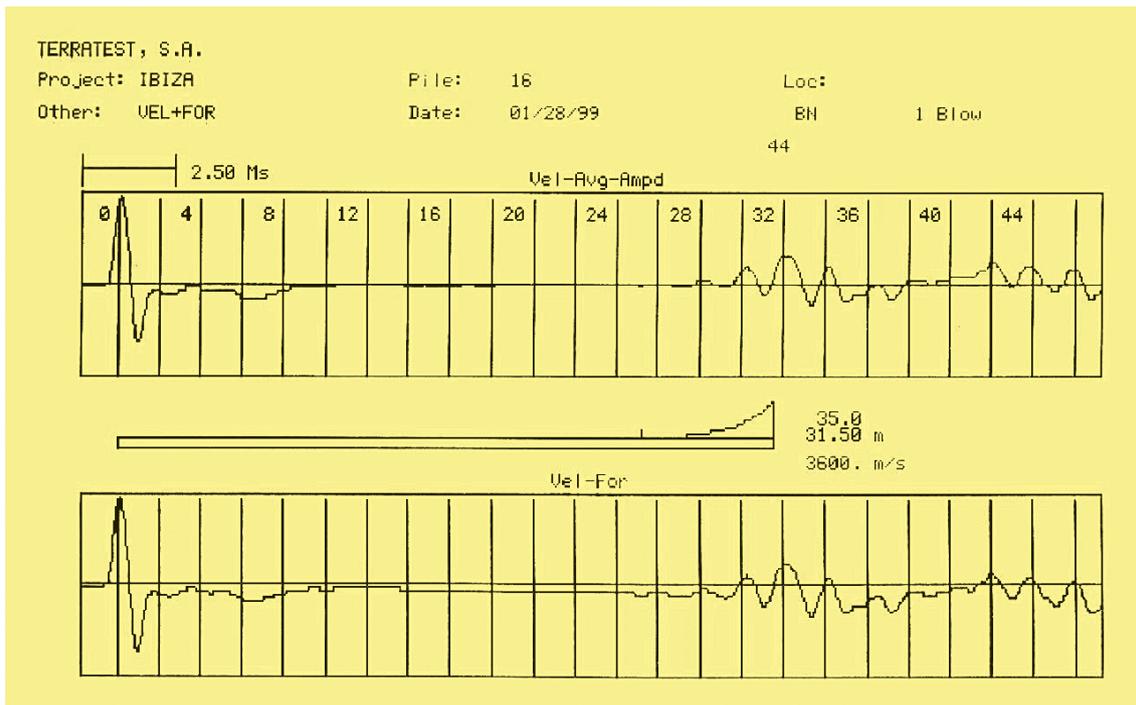


Figura 10.

Tan sólo en uno de los pilotes ensayados se llegó a detectar un hormigón de distinta calidad, al ser la velocidad de propagación algo inferior al intervalo considerado como normal, así como su rigidez respecto de los demás.

Las curvas obtenidas en obra, y su posterior proceso en oficina mediante un programa de ajuste de parámetros, son la herramienta de trabajo para confirmar la validez de los pilotes ensayados (Fig. 10).

Pilotes de gran diámetro

Cimentaciones especiales y tratamiento del terreno



Nuevo puente del Manzanal del Barco sobre el embalse de Ricobayo (Zamora). Pilotes de 2 metros de diámetro realizados con tubería perdida y longitud de hasta 30 metros, empotrados en cuarcitas.

Serrano Anguita, 10 - 3º Dcha.
28004 Madrid
Tel.: 914 44 53 72
Fax: 914 46 99 89
E-mail: terrabauer@terrabauer.com





INGENIERÍA DEL SUBSUELO

Las empresas del **Grupo RODIO** han colaborado en la ejecución de importantes obras. Su actividad a lo largo de 70 años se ha centrado en la solución de todo tipo de problemas planteados por terrenos difíciles, utilizando una gama muy completa de técnicas, como:

- Pilotes "in situ"
- Pantallas continuas
- Regeneración del hormigón
- Recalce y restauración de edificios
- Inyecciones de compensación
- Inyecciones de impermeabilización y consolidación de obras hidráulicas
- Medio ambiente
- Obra civil
- Anclajes
- Pozos drenantes
- Jet-Grouting
- Mejora de suelos



Pilotes de Gran Diámetro

RODIO Cimentaciones Especiales, S.A.

Velázquez, 50 -6ª - 28001 MADRID

Tel.: 91 562 46 10 / 91 590 38 21

Fax: 91 561 30 13 / 91 564 14 40

E-mail: rodio@rodio.com

www.rodio.com



Segunda Sesión:

EJECUCIÓN

Ponentes: **D. Rafael Castellanos Maroto (TERRATEST)**
D. Juan Balderas Meca (RODIO)
D. Gerardo Marote Ramos (TERRABAUER)
D. Miguel Ángel de Juan García (KRONSA)
D. Pedro Arozamena Cagigal (GEOCISA)

TERRATEST

MUELLE DE MALIAÑO, PUERTO DE SANTANDER



Pilotes In situ de gran diámetro

La solución adoptada tanto para la cimentación en tierra como la cimentación a flote fue la de pilotes. Así los trabajos sobre tierra consistieron en la ejecución de seis pilotes de \varnothing 1500 mm y profundidades de aproximadamente 35 m. Estos pilotes formaban los encepados de los dos estribos del puente, uno en cada muelle.

Los trabajos a flote, sobre una pontona, tienen por finalidad la ejecución de dieciséis pilotes de \varnothing 2000 mm y profundidades de 45 m. a cota de muelle y empotramiento de aproximadamente 30 m en el lecho marino, estos pilotes formarán dos grupos de ocho pilotes, donde se asentarán dos cajones de hormigón prefabricado que albergarán el mecanismo de giro de la estructura.



TERRATEST

CIMENTACIONES, S.L.

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 00
Fax: 914 23 75 01
<http://www.terratest.es>
E-mail: terratest@terratest.es



Miembro de:



Pilotes Posada S.A., en aras de alcanzar y mantener sus objetivos de Innovación, Tecnología y Calidad, dispone de un amplio equipo de medios humanos y materiales permanentemente actualizados, que le permite la realización, con las máximas garantías, de los trabajos de cimentaciones especiales que actualmente demanda el sector de la construcción:

- Pilotes CPI-8 de hasta 1 metro de diámetro y 28 metros de profundidad.
- Pilotes con entubación recuperable y lodos bentoníticos o polímeros, hasta 2 metros de diámetro y 50 metros de profundidad.
- Muros pantalla realizados con cuchara hidráulica o mecánica hasta 1,20 metros de espesor y 50 metros de profundidad.
- Micropilotes para cimentaciones o recalces.
- Anclajes provisionales o definitivos.
- Hincas de tablestacas metálicas.

TECNOLOGÍA
CALIDAD



Estamos creciendo sobre sólidos cimientos desde 1968



**PILOTES
POSADA S.A.**

CIMENTACIONES ESPECIALES

www.pilotesposada.com

Miembro de
AETES
ASOCIACIÓN DE
EMPRESAS DE LA
TECNOLOGÍA DEL
SUELO Y SUBSUELO

Pruebas de carga estáticas-bidireccionales en pilotes de gran diámetro

Juan BALDERAS MECA

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS - UNIVERSIDAD DE GRANADA
Ph. D. UNIVERSITY OF SHEFFIELD (REINO UNIDO)
RODIO

Gerardo MAROTE RAMOS

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS - UPM
MÁSTER EN MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA DE CIMENTACIONES - CEDEX
TERRABAUER

1. Introducción

El presente artículo tiene por objeto realizar una breve introducción de las distintas técnicas existentes para el ensayo de pilotes, deteniéndose de manera especial en las denominadas pruebas estáticas bidireccionales, en pilotes de gran diámetro, de las que se hace una descripción más detallada y se presentan dos casos prácticos de ensayos realizados en proyectos ejecutados recientemente en Zaragoza y Panamá.

2. Ensayos de pilotes de gran diámetro

Los ensayos en cimentaciones profundas tienen como finalidad comprobar la resistencia y deformabilidad de los pilotes ejecutados, e investigar su integridad estructural. La auscultación de pilotes es una actividad cada vez más frecuente y extendida, especialmente cuando se trabaja con grandes diámetros y profundidades. En el Reino Unido, por ejemplo, sólo las pruebas de carga representan aproximadamente un 5 % del valor del mercado de pilotes, llegando en algunos obras particulares hasta el 10 %.

Es imprescindible que la campaña de ensayos se incluya en los proyectos desde las fases iniciales, de forma que su coste sea conocido *a priori* y pueda hacerse una planificación conveniente de los trabajos.

Las técnicas de auscultación de pilotes se clasifican según muestra el esquema (Fig. 1).

Los métodos de ensayo se caracterizan por la fuerza aplicada al pilote (magnitud y tiempo de aplicación) y por la deformación inducida. Los ensayos que desarrollan fuerzas elevadas durante largos periodos de tiempo, tales como los ensayos de carga estática, se utilizan para obtener la capacidad de carga, mientras que los ensayos de pequeña energía y baja deformación se emplean para determinar la integridad del pilote. En ensayos de alta deformación semiestáticos y dinámicos, aunque la fuerza desarrollada es comparable a la correspondiente a ensayos de carga estáticos, el tiempo de aplicación es mucho más corto.

Existen otros métodos de ensayos particulares que, debido a su menor implantación, no se han incluido en la clasificación general anterior.

Se describen a continuación las características principales de los diferentes tipos de ensayos en pilotes.

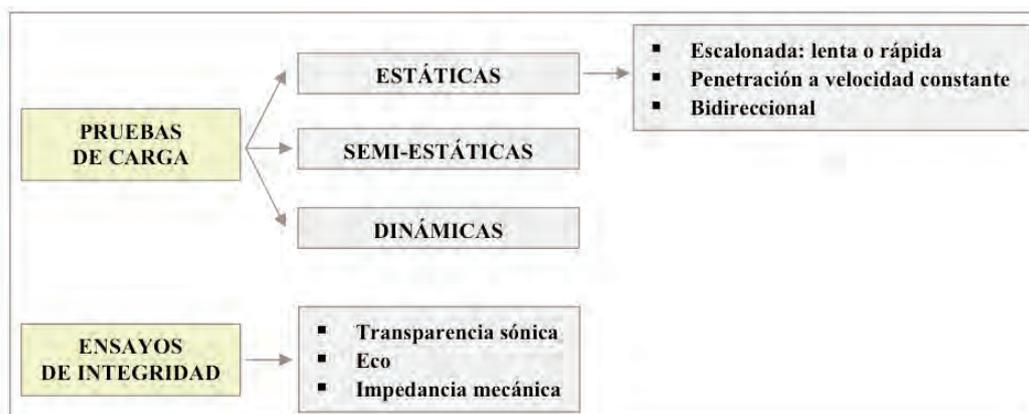


Figura 1. CLASIFICACIÓN DE ENSAYOS EN PILOTES.

2.1. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA ESCALONADA

La prueba de carga estática escalonada consiste en someter al pilote a esfuerzos que se aplican de forma escalonada y creciente. Cada etapa de carga debe mantenerse constante durante un cierto periodo de tiempo, o hasta que el asiento haya virtualmente terminado o alcanzado el límite prescrito.

Para llevar a cabo el ensayo es necesario contar con un tren de carga y un sistema de reacción. El tren de carga (Fig. 2) es el encargado de aplicar al pilote de prueba los escalones de carga previstos, y está formado por un gato hidráulico, la placa de asentamiento y el dispositivo de medida elegido (mecánico o digital).

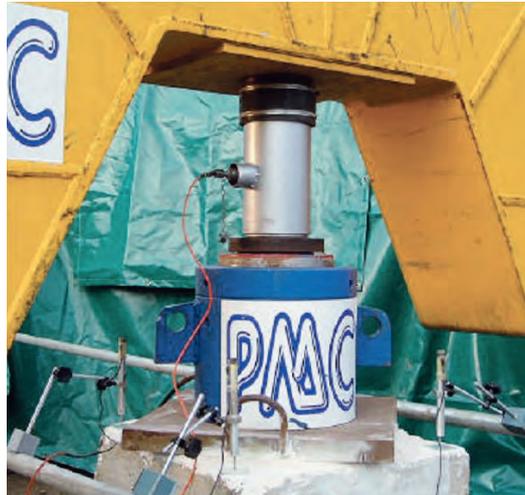


Figura 2. TREN DE CARGA.

El sistema de reacción permite aplicar las cargas al pilote de prueba durante largos periodos de tiempo. Entre los sistemas de reacción más habituales destacan los siguientes:

- **Pilotes a tracción o anclajes:** Se instala un número determinado de pilotes o anclajes en los alrededores del pilote de prueba. Estos elementos trabajan a tracción como reacción a la compresión aplicada en el pilote que se está ensayando. La transferencia de fuerzas se lleva a cabo mediante diferentes sistemas, tal y como se muestra en las figuras 3 y 4.



Figura 3. REACCIÓN CON PILOTES A TRACCIÓN.



Figura 4. REACCIÓN CON ANCLAJES.



Figura 5. REACCIÓN CON CARGA MUERTA.

- **Cargas muertas:** Si las características del terreno o de la obra no permiten utilizar pilotes a tracción como sistema de reacción, las cargas muertas son una buena alternativa. Esta técnica consiste simplemente en colocar un determinado peso (mínimo, 110-120 % de la máxima carga de la prueba) sobre una estructura ubicada sobre el pilote de prueba. La carga muerta suele estar formada por bloques de hormigón de dimensiones regulares y pesos conocidos (Fig. 5), aunque también pueden emplearse lingotes de acero, en los que el peso se conoce con mayor precisión. Se requiere un área de al menos $15 \times 15 \text{ m}^2$ para llevar a cabo el ensayo.

La instalación de los sistemas de reacción sólo debe llevarse a cabo por personal especializado. Un mal diseño previo o una ejecución defectuosa pueden llevar a situaciones peligrosas durante el ensayo (Fig. 6).

Durante la prueba se mide el asiento utilizando los dispositivos de auscultación instalados en el pilote. Estos dispositivos están vinculados a una viga de referencia situada a una distancia razonable. El análisis posterior de los datos permite obtener la capacidad resistente del elemento de cimentación.



Figura 6. PROBLEMAS CON LOS SISTEMAS DE REACCIÓN DURANTE LA EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA ESTÁTICA.

La duración del ensayo varía entre 24 y 48 horas en un ensayo lento, y entre 3 y 5 horas en un ensayo rápido, sin considerar el tiempo de preparación de la prueba.

El método de carga estática escalonada es el más indicado para obtener el comportamiento carga-asiento de un pilote sometido a cargas de hasta 1,50 veces la sollicitación de trabajo.

2.2. PRUEBA DE CARGA DE PENETRACIÓN A VELOCIDAD CONSTANTE

En este tipo de ensayo el pilote es forzado a penetrar en el terreno a velocidad constante, midiendo la fuerza necesaria para ello. El ensayo se mantiene hasta que se alcanza la carga de prueba o el fallo del pilote.

El tren de cargas y los sistemas de reacción son los mismos que se indicaron en el apartado anterior. La diferencia con el ensayo de carga estática escalonada radica en la forma de aplicación de la carga.

La duración del ensayo no suele ser inferior a 24 horas, sin considerar el tiempo de preparación de la prueba.

El ensayo es especialmente útil en suelos cohesivos, en los que los pilotes funcionan principalmente por fuste.

2.3. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA-BIDIRECCIONAL

Las pruebas de carga estáticas-bidireccionales son el eje principal del presente artículo y se analizarán con detalle en el apartado siguiente.

2.4. PRUEBA DE CARGA SEMIESTÁTICAS

Las pruebas de carga semiestáticas aplican la fuerza de compresión al pilote durante un periodo de tiempo muy corto (pruebas rápidas), del orden de 100 ms. Sin embargo, este tiempo es muy superior al correspondiente a las pruebas dinámicas, que suele ser de unos pocos milisegundos. El sistema de aplicación de la carga (Fig. 7) consiste en una



Figura 7. MÉTODO STATNAMIC DE CARGA DE PILOTES.



Figura 8. PISTÓN.



Figura 9. CONTRAPESOS.

cámara de combustión en la que se produce la ignición controlada de un combustible. La fuerza generada levanta un pistón (Fig. 8) sobre el que apoyan unos contrapesos importantes (Fig. 9), con pesos del orden del 5-10 % de la carga estática de prueba. Por el principio de acción y reacción, una fuerza centrada de igual magnitud comprime el pilote.

Los contrapesos pueden ser construidos *in situ*, con materiales locales (hormigón o acero) de tipo modular, de manera que se puedan apilar sobre el pistón en piezas manejables, con un hueco en el centro para dejar pasar un eje centrador que sirve también de vía de escape de los gases de la combustión. El conjunto queda dentro de un contenedor exterior de chapa relleno de grava que, al producirse la ignición y levantarse los contrapesos, rellena los espacios creados y amortigua la caída. En los últimos tiempos se han desarrollado bastidores metálicos que simplifican la operación de frenado y sujeción de los contrapesos.

La instrumentación se basa en dos dispositivos: una célula de carga que mide directamente la fuerza aplicada y un sensor de desplazamientos por láser colocado en la cabeza del pilote. La longitud de la onda de presión generada en este tipo de ensayos es lo suficientemente larga para recoger todo el pilote, por lo que no se necesita un análisis complejo de la ecuación de onda a la hora de interpretar los resultados. Por el contrario, al igual que en los ensayos dinámicos, los efectos de fluencia y disipación de presiones intersticiales pueden tener influencia en la prueba, aunque en menor medida, debido a que la carga es menor. El sistema permite obtener de manera instantánea la curva carga-deformación.

El espacio de trabajo requerido es función de la magnitud de la carga de prueba. El método es rápido y permite realizar un gran número de ensayos al día.

2.5. PRUEBA DE CARGA DINÁMICAS

Los métodos dinámicos se basan en el estudio de la respuesta del pilote al golpeo en su cabeza con un martillo. Para llevar a cabo estos ensayos se precisa un martillo de impacto que debe tener unas características acordes con el tipo de pilote que se va a ensayar, de forma que se movilice completamente la capacidad dinámica del pilote. En pilotes prefabricados puede utilizarse el mismo martillo de instalación (Fig. 10), mientras que en pilotes *in situ* se requiere un



Figura 10. ENSAYO DINÁMICO EN PILOTES PREFABRICADOS.



Figura 11. ENSAYO DINÁMICO EN PILOTES *IN SITU*.

martillo independiente (Fig. 11).



Figura 12. INSTRUMENTACIÓN PARA UN ENSAYO DINÁMICO.

El pilote se instrumenta en cabeza con acelerómetros y extensómetros (Fig. 12). Una vez hecho el ensayo, la información registrada se analiza para obtener, a partir de la teoría general de ondas de presión, la resistencia del pilote y su integridad.

Debido a la forma de aplicación de las cargas, los ensayos dinámicos no pueden tener en cuenta algunos efectos relacionados con el tiempo, como la consolidación, relajación o fluencia. Por tanto, el análisis de datos debe ser muy cuidadoso, y se recomienda contrastar siempre los resultados con la experiencia en terrenos de características similares.

Las técnicas dinámicas ofrecen rendimientos muy elevados: un ensayo dinámico puede realizarse en 15 minutos en un pilote prefabricado, y en 30 minutos, en un pilote

in situ.

2.6. ENSAYOS DE INTEGRIDAD

Debido a que el presente artículo se refiere a pruebas de carga, únicamente se van a definir los tres ensayos de integridad principales.

Transparencia Sónica

El método de «Transparencia sónica» (Figs. 13 y 14) para el control de cimentaciones consiste en el seguimiento, a

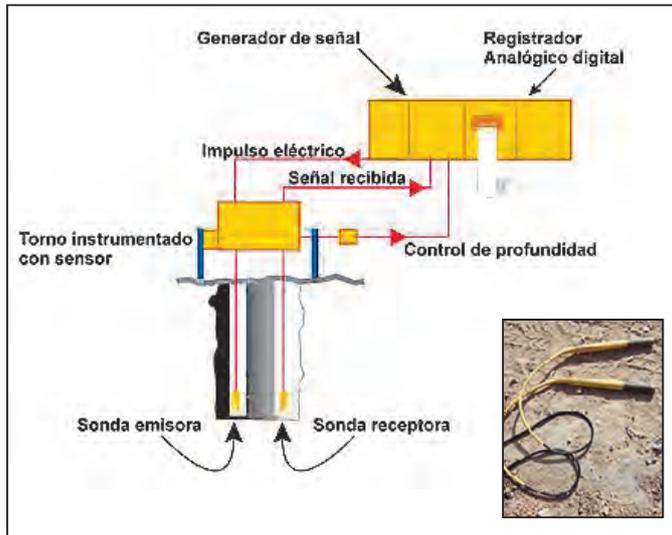


Figura 13. ESQUEMA DEL SISTEMA DE TRANSPARENCIA SÓNICA.



Figura 14. REALIZACIÓN DEL ENSAYO.

lo largo de todo el fuste del pilote, del tiempo que tarde en propagarse una onda de presión (llamada comúnmente onda sónica) desde un emisor a un receptor que están colocados en posiciones conocidas.

La transparencia sónica es el método más usual para el control de integridad de pilotes de gran diámetro.

Ensayos de Eco y de Impedancia Mecánica

Los ensayos de eco y de impedancia mecánica se basan en la respuesta dinámica del pilote provocada por una pequeña fuerza axial que se aplica en la cabeza del pilote mediante un martillo de mano. En el ensayo de eco (Fig. 15), la respuesta del sensor que mide la vibración generada por el impacto de martillo se analiza en el tiempo,

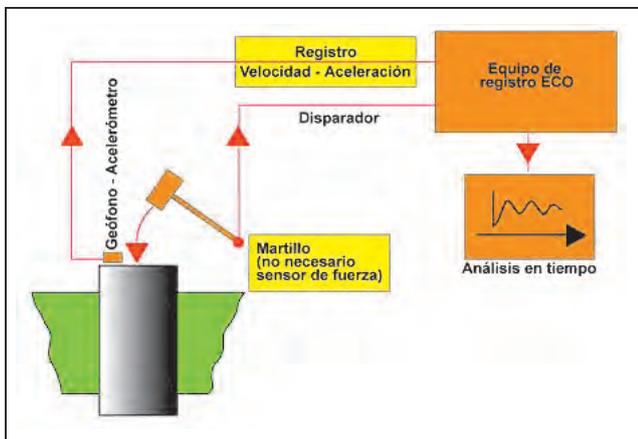


Figura 15. ESQUEMA DEL ENSAYO DE ECO.

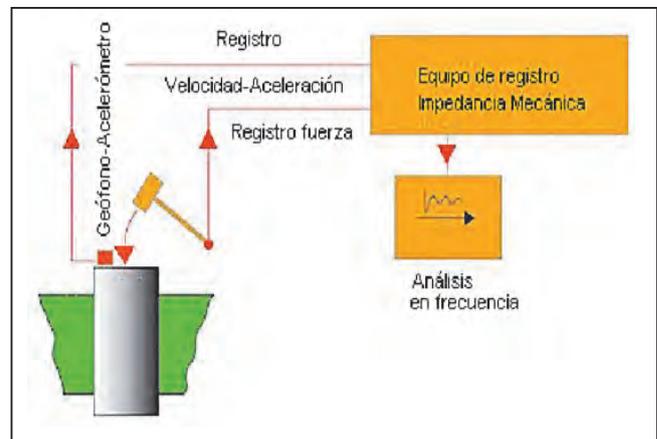


Figura 16. ESQUEMA DEL ENSAYO DE IMPEDANCIA.

mientras que en el ensayo de impedancia mecánica (Fig. 16) el análisis se hace en frecuencia: se registra la fuerza y se obtiene una curva de movilidad.

Estos ensayos permiten ensayar pilotes con diámetros menores, siempre que se cumplan las condiciones longitud/diámetro necesarias.

3. Descripción de la prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg



Figura 17. CÉLULAS OSTERBERG.



Figura 18. CÉLULAS INSTALADAS EN EL PILOTE.

Jorj O. Osterberg inventó y desarrolló lo que hoy conocemos como «célula Osterberg» (*O-cell*), con el propósito de ofrecer un nuevo método de realizar ensayos de carga en cimentaciones profundas. Una descripción completa del método se puede encontrar en Osterberg *et al.* (2001). La célula Osterberg consiste en un sistema compuesto por uno o varios gatos hidráulicos (Fig. 17) calibrados e instalados en el interior de los pilotes o elementos de cimentación profunda (Fig. 18).

El método de ensayo se denomina bidireccional porque la célula Osterberg trabaja simultáneamente en dos direcciones: hacia arriba, contra la resistencia del fuste, y hacia abajo, contra la resistencia de la punta (Figs. 19 y 20). Durante el ensayo, la resistencia por debajo de la célula Osterberg suministra la reacción para movilizar la resistencia de fuste, encima de la célula Osterberg, y al mismo tiempo, la resistencia de fuste proporciona la reacción para movilizar la resistencia de punta.

Este principio de funcionamiento permite registrar y separar los datos de resistencia de ambas direcciones y llevar a cabo el ensayo hasta que se alcancen cualquiera de estas circunstancias:

- Valor límite de la capacidad de resistencia por fuste.
- Valor límite de la capacidad de resistencia por punta.
- Capacidad máxima de la célula Osterberg instalada.

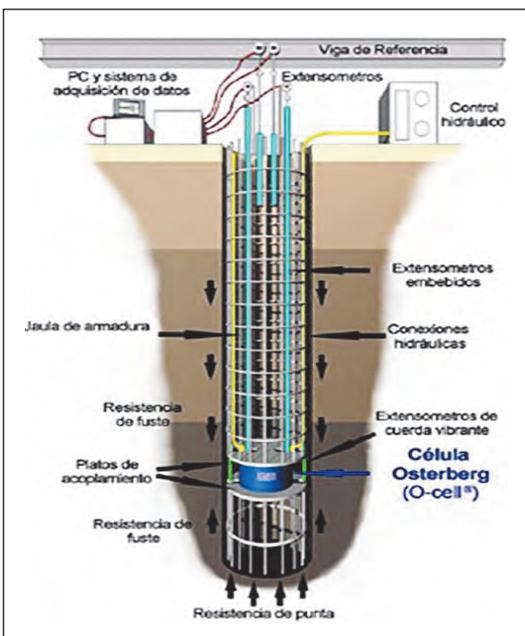


Figura 19. ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO BIDIRECCIONAL (*Loadtest Web Site*).

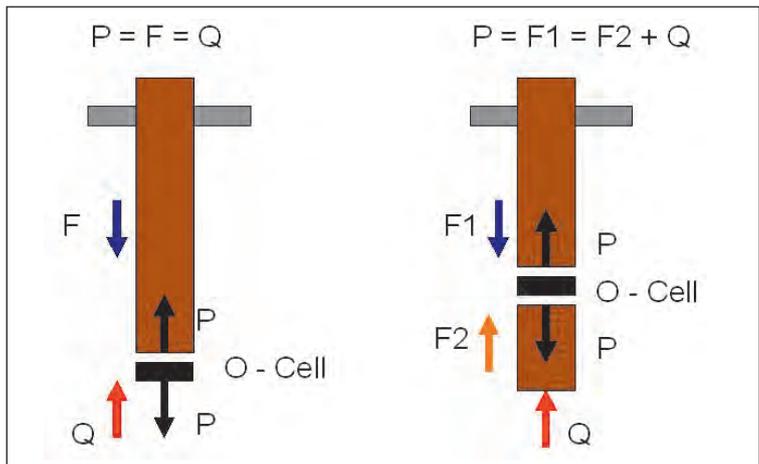


Figura 20. ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO BIDIRECCIONAL.

utiliza cada una de ellas para el desarrollo de la otra, permiten prescindir de los elementos tradicionales de reacción, utilizados para la aplicación de la carga en cabeza del elemento de cimentación, tales como pesos muertos, vigas o anclajes en los ensayos de carga estáticos convencionales.

Como complemento a la célula Osterberg, la instrumentación instalada en el pilote o elemento de cimentación profunda permite la medición directa de la expansión de la *O-cell*, la compresión del fuste y los desplazamientos en la cabeza del pilote. A menudo se colocan también transductores de deformación a distintos niveles en el interior del pilote que permiten cuantificar el desarrollo de la resistencia por fuste en distintas secciones en los diferentes niveles estratigráficos del terreno.

Las células Osterberg disponibles hoy día tienen capacidades que varían entre 0,7 y 27 MN; pero el uso combinado de más de una *O-cell* en el mismo plano horizontal permite ampliar el rango de aplicación del ensayo bidireccional



Figura 21. EJEMPLOS DE UTILIZACIÓN DE CÉLULAS OSTERBERG EN PILOTES CON BARRENA CONTINUA, PILOTES PREFABRICADOS Y «BARRETES» O ELEMENTOS DE MURO PANTALLA (England, M., et al., 2006).

hasta capacidades por encima de los 220 MN. El empleo de más de una célula en distintos niveles o planos horizontales permite así mismo el estudio individualizado del funcionamiento de diversos elementos o partes del pilote.

En la actualidad el rango de aplicación del ensayo bidireccional no se limita al campo de los pilotes de gran diámetro perforados y hormigonados *in situ*, sino que se ha extendido y experimentado también en pilotes prefabricados, pilotes ejecutados con barrena continua y elementos de muro pantalla (Fig. 21).

Las principales ventajas del método de ensayo bidireccional son las siguientes:

- **No se requieren estructuras de reacción, pilotes de reacción o anclajes.** De esta manera se eliminan sus posibles influencias en el comportamiento del pilote ensayado. Se mejoran las condiciones de seguridad y se produce un ahorro en coste y tiempo de preparación del ensayo, al mismo tiempo que se minimizan las necesidades de espacio requeridas para la ejecución de la prueba.
- **Permite cuantificar de manera independiente la resistencia por fuste y por punta del pilote,** o la diferencia de resistencia por fuste en varias secciones distintas del pilote.
- **Registro automáticos de los datos.**
- **Altas capacidades de ensayo.** La capacidad de carga es con frecuencia superior a los 27 MN y puede aumentar hasta cargas de más de 100 MN, habiéndose realizado en la actualidad pruebas a más de 200 MN.
- **Pilotes en agua, con condiciones de acceso restringido o con nivel de hormigonado muy bajo.** En estos casos el método bidireccional puede ser la única alternativa viable.
- **Economía.** La eficiencia económica es mayor a medida que la carga aumenta, a diferencia de lo que ocurre con los ensayos estáticos convencionales. Sirva como referencia la estimación de costes propuesta por England (2003) comparando el coste de los ensayos convencionales con los bidireccionales en Estados Unidos (Fig. 22).

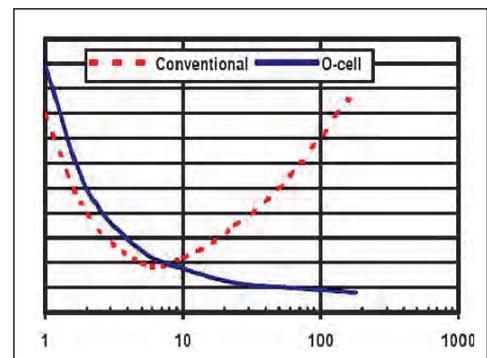


Figura 22. COMPARACIÓN DEL COSTE DE ENSAYOS CONVENCIONALES vs. BIDIRECCIONALES (England, M., 2003).

4. Casos prácticos

Se desarrollan a continuación dos casos prácticos en los que se han llevado a cabo pruebas de carga estáticas-bidireccionales con la célula Osterberg.

4.1. CIMENTACIÓN DEL PABELLÓN PUENTE DE LA EXPO 2008 DE ZARAGOZA

a) *Breve descripción del Proyecto:*

El Pabellón Puente de la Expo 2008 de Zaragoza (Fig. 23) es una estructura compleja diseñada con una doble finalidad. Por un lado, se trata del puente de acceso a la Expo, con un flujo peatonal previsto de 10.000 visitantes a la hora. Por otro lado, constituye un pabellón para la exposición titulada «Agua recurso ÚNICO».

Los Proyectos de cimentaciones y estructuras fueron elaborados para Expoagua Zaragoza 2008, por Zaha Hadid Architects y ARUP. Las obras definidas en el Proyecto de cimentaciones fueron adjudicadas a Dragados, y las de estructuras, a la UTE Dragados-JRSSA.

La estructura tiene una traza curvilínea a modo de gladiolo. La sección tiene forma de diamante y está compuesta por cuatro PODS (vainas o cápsulas) que, con forma de romboide y entrelazadas, sirven como elementos estructurales.

El Pabellón Puente se apoya en las dos márgenes del río Ebro, y en su zona central, sobre una isleta situada en medio del cauce. De esta forma se presenta un puente de dos vanos: uno de 125 m en la margen izquierda, y otro de 155 m, en la margen derecha.

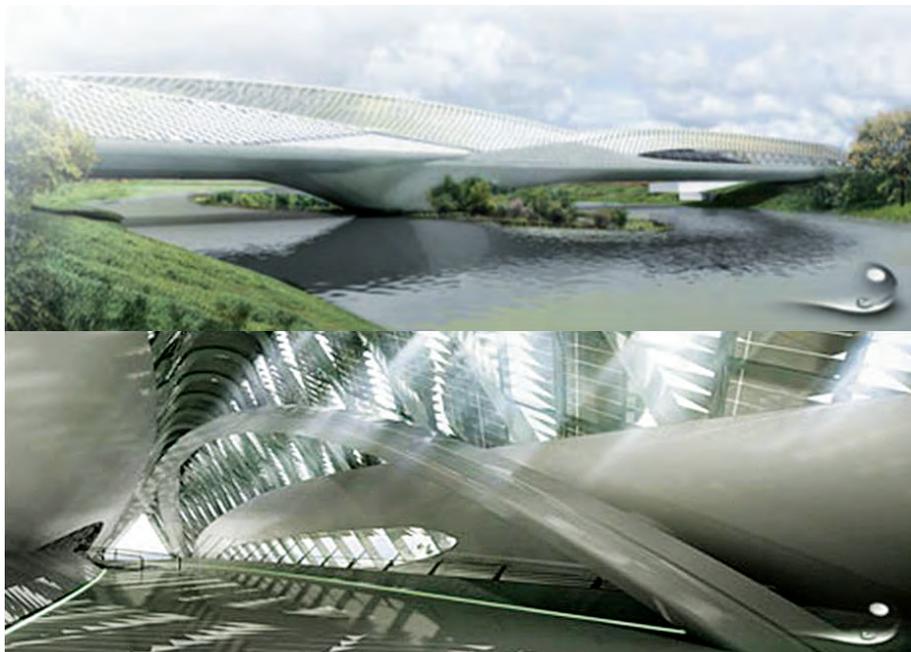


Figura 23. REPRESENTACIONES VIRTUALES DEL PABELLÓN PUENTE
(expozaragoza2008.es).

Por tanto, la cimentación de la estructura se apoya sobre tres zonas con pilotes de gran diámetro que han alcanzado el récord de España de profundidad: 68,50 m.

b) *Características del terreno:*

El terreno en el que se ha ejecutado la cimentación pilotada está formado por dos zonas bien diferenciadas: los depósitos cuaternarios de la terraza fluvial del Ebro y el sustrato terciario (mioceno). El estrato cuaternario, constituido básicamente por gravas y arenas, presenta una potencia variable en cada uno de los apoyos de la estructura. El sustrato terciario consta de una primera zona alterada por la disolución de yesos, formada por una alternancia de arcillas, argilitas, margas y yesos, y algunas intrusiones de gravas migradas. La segunda zona del sustrato, constituida por yeso alabastrino sano, aparece a cotas muy profundas (65 m), sin que existan garantías de que a mayores profundidades aparezcan capas de materiales menos resistentes.

El perfil geotécnico descrito presenta las siguientes dificultades:

- 1) Inestabilidad de los rellenos situados sobre los depósitos cuaternarios y del propio estrato cuaternario.
- 2) Variación en la cota de aparición del sustrato terciario.
- 3) Variación en la configuración del sustrato terciario, con alternancia de capas muy duras (yesos) y otras extremadamente blandas (arcillas de consistencia prácticamente nula).
- 4) Existencia de cavernas por fenómenos de disolución de yesos.

Con estos condicionantes se diseñó la cimentación mediante pilotes empotrados en el sustrato sano de yesos.

c) **Tipo de cimentación:**

Como ya se ha comentado con anterioridad, el Pabellón Puente se apoya en el terreno sobre tres puntos: el estribo de margen Ranillas, la isleta central y el estribo de margen Almozara.

La incertidumbre derivada de la variabilidad del sustrato terciario obligó a considerar un doble criterio de cálculo frente a hundimiento de la cimentación pilotada: en primer lugar se debía garantizar el coeficiente de seguridad habitual en situación normal de trabajo, y en segundo lugar, respetar un coeficiente de seguridad mínimo en el supuesto de apoyar el pilote en una capa de baja capacidad portante y perder así la aportación de la punta a la resistencia del elemento frente al hundimiento.

La distribución de pilotes elegida fue la siguiente:

1) **ESTRIBO RANILLAS.** 3 encepados:

- E1: 3 pilotes de 1.500 mm de diámetro y 68,50 m de profundidad.
- E2: 3 pilotes de 2.000 mm de diámetro y 58,50 m de profundidad.
- E3: 2 pilotes de 2.000 mm de diámetro y 58,50 m de profundidad.

2) **ISLETA CENTRAL.** 1 encepado:

- 10 pilotes de 2.000 mm de diámetro y 64,00 m de profundidad.

3) **ESTRIBO ALMOZARA.** 1 encepado:

- 4 pilotes de 2.000 mm de diámetro y 50,00 m de profundidad.



Figura 24. EQUIPO DE PERFORACIÓN A ROTACIÓN TIPO BG 36.



Figura 25. «KELLY» TELESCÓPICO DE 72 m.

Los pilotes del encepado E1 del estribo Ranillas son los pilotes más profundos ejecutados en España hasta la fecha.



Figura 26. ENTUBACIÓN DE LOS PRIMEROS METROS DE PILETE.

d) Ejecución de los pilotes:

Debido a la longitud de pilotes resultante y a las características del terreno, fue necesario estudiar en detalle el procedimiento de ejecución de la cimentación y los equipos necesarios. Terrabauer fue la empresa encargada de ejecutar los pilotes, empleando para tal efecto un equipo de perforación a rotación tipo BG 36, de gran potencia, empuje y par de rotación: 36 mT (Fig. 24).

Para alcanzar las profundidades definidas en el proyecto, el equipo de perforación se equipó con un «kelly» telescópico de 72 m (Fig. 25), el más grande utilizado en España hasta el momento.

La existencia de margas y yesos de gran resistencia en el sustrato terciario obligaron a utilizar herramientas especiales de widia en la perforación.

Los pilotes se ejecutaron con un sistema mixto de sostenimiento del terreno: entubación en los 13 primeros metros (Fig. 26) para contener con eficiencia el relleno y las gravas más inestables, y lodos tixotrópicos.

La limpieza del fondo del pilote y el desareado de los lodos se llevó a cabo con sumo cuidado, empleando la técnica de «air lift». El hormigonado se realizó por el procedimiento habitual de tubería «tremie».

e) Prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg:

Con objeto de evaluar las resistencias por punta y fuste de los pilotes, y comprender así mejor el comportamiento frente al hundimiento en un terreno de tanta complejidad, se decidió llevar a cabo una prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg (*O-cell*) por primera vez en España. Ya se ha explicado en apartados anteriores el fundamento de este tipo de ensayo, por lo que sólo se indican a continuación las particularidades de este caso concreto.

El ensayo se realizó en un pilote de la isleta central de 63,20 m de longitud. En este encepado, los pilotes estaban sometidos, teóricamente, a una compresión de 1.570 T.

La prueba de carga se diseñó con el objeto de someter al pilote una compresión de 2.000 T, para lo que fue necesari-



Figura 27 y 28. COLOCACIÓN DE DOS CÉLULAS OSTERBERG.



Figura 29. CÉLULAS OSTERBERG MONTADAS.



Figura 30 y 31. COLOCACIÓN DE LAS CÉLULAS OSTERBERG EN LA ARMADURA.



Figura 32. VISTA DE LA CÉLULA OSTERBERG DESDE ARRIBA.

rio disponer dos unidades *O-cell*.

Las células se situaron a 9,20 m de la punta, de forma que la carga máxima ascendente del ensayo movilizara la resistencia última por fuste, estimada en 6 T/m², en los 54,00 m superiores.

La preparación de la prueba de carga comenzó con el montaje de las células. Tras instalar en ellas las conexiones hidráulicas (Fig. 27), se situaron entre dos platos metálicos y se soldaron a ellos (Fig. 28). Estos platos tienden a separarse entre sí cuando las células se alimentan hidráulicamente, movilizand



Figura 33. DETALLE DEL PLATO METÁLICO.



Figura 34. EMBUDO PARA EMBOCAR EL «TREMIE».

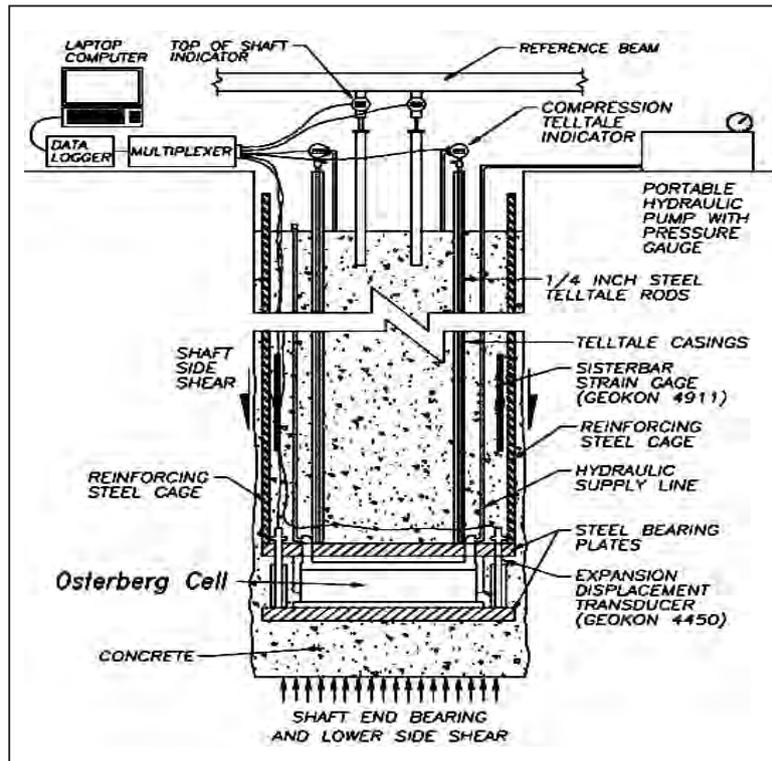


Figura 35. INSTRUMENTACIÓN DEL PILOTE.

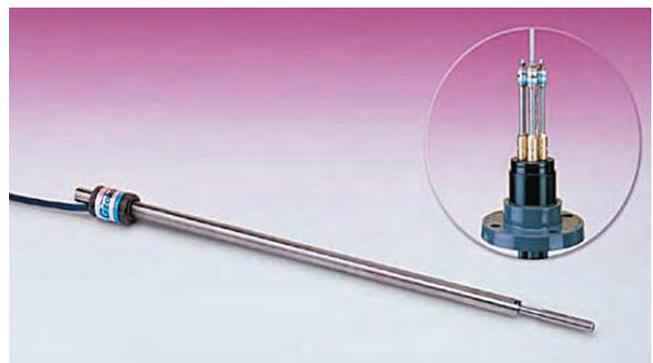
y punta del pilote. En lo sucesivo nos referiremos al conjunto de las dos unidades *O-cell* y los platos metálicos como una única célula Osterberg.

Una vez montada la célula (Fig. 29) se procedió a su instalación en la armadura del pilote a la cota proyectada (Figs. 30, 31 y 32).

Los platos metálicos se diseñaron con un hueco central para el paso de la tubería «tremie», huecos para el paso de hormigón y hendiduras laterales para la adaptación de los tubos sónicos (Fig. 33). Asimismo, se dispuso un conjunto de redondos de acero en forma de embudo para facilitar el paso de la tubería «tremie» entre las células y a través de los platos (Fig. 34).

La prueba de carga con la *O-cell* requiere una instrumentación precisa que permita llevar cabo el análisis del proceso de carga. Los dispositivos instalados en el pilote fueron los siguientes (Fig. 35):

- Instrumentación de la cabeza del pilote para medir desplazamientos respecto a una viga de referencia.
- Extensómetros de cuerda vibrante (*expansion displacement transducer*) para medir la apertura de la *O-cell* (Figs. 36 y 37).
- Extensómetros de varilla (unidades Telltale) para medir la compresión del pilote en la parte situada por encima de la *O-Cell*.
- Transductores de deformación de cuerda vibrante (*sisterbar strain gage*), en grupos de 2 ó 4, en lados diame-



Figuras 36 y 37. EXTENSÓMETRO DE CUERDA VIBRANTE.



Figuras 38 y 39. TRANSDUCTORES DE DEFORMACIÓN DE CUERDA VIBRANTE.

tralmente opuestos de la armadura para poder medir la resistencia por fuste en los distintos tramos del pilote (Figs. 38 y 39).

- Conexión de todos los dispositivos a un ordenador central que procesa la información.

La ventaja de los sensores de cuerda vibrante frente a otras tipologías más convencionales de resistencias eléctricas o semiconductores radica en la medida de la frecuencia de vibración en lugar del voltaje o resistencia. La frecuencia de salida es más fácil de transmitir a través de cables de gran longitud y no está afectada por caídas de tensión, humedades o cambios de temperatura. Por otro lado, los dispositivos de cuerda vibrante son más robustos y fáciles de instalar. Por los motivos expuestos, los extensómetros utilizados en la prueba de carga son los que mejor se ajustan a los condicionantes de este tipo de proyectos.

La utilización de transductores de deformación de cuerda vibrante se realiza en pares para poder separar los momentos flectores de las cargas axiales, lo que permite obtener la resistencia por fuste en los distintos tramos del



Figura 40. CABLEADO DE LOS INSTRUMENTOS DE AUSCULTACIÓN.

pilote.

El dispositivo está formado por un alambre en miniatura instalado en el interior, y en el eje, de una barra de acero de alta resistencia de 150 mm de longitud. El sistema permite mantener la alineación del sensor durante la puesta en obra del hormigón.

El proceso de colocación del cableado de los componentes de auscultación fue laborioso, ya que debe instalarse en



Figuras 41, 42, 43 y 44. COLOCACIÓN DEL PRIMER TRAMO DE ARMADURA.



Figura 45. CONEXIÓN ENTRE TRAMOS DE ARMADURA.



Figura 46. PILOTE HORMIGONADO.

unidades completas sin empalmes (Fig. 40).

Una vez instrumentada la armadura del pilote, y tras la limpieza exhaustiva de la punta y el desarenado de los lodos



Figura 47. VIGA DE REFERENCIA.



Figura 48. PROTECCIÓN DE LA VIGA DE REFERENCIA Y NIVEL PARA LA MEDIDA DE MOVIMIENTOS.

de perforación por el procedimiento de «air lift», se procedió a instalar la jaula en el interior de la perforación. Para ello se colocó en primer lugar el tramo inferior, que incluía la *O-cell* (Figs. 41, 42, 43 y 44).

A continuación se instaló la parte superior de la armadura, soldada convenientemente a la inferior (Fig. 45), hasta formar la jaula completa de pilote. Por último, se hormigonó el elemento con tubería Tremie hasta la cota superior prevista (Fig. 46).

Sobre el pilote se dispuso una viga de referencia (Fig. 47), cubierta convenientemente para evitar, en la medida de lo posible, que los cambios de temperatura afectaran a las lecturas de movimientos con nivel (Fig. 48). La temperatura de la viga se controló de forma continua para hacer las correcciones oportunas.

Para el desarrollo de la prueba de carga es necesario que el hormigón haya adquirido una resistencia suficiente. Se



Figura 49. COMPROBACIÓN DE DISPOSITIVOS.

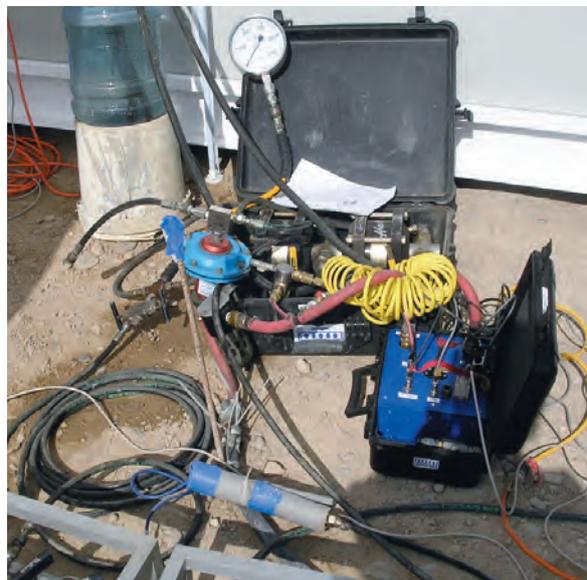


Figura 50. BOMBA HIDRÁULICA.

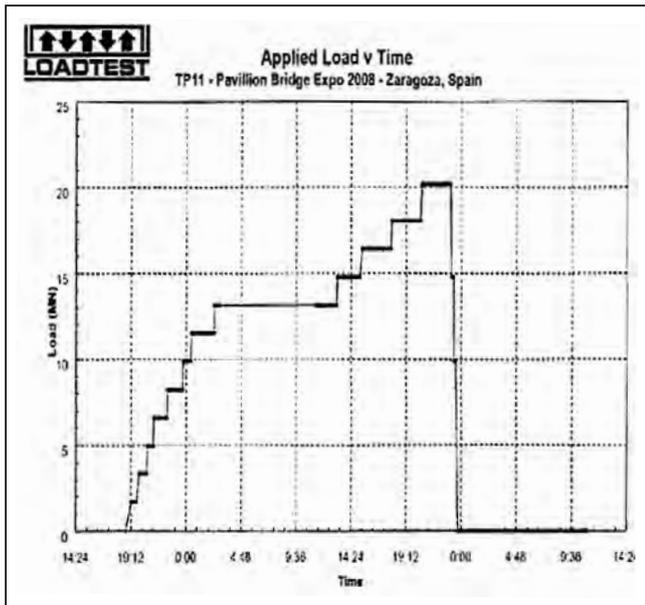


Figura 51. RELACIÓN TIEMPO-CARGA.

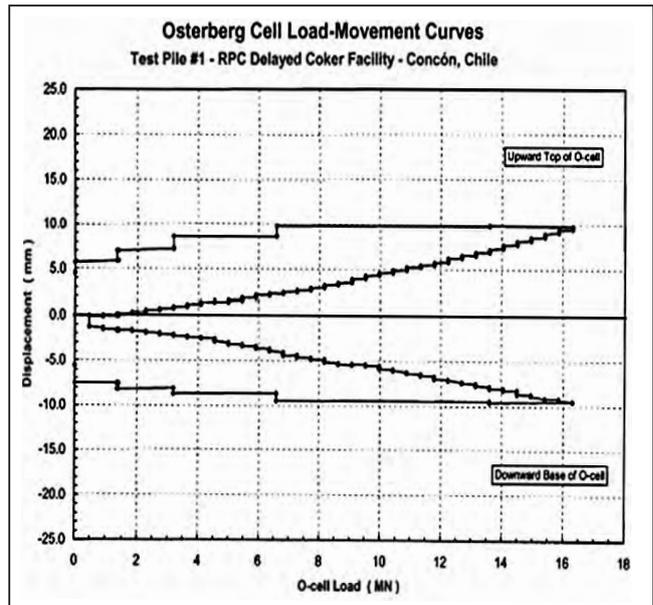


Figura 52. RELACIÓN CARGA-DESPLAZAMIENTO ASCENDENTE Y DESCENDENTE.

recomienda no ensayar el pilote a una edad inferior a los 14 días. En el caso que nos ocupa, el pilote se ensayó a los 28 días.

Se verificaron todos los instrumentos implicados en la prueba (Fig. 49) y dio comienzo la aplicación progresiva de carga a la célula con una bomba hidráulica (Fig. 50) preparada para tal efecto.

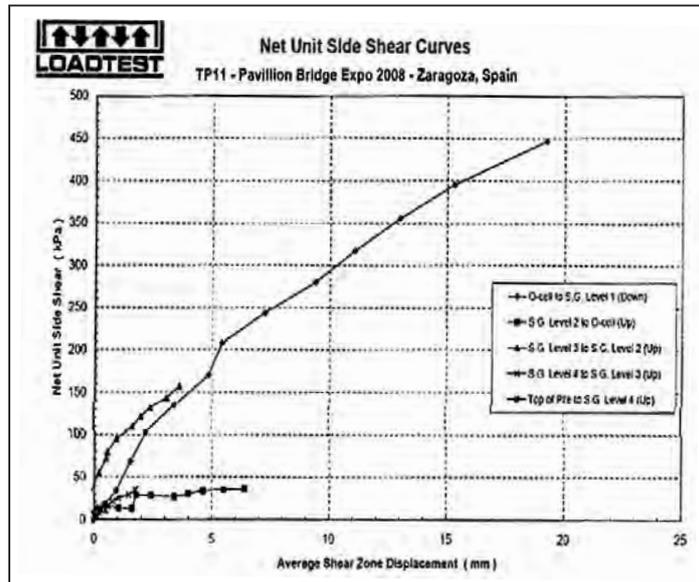


Figura 53. RELACIÓN DESPLAZAMIENTO-RESISTENCIA POR FUSTE EN LAS DIFERENTES SECCIONES.

La prueba se desarrolló en 12 escalones de carga iguales hasta alcanzar las 2.000 T previstas. Cada escalón de carga se mantuvo el tiempo necesario para alcanzar el *ratio* asiento/tiempo establecido en 0,1 mm cada 20 minutos. Una vez alcanzada la carga máxima, se llevó a cabo la descarga en 4 escalones de 10 minutos cada uno (Fig. 51).

Los asentamientos obtenidos —en función del nivel de carga—, en sentidos ascendente y descendente, son los que se indican en la figura 52. Como se puede apreciar, no se llegó a agotar la capacidad resistente del pilote ni en su punta ni en su fuste. Por tanto, la resistencia última por fuste, estimada en 6 T/m², resultó un valor conservador, y fue posible modificar la longitud de algunos pilotes que todavía no se habían ejecutado.

El análisis de los transductores de deformación de cuerda vibrante (Fig. 53) permitió obtener la resistencia por fuste media en las secciones de cálculo instrumentadas. Aparentemente sólo se llegó al agotamiento de la sección situada entre la *O-cell* y el transductor 2, por lo que el resto de valores de resistencia por fuste obtenidos quedan del lado de la seguridad y son inferiores a los valores límite que producirían el fallo.

En el cálculo se tuvo en cuenta el peso sumergido del pilote.

Al no haber llegado al agotamiento de la resistencia del pilote, se llevó a cabo un análisis teórico que permitió extrapolar los datos recogidos y calcular las resistencias últimas por punte y fuste. En el cálculo resultó un coeficiente de seguridad muy superior al previsto inicialmente.

Concluida la prueba se inyectó una lechada de cemento a través de la instalación hidráulica para sellar la apertura generada por la expansión de las células.

f) Conclusiones:

La prueba de carga estática-bidireccional con Célula Osterberg, realizada por primera vez en España, se logró con éxito y permitió optimizar los cálculos iniciales y validar el proceso de ejecución de los pilotes.

g) Agradecimientos:

La presentación de este caso práctico ha sido posible gracias a la colaboración de Expoagua Zaragoza 2008, Zaha Hadid Architects, ARUP, Dragados y UTE Dragados-URSSA. También merece un agradecimiento especial Javier García, a quien pertenecen la mayor parte de las fotografías presentadas.

4.2. CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS «WATERS ON THE BAY» (PANAMÁ)

OBRA	Tipo de Pilote	Nº de Pilotes de Prueba	Diámetro de Pilote (m)	Profundidad del pilote (m)	Profundidad de la Célula (m)	Tipo de Célula	Nº de Pilotes antes de la prueba	Nº de Pilotes después de la prueba
WATERS	Perforados y hormigonados in situ	1	1,82	30,50	27,50	27 MN	106	76
ARTS TOWER		2	1,82	24,00/19,00	23,60/18,60	27 MN	209	180
MEGAPOLIS		2	1,82	23,50/21,00	21,50/18,50	27 MN 2x16 MN		161
WHITE		1	1,82	20,00	18,00	2 x 16 MN		81
ASIA		2	1,82	20,00/14,00	19,00/13,00	16 MN y 27 MN		207
COUNTRY CLUB		1	1,50	19,00	17,00	16 MN		210
SKYLINE		1	1,50	24,00	22,00	16 MN		por definir
PARAMOUNT		1	1,50	23,00	21,00	16 MN		por definir
GRAND TOWER		1	1,82	18,00	16,00	16 MN	160	por definir
OASIS		2	1,82	25,00/24,50	23,00/22,50	16 MN	108	81

Figura 54. RESUMEN DE ENSAYOS CON O-CELL REALIZADOS DURANTE EL AÑO 2007 EN PROYECTOS DE RODIO EN PANAMÁ.

a) Introducción:

Durante el año 2007, Rodio Swissboring Panamá realizó la cimentación mediante pilotaje de varios proyectos en la ciudad de Panamá, donde, debido al coste y las características especiales de los proyectos y de la cimentación, se consideró conveniente la realización de pruebas de carga de pilotes en la fase de diseño. El objetivo de los ensayos de carga, en todos los casos, fue evaluar los cálculos previos, basados en la información geotécnica inicial, y optimizar el diseño ajustando las dimensiones finales de los pilotes en términos de diámetro, longitud y número en función de los resultados obtenidos.

La figura 54 presenta un resumen de los ensayos de carga realizados mediante el uso de célula Osterberg en pilotes de diámetro comprendido entre 1,50 m y 1,82 m y profundidades entre 18,00 m y 30,50 m para distintas capacidades de carga. Es necesario señalar que, aunque en la mayoría de los casos los resultados de la prueba de carga permitieron a los proyectistas optimizar el diseño, al confirmar que el precálculo inicial resultaba demasiado conservador, se dieron también casos en los que los ensayos verificaron las hipótesis de trabajo



Figura 55. REPRESENTACIÓN VIRTUAL DEL EDIFICIO «WATERS ON THE BAY».

inicial o incluso aconsejaron un aumento del diámetro o la profundidad de los pilotes con el fin de conseguir los objetivos deseados.

En todos los casos el ensayo de carga mediante el uso de célula Osterberg resultó ser una herramienta interesante y eficiente tanto en términos económicos como en términos de calidad y seguridad en la fase de diseño.

En los próximos apartados procederemos a la presentación de uno de los casos incluidos en la tabla anterior: «Waters on the Bay».

b) Breve descripción del Proyecto:

El edificio de apartamentos «Waters on the Bay» (Fig. 55) se encuentra situado en la avenida Balboa de la ciudad de Panamá (Fig. 56). El proyecto es obra del Arquitecto Fajardo Moreno, la propiedad es la empresa Btsh & Virzi, el contratista principal TBA y la empresa encargada de la ejecución de la cimentación fue Rodio Swissboring Panamá. El edificio consta de 74 plantas con 174 apartamentos, 6 ascensores de alta velocidad, instalaciones y numerosas

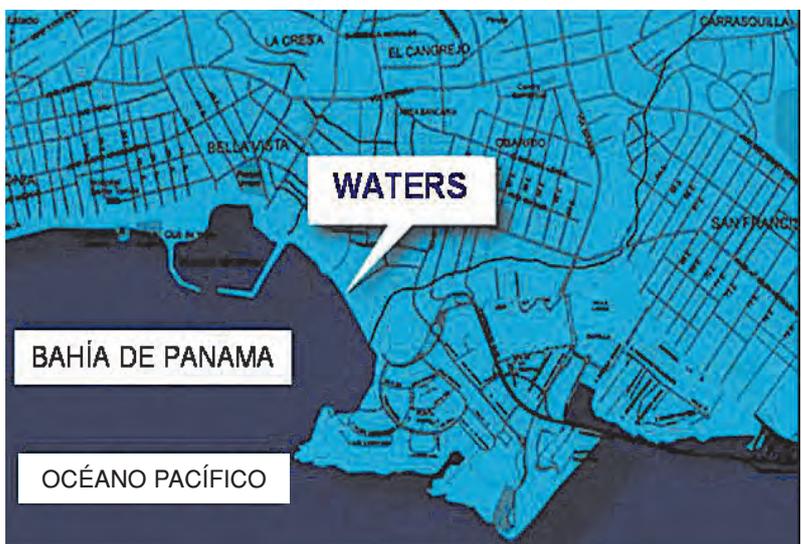


Figura 56. LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO EN LA CIUDAD DE PANAMÁ.



Figura 57. EQUIPO DE PERFORACIÓN A ROTACIÓN TIPO SR-70.

zonas de servicios comunes.

c) Características del terreno:

El perfil geotécnico tipo del terreno consiste en:

- Una primera capa de relleno hasta una profundidad media de 1,50 m, seguida de una capa de aproximadamente 3,50 m de potencia de limo orgánico con gravas.
- A continuación aparece una capa de arcilla arenosa densa, con roca de toba de grano grueso meteorizada y limos arenosos hasta una profundidad media de 11,50 m.
- A partir de esta profundidad aparece una roca de toba de color gris clara de grano fino en matriz limo arenosa (Recuperación de testigo: > 30 %; R.Q.D = 0) hasta una profundidad variable de 16,35 hasta 26,00 m.
- Después de la capa anterior aparece la roca más sana, donde se empotra la cimentación profunda, constituida por una roca de toba de color morado claro de grano grueso (Recuperación de testigo: 30-70 %; R.Q.D > 35 %) que adquiere un color claro azulado a partir de los 28 m (Recuperación: 75-100 %; R.Q.D > 50 %).

d) **Tipo de cimentación:**

La cimentación del edificio fue diseñada mediante pilotes de 1,00 m, 1,22 m, 1,37 m, y 1,82 m de diámetro, y profundidad variable entre 24,00 m y 33,30 m. Un total de 77 unidades, de las cuales aproximadamente el 75 % fueron de diámetro 1,82 m.

e) **Ejecución de los pilotes:**

Rodio Swissboring Panamá realizó los pilotes con un equipo de perforación a rotación tipo SR 70 (par de rotación: 25 mT) (Fig. 57). El equipo de perforación disponía de un «kelly» telescópico con capacidad para alcanzar profundidades superiores a los 40 m y herramientas de corte con

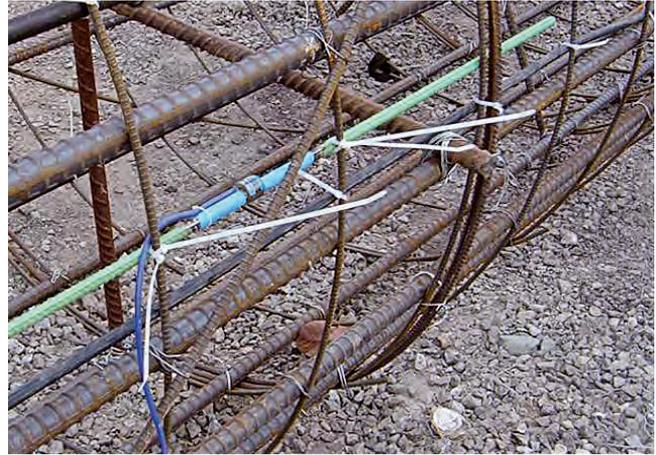


Figura 58. **SISTERBAR STRAIN CAGES.**

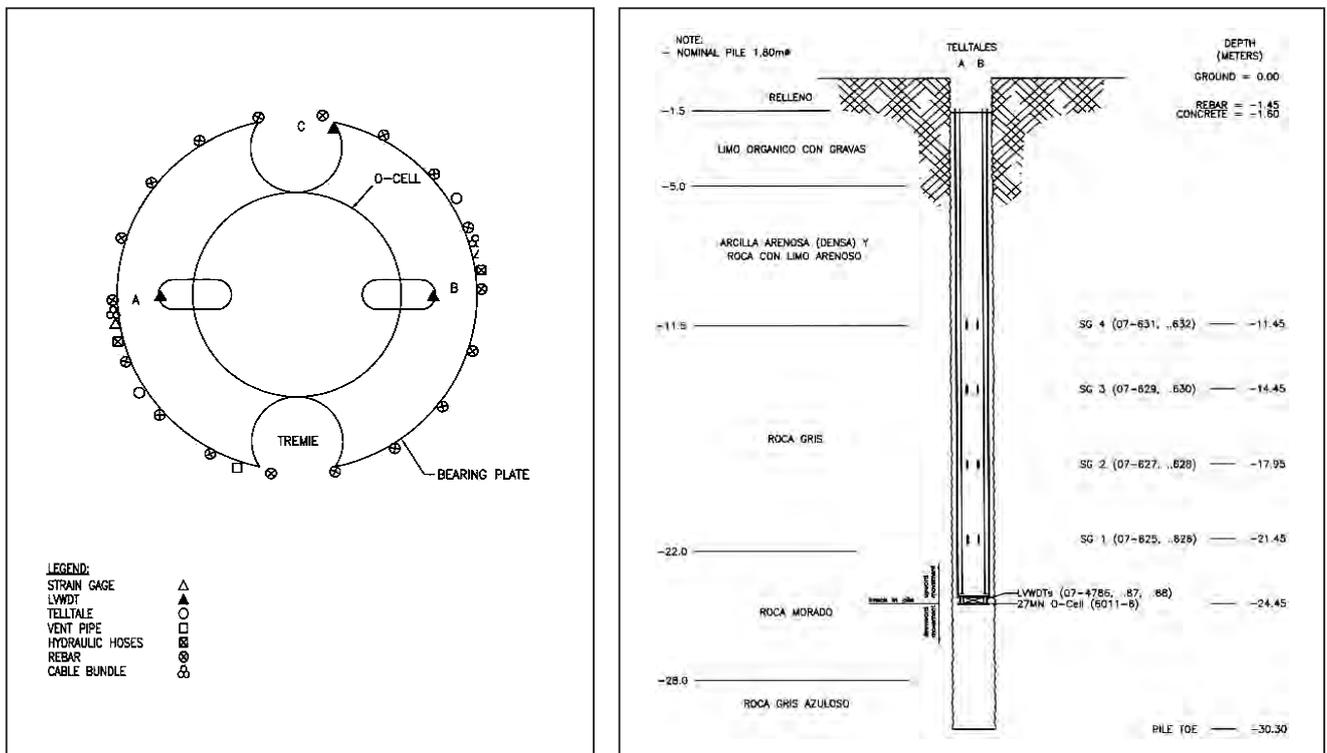


Figura 59. **COLOCACIÓN EN PLANTA Y EN ALZADO DE LA CÉLULA DE CARGA Y LOS SENSORES.**

widia para la perforación de las capas rocosas más resistentes.

La ejecución de los pilotes se realizó en dos fases con técnica de perforación y sostenimiento diferentes:

- En la primera fase, hasta los 5,00 m de profundidad, se realizó la perforación para el diámetro nominal del pilote y se procedió a la colocación de camisa recuperable sin necesidad de oscilador.
- En la segunda fase, desde la cota - 5,00 m en adelante, se realizó una preperforación en diámetro menor al diámetro nominal del pilote, seguida de una segunda perforación y limpieza final para el diámetro nominal del pilote.

La naturaleza del terreno y el uso de la camisa recuperable



Figura 60. **CÉLULA OSTERBERG CENTRAL.**

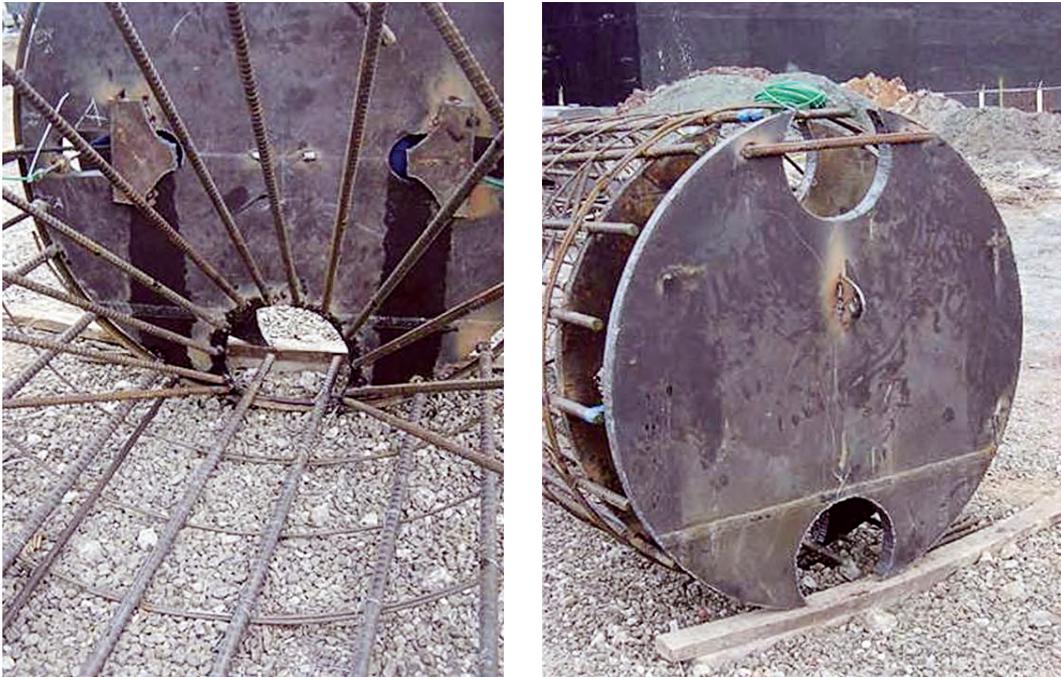


Figura 61. DISEÑO DE PLACAS METÁLICAS, COLOCACIÓN DE HUECOS Y EMBUDO PARA EL PASO DE LA TUBERÍA «TREMIE».



Figura 62. COLOCACIÓN DE LOS EXTENSÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE PARA MEDIR LA APERTURA DE LA CÉLULA OSTERBERG.



Figuras 63 y 64. POSICIÓN DE LA CÉLULA OSTERBERG Y COLOCACIÓN DE LA ARMADURA.

en los primeros 5,00 m permitieron la excavación y limpieza de los pilotes sin necesidad de lodos bentoníticos. El hori-migonado de los pilotes se realizó mediante el empleo de tubería «tremie».

f) **Prueba de carga estática-bidireccional con célula Osterberg:**

Antes de la definición final del proyecto de cimentación se diseñó y realizó un ensayo de carga mediante célula Osterberg, con el doble objetivo de:

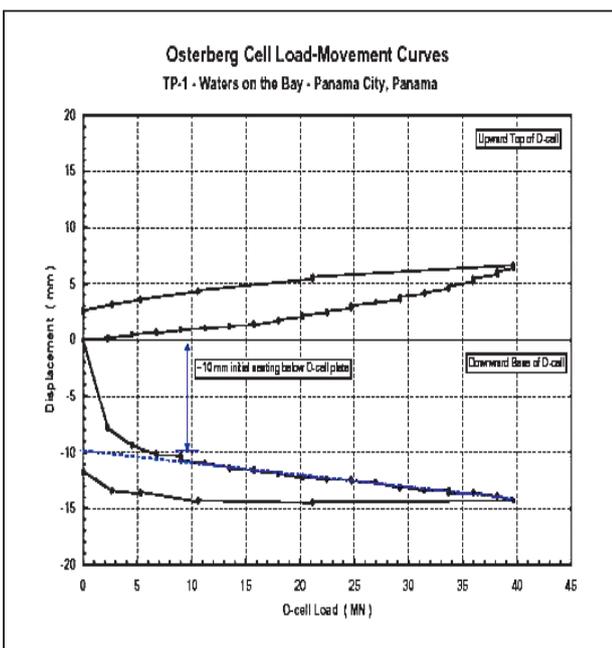


Figura 65. CURVAS DE DESPLAZAMIENTO vs. CARGA EN LA O-CELL.

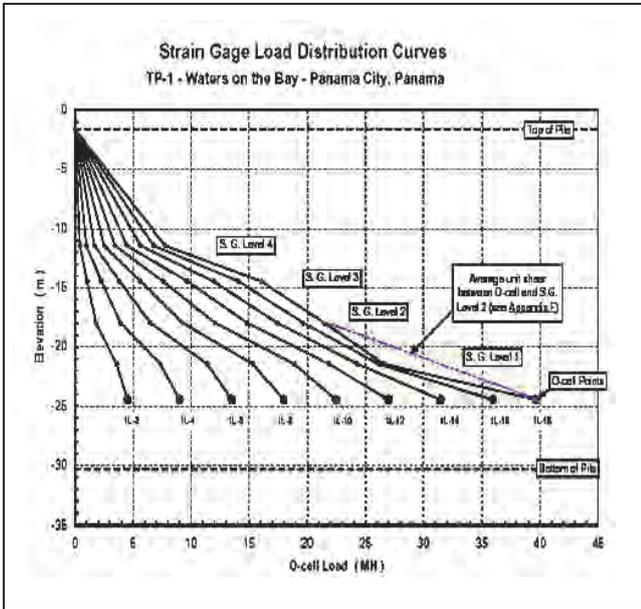


Figura 66. DISTRIBUCIÓN DE CARGA A DISTINTOS NIVELES DEL PILOTE.

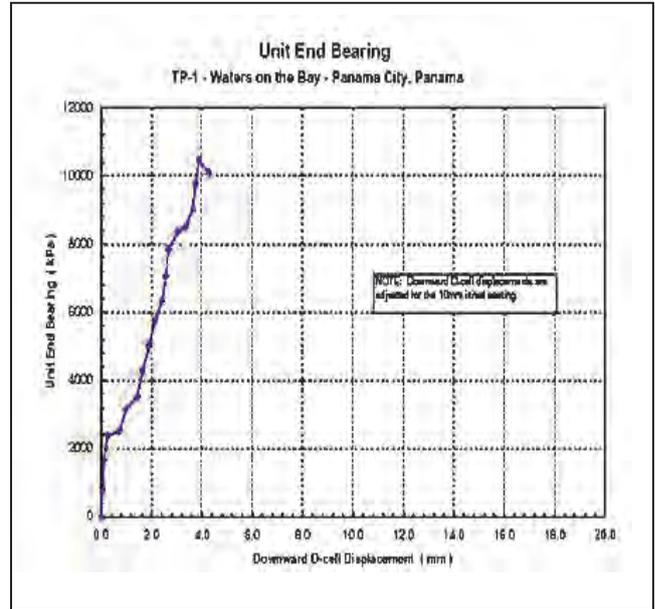


Figura 67. CURVA DE CAPACIDAD PORTANTE EN PUNTA vs. DESPLAZAMIENTO.

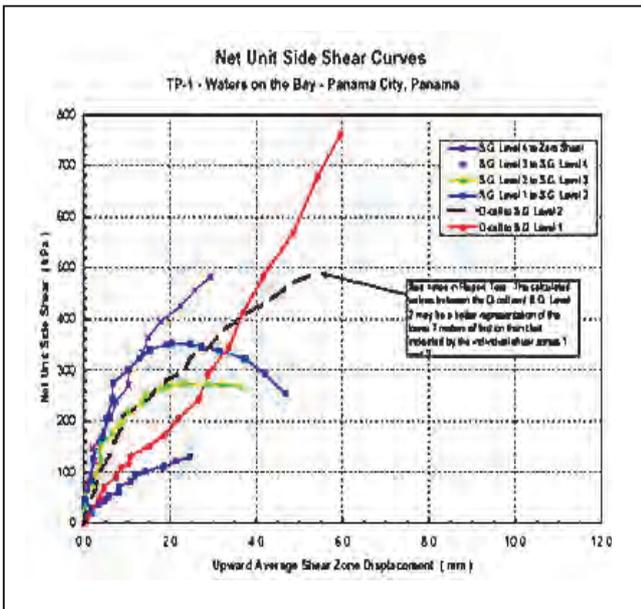


Figura 68. CURVAS DE RESISTENCIA POR FUSTE EN LAS DISTINTAS SECCIONES vs. DESPLAZAMIENTO.

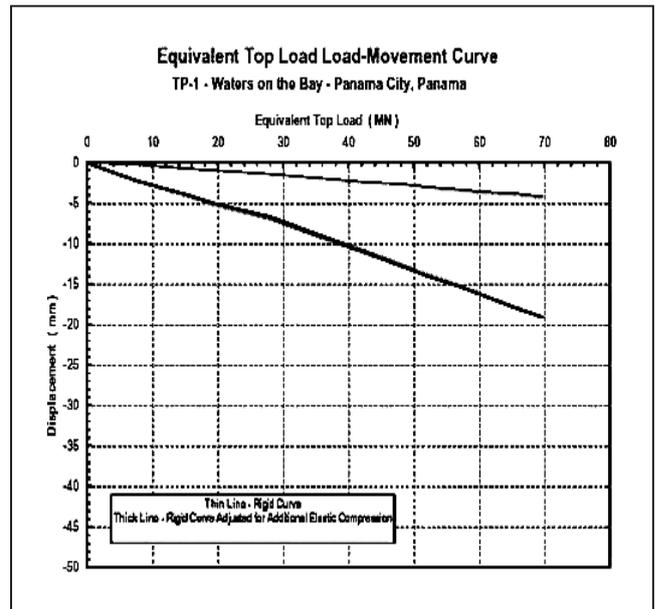


Figura 69. CURVA EQUIVALENTE DE DESPLAZAMIENTO vs. CARGA EN LA O-CELL.

- Verificar el diseño y los cálculos preliminares (basados en la información previa suministrada por el estudio geotécnico del terreno).
- Optimizar el diseño final de los pilotes (en caso de que fuera posible).

Las características del pilote ensayado fueron las siguientes:

- Pilote de prueba previo al diseño final de la cimentación.
- Diámetro: 1.800 mm.
- Profundidad: 30,30 m.
- Longitud del fuste del pilote sobre la célula de carga: 22,85 m.
- Longitud del fuste del pilote bajo la célula de carga: 5,85 m.
- Carga máxima durante la prueba: 4.000 T.

El pilote de prueba se instrumentó con los sensores descritos en el apartado de definición de ensayos con célula Osterberg (Apartado 3), iguales a los utilizados en el caso práctico anterior (Apartado 4.1).

La placa superior en contacto con la célula de carga estaba colocada a 22,85 m de la cabeza del pilote, y la placa inferior, a 5,85 m de la punta del pilote. En la parte superior del pilote comprendida entre la cabeza y la célula de carga se dispusieron cuatro niveles de instrumentación compuestos por pares de traductores de deformación de cuerda vibrante (*sisterbar strain gage*) (Fig. 58). La colocación en planta y alzado de la célula de carga y los distintos elementos de instrumentación se representan en la figura 59.

En el cálculo se tuvo en cuenta el peso sumergido del pilote.

A diferencia del caso práctico anterior, en este caso se utilizó una sola célula de carga (Fig. 60) con capacidad suficiente para alcanzar la carga máxima de ensayo. La disposición central de una única célula de carga condiciona el diseño de las placas metálicas (de 2 pulgadas de espesor), la colocación de los huecos de paso del tubo Tremie y el hormigón (Fig. 61), y la colocación de los extensómetros de cuerda vibrante para medir la apertura de la célula Osterberg (Fig. 62).

En este caso la célula Osterberg se colocó en la parte final de la armadura, y una vez terminadas las conexiones de la instrumentación, se procedió a su izado y colocación (Figs. 63 y 64).

Una vez finalizada la colocación de la armadura y el hormigonado del pilote se llevó a cabo el ensayo de carga.

El ensayo de carga se realizó de acuerdo a la ASTM D 1143 «Standard Test Method for Piles Under Static Axial Load», usando el método de carga rápido para pilotes individuales. La aplicación de la carga se realizó en 18 escalones con lecturas de deformación o desplazamiento en cada escalón a 1 minuto, 2 minutos, 4 cuatro minutos y 8 minutos. Después del último incremento de carga se procedió a descargar el pilote en 4 escalones con lecturas también cada 1, 2, 4 y 8 minutos.

La figura 65 presenta los resultados de desplazamiento en función de carga producidos por encima y por debajo de la célula de carga. El objetivo de la prueba fue cargar el pilote hasta agotar la capacidad de carga de la célula empleada midiendo las deformaciones en sentido ascendente y descendente (Fig. 66), obteniéndose la resistencia neta por punta (Fig. 67) y por fuste en las distintas secciones del pilote (Fig. 68) para finalmente, en función de ambos resultados, obtener la curva equivalente del ensayo estático cargado en cabeza (Fig. 69) y determinar el valor de la carga máxima para que ésta alcance el desplazamiento límite de la cabeza del pilote, prefijado en 1/4 de pulgada.

La figura 69 presenta las curvas estáticas equivalentes antes y después de los correspondientes ajustes que tienen en cuenta la compresión elástica adicional que ocurriría en una prueba con el pilote cargado en cabeza. Para la obtención de las mismas se tienen en cuenta las correcciones relativas al peso propio del pilote y los factores de corrección de la resistencia por fuste teniendo en cuenta el movimiento ascendente del pilote –durante el ensayo direccional– en lugar del correspondiente movimiento descendente de un ensayo estático convencional.

Los resultados de la prueba confirmaron la posibilidad de mejorar el predimensionamiento inicial basado en la información geotécnica disponible. Fue posible ajustar el diseño original, de manera que se pasó de un diseño basado en 6 diámetros de pilote (0,90 m, 1,00 m, 1,22 m, 1,37 m, 1,50 m y 1,82 m) y profundidades entre 30,00 y 36,00 m a un diseño basado en 4 diámetros (1,00 m, 1,22 m, 1,37 m y 1,82 m) y profundidades entre 24,00 y 33,30 m.

g) Conclusiones:

El empleo de la célula Osterberg para realizar ensayos de carga en pilotes de gran diámetro (1,50 a 1,82 m) en Panamá ha resultado ser un método eficaz en términos de coste, tiempo de preparación y realización y necesidades de espacio. Su empleo ha permitido extender la realización de pruebas de carga en la fase previa de diseño a numerosos proyectos, convirtiéndose así en una herramienta muy interesante tanto para los propietarios de los proyectos y sus equipos técnicos como para las empresas encargadas de la ejecución de los pilotes.

La realización de pruebas de carga permite en algunos casos el ahorro económico mediante la optimización



Muro Pantalla y Pilotes de gran diámetro

Cliente: Sacyr

Propiedad: SMASA (Sociedad Municipal de Aparcamientos de Málaga, S.A.)

Periodo de ejecución: Junio-Diciembre 2006

Pantalla: 14.560 m², espesor 0,60 m, profundidad 27 m.

Pilotes de diámetro 1.500: 53 und. Profundidad hasta 42 m, con perfiles metálicos aplomados.

Equipos utilizados para pilotes: IMT 180, dotado de equipo de parámetros.

Equipo utilizado para pantalla: 2 equipos Liebherr 845 y cucharas STEIN de 14 t de peso.

La ejecución de los muros pantalla se ha realizado trabajando a 0,45 m de los balcones y con el tráfico de residentes continuo.

Miembro de:



Numancia 73, 5º, Doha.
08029 Barcelona
Tel.: 934 097 880
Fax: 934 908 628
Web: www.ifc-es.com
Mail: ifc-bcn@ifc-es.com

Molina de Segura 5, B-4, 3º C
30007 Murcia
Tel.: 968 272 910
Fax: 968 230 012
Web: www.ifc-es.com
Mail: ifc-mu@ifc-es.com

Tomás Heredia 7, 1º C y D
29001 Málaga
Tel.: 952 222 319
Fax: 952 224 689
Mail: ifccava@infonegocio.com

Pº de los Castaños 2,
esc.12 1º Decha
04720 Roquetas de Mar, Almería
Tel./Fax: 950 349 528
Mail: fmarere@ciccp.es

Juan de Arespacochaga
y Felipe, 12
E28037 Madrid
Tel.: 914 237 567/44
Fax: 914 237 501
Web: www.ifc-es.com
Mail: ifc-centro@ifc-es.com

ACTUACIONES EN EDIFICIOS SINGULARES

Centro Comercial ABC Serrano (Madrid)



Palacio de Congresos y Auditorio Baluarte (Pamplona)



ANCLAJES.
PANTALLAS.
HIDROFRESA.
MICROPILOTES.
PILOTES "IN SITU".
PILOTES PREFABRICADOS.
OBRAS MARÍTIMAS.
MEJORA DE SUELOS.
VIBROFLOTACIÓN.
JET-GROUTING.
INYECCIONES.



Centro Cultural y de Ocio La Alhóndiga (Bilbao)



KRONSA

C/ Velázquez, 50 - 5º
28001 - Madrid
Tfno 91 425 28 90
Fax 91 571 39 12
Email inst@kronsa.com
www.kronsa.com

Delegaciones en:
Barcelona, Bilbao,
Gijón, Madrid,
Palma de Mallorca,
Sevilla, Valencia y
Vigo



Pilas-pilote y centrado de pilares

Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA
INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS
KRONSA

1. Introducción

El tema de las pilas-pilote se va a tratar desde los dos puntos de vista siguientes:

- En primer lugar, las pilas-pilote propiamente dichas, en las cuales los pilotes de hormigón armado se recrecen con el mismo material por encima de la cota del terreno. Este sistema, utilizado principalmente en obras públicas, se ilustra con la construcción de las estructuras de conexión de las carreteras N-V y N-VI con la M-40.
- En segundo lugar, la colocación, prácticamente desde la cota inicial del terreno, de pilares metálicos convenientemente aplomados en los pilotes de cimentación, que permite la construcción de los forjados de sótanos de forma descendente, realizando la excavación de tierras bajo ellos. Como ejemplo de este método, que se emplea fundamentalmente en edificación, se expone la construcción de un aparcamiento en la ave-



Foto 1. PANTALLAS DE PILOTES EN UN ESTRIBO.

nida del Doctor Fleming, de Cádiz.

2. Estructuras de conexión de las carreteras N-V y N-VI con la M-40

El denominado «Distribuidor Oeste de la M-40» de Madrid se encuentra en las proximidades de Pozuelo de Alarcón y permite la conexión de las carreteras N-V (Extremadura) y N-VI (A Coruña) con la M-40. En él, KRONSA ha realizado pantallas de pilotes en los estribos (Foto 1) y pilas-pilote para los pilares centrales de cimentación de tres estructuras; en total, más de 2.500 m de pilotes, de hasta 1.500 mm de diámetro y perforados a rotación.

El contratista principal de la obra fue la UTE Auteco Distribuidor Oeste.

El subsuelo estaba formado esencialmente por arena de miga y tosco, y las perforaciones se realizaron en general en seco o con una entrada mínima de agua, debido a la considerable impermeabilidad del terreno.

En las pantallas de pilotes fue necesario utilizar entubación recuperable, por la mayor inestabilidad del terreno;



Foto 2. TUBERÍAS DE ENCOFRADO DE LOS RECRECIDOS CON CAPITEL.

pero los pilotes de las pilas fueron perforados sin necesidad de ella. Se utilizaron dos equipos MAIT de los modelos 110 y 150.

Para el soporte de las vigas de las estructuras fue necesario recrecer los pilotes centrales en alturas muy variables, hasta un máximo de 5,00 m. Para lograr el correcto replanteo de los pilotes y asegurar la verticalidad del recrecido, se construyeron antepozos de hormigón, sobre los cuales se dispuso una estructura de vigas cruzadas que permitía nivelar las entubaciones de recrecido y fijarlas en posición.

Los recrecidos de las pilas-pilote se han realizado de dos formas diferentes:

* En la mayor parte de la obra, las pilas se han recrecido por encima del terreno original, y van dotadas en su parte



Foto 3. COLOCACIÓN DE LA ARMADURA EN UNA DE LAS PILAS CON CAPITEL.



Figura 4. PILAS CON CAPITEL, RECRECIDAD POR DEBAJO DEL TERRENO ORIGINAL UNA VEZ QUE SE HA EXCAVADO ALREDEDOR DE LOS RECRECIDOS.

superior de capiteles troncocónicos (Foto 2). El recrecido de los pilotes se ha realizado utilizando como encofrado tuberías metálicas del diámetro adecuado, con la forma del capitel en su parte superior. Una vez terminada la perforación, se procedió a colocar la entubación de recrecido, fijándola a la estructura de vigas de los antepozos. Posteriormente, se introdujo la armadura mediante una grúa auxiliar (Foto 3), procediéndose a continuación al hormigonado con la ayuda de una bomba de una tubería sumergido («tremie»), que permite hormigonar el pilote desde abajo hacia arriba, asegurando la continuidad del hormigón.

- * En el resto, tanto los pilotes como su recrecido se han realizado por debajo de la cota del terreno original, excavando posteriormente alrededor de la zona superior del pilote para descubrir el recrecido (Foto 4). Al igual que en el caso anterior, los recrecidos se han encofrado con tuberías metálicas, que en este caso se han introducido en la perforación unidas a la armadura (Foto 5). Por este procedimiento se construyeron pilas con capitel troncocónico y otras totalmente cilíndricas, sin ensanchamiento en los capiteles.



Foto 5. COLOCACIÓN DE LA ARMADURA EN UNA DE LAS PILAS SIN CAPITEL.



Fotos 6 y 7. VISTA DE LAS PILAS-PILOTE CON CAPITEL DE LA ESTRUCTURA NÚMERO 1



Foto 8. PILAS-PILOTE SIN CAPITEL ANTES DE LA LIMPIEZA Y PINTURA FINAL.



Foto 9. VISTA GENERAL DE LA OBRA, EN LA QUE SE APRECIAN LOS EQUIPOS DE PERFORACIÓN DE PANTALLAS Y PILOTES Y LOS ANTEPOZOS DE HORMIGÓN DE ÉSTOS.

En todos los casos, las tuberías de encofrado, una vez limpias y pintadas, han quedado incorporadas a la estructura y forman los fustes vistos de las pilas (Fotos 6, 7 y 8).

3. Aparcamiento en la avenida del Doctor Fleming, de Cádiz

En la avenida del Doctor Fleming, de Cádiz, en el solar anteriormente ocupado por Comes y situado frente al Hospital Puerta del Mar, Parquigran ha construido un aparcamiento subterráneo con cuatro sótanos y capacidad para 600 plazas. Las obras de contención de tierras y cimentación han sido íntegramente realizadas por Kronsa (Foto 9).



Foto 10. EQUIPO DE PERFORACIÓN DE PILOTES.

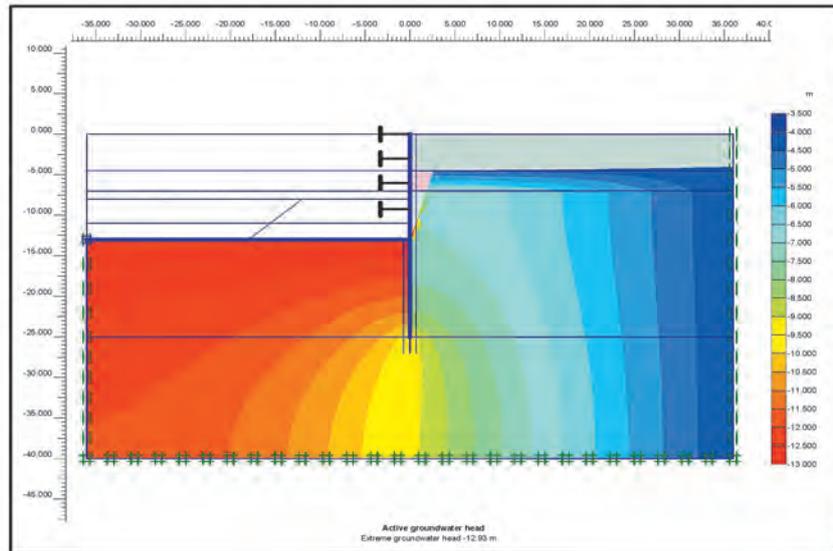


Gráfico 1. ESTUDIO DEL CAUDAL DE AGUA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.

Para permitir la excavación del solar hasta la cota prevista (13,00 m desde la cota de calle), se diseñó una pantalla continua perimetral de 0,80 m de espesor y 25 m de profundidad.

El subsuelo está formado por:

- Rellenos areno-limosos de hasta 5,60 m de espesor.
- A continuación, arcillas grises blandas de 1,40 m de potencia.
- Por último, arenas y gravas débilmente cementadas, con intercalaciones centimétricas de roca ostonera.

En cuanto al nivel freático, que es uno de los condicionantes esenciales para el desarrollo de la obra, se ha detectado a 4,00 m de profundidad respecto al nivel de la calle.

En estas condiciones, la pantalla se ha estudiado atendiendo a varios aspectos:

- Resistencia frente a los empujes del suelo y el agua.
- Soporte de las cargas transmitidas por la estructura, así como de las tracciones producidas por la subpresión que se puede producir a partir del momento en que se cierra la losa de fondo y se suspende el achique de agua.



Foto 11. MESA CENTRADORA.



Foto 12. PILAR METÁLICO: DETALLE DE LOS GATOS PLANOS.

Al no existir en profundidad un estrato suficientemente impermeable, la longitud de empotramiento de la pantalla se ha estudiado, mediante elementos finitos, de forma que se asegure un caudal de agua moderado (Gráfico 1).

Durante el proceso de excavación del solar, la sustentación de la pantalla se realizó utilizando dos de los forjados, a las cotas $-3,44$ y $-9,14$.

Para permitir la construcción de estos forjados antes de haber realizado la excavación del recinto, se ha procedido según el sistema denominado «ascendente-descendente» (en este caso, realmente sólo «descendente», pues no existe edificio encima del aparcamiento), cuyas fases esenciales son las siguientes:

1. Se cimentan todos los pilares interiores con pilotes *in situ* de diámetro y longitud suficientes para disponer en su interior los pilares metálicos que soportarán los forjados. En el caso actual, se han utilizado pilotes de 1,20 m de diámetro y 13,00 m de longitud útil, contruidos desde la cota $-1,00$; la cota superior de hormigonado se ha dejado a la cota $-13,00$ para que coincida con la de la futura losa de subpresión (Foto 10). Los pilotes soportan tanto la compresión transmitida por la estructura como la tracción debida a la subpresión que actúa sobre la losa de fondo.
2. En cada pilote se coloca, antes de su hormigonado, un pilar metálico perfectamente centrado y aplomado, para lo cual se utiliza una mesa centradora (Foto 11) que sujeta el pilar en cabeza una vez replanteado y que, mediante una rótula, permite mover el fuste del pilar para conseguir la correcta verticalidad; para ello, los pilares van dotados de una serie de «bolsillos» que alojan tres gatos planos (Foto 12), los cuales empujan contra la tubería recuperable situada



Foto 13. PILAR METÁLICO: DETALLE DE LOS CONECTORES.



Foto 14. COLOCACIÓN DE LA ARMADURA DEL PILOTE.



Foto 15. IZADO DEL PILAR METÁLICO.



Foto 16. POSICIONAMIENTO DEL PILAR METÁLICO.



Foto 17. HORMIGONADO DEL PILOTE.



Fotos 18, 19 y 20. VARIAS FASES DE LA EXCAVACIÓN DEL RECINTO.

en la parte superior del pilote. La presión de los gatos mantiene el pilar en posición y evita que durante el proceso de hormigonado se pierda la verticalidad, que se controla en todo momento topográficamente y por medio de niveles de burbuja. Los gatos se cierran una vez hormigonado el pilote, y se recuperan para su uso en otros pilares.

En la obra que nos ocupa, cada pilar estaba formado por un perfil HEB-320 reforzado; se empotraban 3,00 m en los pilotes, lográndose una correcta adherencia mediante una serie de conectores soldados al propio pilar (Fotos 13, 14, 15, 16 y 17).

3. Una vez colocados los pilares, se procede a la excavación del solar, pudiéndose construir los forjados de soporte de la pantalla en el momento en que la excavación del solar alcanza la cota adecuada (Fotos 18, 19 y 20).

Las mediciones esenciales de la obra han sido:

- Pantalla de 0,80 m de espesor: 6.800 m².
- Pilotes de 1.200 mm de diámetro: 1.600 m de perforación y 810 m de hormigonado.
- Colocación y centrado de pilares metálicos: 62 unidades.

La tecnología utilizada por Kronsa y los controles realizados en gabinete y obra, han permitido por primera vez en Cádiz, la construcción de cuatro sótanos en el plazo previsto y con un achique de agua moderado, a pesar de la proximidad del mar y de la ausencia de un estrato impermeable en profundidad.



LÍNEA 9 DEL METRO DE BARCELONA - ESTACIÓN DE COLLBLANC
- Pantallas con hidrofresa a 71 m. de profundidad

PUENTE DEL TERCER MILENIO - ZARAGOZA
- Pilotes de gran diámetro y Jet Grouting para la cimentación



OFICINAS CENTRALES

C/ Los Llanos de Jerez 10 y 12- 28823 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 00 - Fax. 91 671 64 60
www.geocisa.com

GEOCISA

Empresa asociada



Actuamos en el presente,

Rehabilitación de estructura en la "Curva del Plátano" (Ceuta)

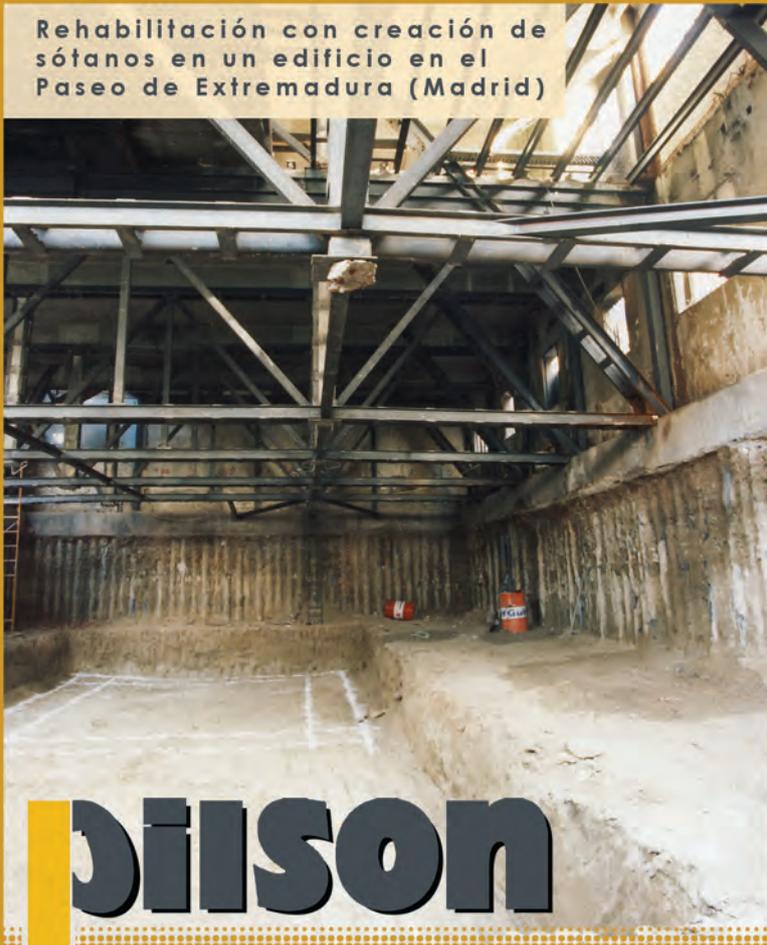


Rehabilitación y creación de sótano en un edificio para el Museo de Artes y Tradiciones Populares de Madrid (C/ Carlos Arniches)

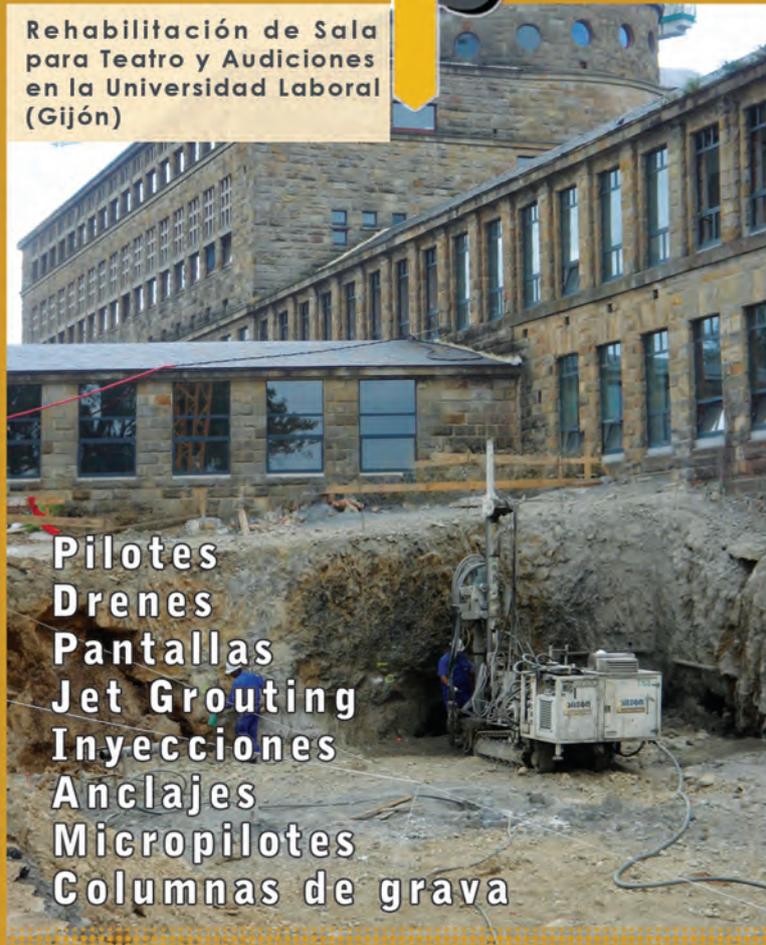


Rehabilitamos el pasado

Rehabilitación con creación de sótanos en un edificio en el Paseo de Extremadura (Madrid)



Rehabilitación de Sala para Teatro y Audiciones en la Universidad Laboral (Gijón)



- Pilotes
- Drenes
- Pantallas
- Jet Grouting
- Inyecciones
- Anclajes
- Micropilotes
- Columnas de grava

Pilson

TECNICAS DEL SUBSUELO

www.pilson-ts.com

Félix Boix, 7 - 28036 MADRID - Tel: 91 359 00 01 - Fax: 91 350 99 82



Alcance del certificado ER: Obras especiales (construcciones especiales, inyecciones y pilotes, tableros) y construcción de vales y pilas (obras vales en cuantías específicas)

Pantallas de pilotes secantes de gran diámetro

Pedro AROZAMENA CAGIGAL

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GEOCISA

1. Introducción

En el presente artículo se repasan una serie de aspectos relacionados con las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro, desde una perspectiva práctica. No se trata de dar un repaso exhaustivo general a lo que se entiende por muro pantalla, por pilotes secantes o por pilotes de gran diámetro. Esto puede encontrarse en otros libros y artículos fácilmente accesibles. Entre ellos hay varios correspondientes a Jornadas técnicas de SEMSIG-AETESS anteriores a ésta (véanse en la Bibliografía las referencias 1, 2 y 3).

Lo que se pretende aquí es entrar al detalle en unos pocos aspectos concretos que se consideran de interés y que han recibido menos atención en la bibliografía disponible. Se empezará por mencionar varios tipos de obra en los que las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro son una alternativa con ventajas considerables. Se expondrán los factores que influyen para determinar la separación óptima entre pilotes y en la capacidad que alcanzan las pantallas de pilotes en función del diámetro de los mismos. También se verá cual es la resistencia recomendable de los pilotes primarios y se comentarán detalles de obra relacionados con los muretes-guía, la entubación recuperable y la maquinaria a emplear.

El artículo se basa, principal aunque no exclusivamente, en la experiencia obtenida durante la ejecución de las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro que conforman la estación Puerta de Jerez de la línea 1 del metro de Sevilla. En cada uno de los apartados del artículo se mencionarán los correspondientes datos relevantes de esta obra. En la figura 1 se aprecia una vista general de su emplazamiento en el centro de Sevilla, justo al inicio de los trabajos.



Figura 1. EMPLAZAMIENTO DE LA ESTACIÓN PUERTA DE JEREZ DE LA LÍNEA 1 DEL METRO DE SEVILLA, JUSTO AL INICIO DE LOS TRABAJOS. (La obra se sitúa entre el edificio y el parque.)

2. Definición de pantalla de pilotes secantes y razones para la elección del sistema

Una pantalla de pilotes secantes es aquella en la que existe una intersección de cada pilote con sus adyacentes, dando lugar a un paramento continuo. Está formada por pilotes primarios (uno de cada dos), separados entre caras una distancia inferior al diámetro de los pilotes secundarios (el resto). Estos últimos se construyen mordiendo parcialmente los primarios (huella). Los pilotes secundarios son de hormigón armado, y en ellos reside la función resistente de la pantalla, mientras que los primarios tienen la finalidad de impermeabilizar el hueco entre dos pilotes secundarios. En la figura 2 se muestra un esquema de una pantalla de pilotes secantes.

En principio, un elemento lineal como es un pilote, en el que una dimensión predomina sobre las otras dos, no parece muy adecuado para formar elementos bidimensionales, tales como muros pantalla. El número de juntas que lleva implícito esta tipología constructiva es elevado y las juntas constituyen factores de riesgo. No está de más mencionar aquí que la entrada de agua por las juntas entre módulos es quizá la patología más frecuente que aparece en los muros pantalla.

En las pantallas de pilotes secantes los pilotes secundarios muerden parcialmente el material de los pilotes primarios adyacentes; esto es, el propio proceso constructivo impone unas juntas de mayor calidad que las juntas entre módulos convencionales de pantalla excavadas con cuchara. Los pilotes secantes son una alternativa válida para ejecutar cierres impermeables y permitir la excavación en terrenos con presencia de nivel freático.

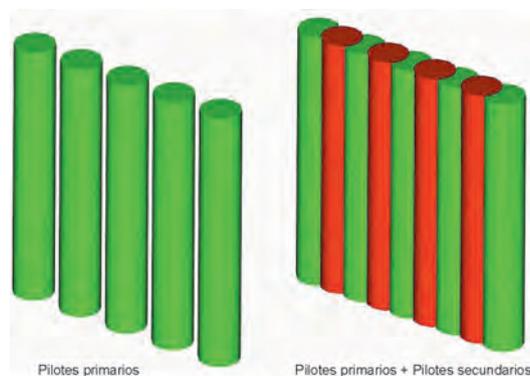


Figura 2. ESQUEMA DE UNA PANTALLA DE PILOTES SECANTES.

Además, hay casos particulares en los que los muros pantalla de pilotes secantes son una alternativa con ventajas considerables. Citaremos en este apartado los más destacados:

- Una primera aplicación se da en los emplazamientos que imponen restricciones o prohibiciones al uso de lodos bentoníticos, bien sea por motivos medioambientales o bien por fugas en terrenos muy permeables, rellenos o formaciones carstificadas. La estabilidad de las paredes de la perforación de los pilotes proporciona la entubación recuperable y, por tanto, no es necesario el uso de lodos bentoníticos para mantener verticales las excavaciones, como es el caso de pantallas convencionales.
- También se acude a la ejecución de pantallas de pilotes secantes en terrenos muy competentes, en zonas urbanas donde está limitado el uso de trépano. Las excavaciones con cuchara emplean con frecuencia perforos para debilitar el terreno y permitir su posterior excavación, en lo que podríamos denominar un mestizaje de técnicas de excavación. En estos casos las pantallas de pilotes secantes permiten una ejecución de obra bastante más efectiva, limpia y fluida.
- Es recomendable utilizar pantallas de pilotes secantes en obras que presenten obstáculos a la excavación con cuchara. Éste es el caso de la estación Puerta de Jerez del metro de Sevilla. La estación se ubica en el mismo emplazamiento en planta que un aparcamiento subterráneo existente, el cual se excavó al abrigo de unas inyecciones armadas. La utilización de pilotes de gran diámetro ha permitido romper los tubos de acero que se iban encontrando a profundidades varias en el terreno. La presencia de los tubos metálicos ha supuesto numerosas dificultades de perforación; pero la excavación de las pantallas con cuchara habría resultado bastante más penosa por los derrumbes del terreno adyacente durante las operaciones de rotura y extracción de los tubos metálicos. En la figura 3 se reproduce una fotografía de un tubo metálico de los que constituían las inyecciones armadas del aparcamiento subterráneo.
- Cuando en las proximidades del muro pantalla existen edificios con estructura sensible a movimientos de su cimentación es recomendable considerar como alternativa la pantalla de pilotes secantes. El volumen de excavación de un pilote es menor que el volumen de un módulo convencional de pantalla y, además, la excavación de los pilotes va entubada, en lugar de la estabilización de las paredes mediante lodos bentoníticos que requieren las pantallas. Estos factores contribuyen a que la afección al terreno y a las posibles cimentaciones del entorno sea menor en las pantallas de pilotes secantes que en las pantallas convencionales excavadas con cuchara.



Figura 3. TUBO METÁLICO EMBEBIDO EN EL TERRENO CORRESPONDIENTE A LAS INYECCIONES ARMADAS DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO EXISTENTE.

- La escasez de espacio en obras urbanas es otro motivo para optar por pantallas de pilotes secantes. Hay cajones de obra en los que no hay sitio material para colocar el depósito de lodos bentoníticos ni para la planta de desarenado.
- Como veremos más adelante en este artículo, las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro (dadas su gran inercia y resistencia a flexión) constituyen una alternativa muy válida para excavaciones que necesiten gran capacidad de contención y, por tanto, espesores de pantalla por encima de 1,00 m.

3. Separación entre los pilotes que forman la pantalla

La separación entre los pilotes es la clave que va a determinar el mejor o peor comportamiento de la pantalla como paramento impermeable. El uso de pilotes de gran diámetro permite dedicar una fracción adecuada de los pilotes primarios a zona de huella de los pilotes secundarios. Es importante no escatimar en las dimensiones de la huella teórica para que ésta se mantenga en valores razonables a lo largo de toda la profundidad de la pantalla.

La huella ha de fijarse en función de la tolerancia de verticalidad en la ejecución de los pilotes y la profundidad de paramento impermeable de la pantalla. Este último factor tiene que determinarse atendiendo a la excavación máxima prevista en el solar, la profundidad total de los pilotes y la profundidad del estrato impermeable, si es que existe. A la profundidad de paramento impermeable de la pantalla, la huella de los pilotes secundarios sobre los primarios debe tener un mínimo de 20 cm para pilotes ejecutados dentro de la tolerancia de verticalidad que se establezca en obra.

En la tabla 1 se representa la magnitud de los desvíos en centímetros para diferentes valores de falta de verticalidad de los pilotes y de profundidad de paramento impermeable.

Tabla 1. MAGNITUD DE LOS DESVÍOS EN FUNCIÓN DE DIFERENTES VALORES DE FALTA DE VERTICALIDAD DE LOS PILOTES Y DE PROFUNDIDAD

PROFUNDIDAD (m)	DESVÍO DE LOS PILOTES (cm)		
	Inclinación 0,5 %	Inclinación 1 %	Inclinación 2 %
10,00	5	10	20
20,00	10	20	40
30,00	15	30	60

Considerando que cada pilote podría desviarse en sentido opuesto a su adyacente, la magnitud de las aberturas en la pantalla podría alcanzar el doble de los valores de la tabla 1, aun con los pilotes inclinados dentro de la tolerancia (Tabla 2).

Tabla 2. MAGNITUD DE POSIBLES ABERTURAS MÁXIMAS ENTRE PILOTES PARA DIFERENTES VALORES DE FALTA DE VERTICALIDAD DE LOS MISMOS

PROFUNDIDAD (m)	DESVÍO DE LOS PILOTES (cm)		
	Inclinación 0,5 %	Inclinación 1 %	Inclinación 2 %
10,00	10	20	40
20,00	20	40	80
30,00	30	60	120

La huella de los pilotes secundarios sobre los primarios ha de ser superior en al menos 20 cm a los valores de abertura máxima posible entre pilotes, dentro de la tolerancia de verticalidad. Para los ejemplos que venimos contemplando, esos valores se reproducen en la tabla 3.

Tabla 3. MAGNITUDES RECOMENDADAS PARA LA HUELLA DE LOS PILOTES SECUNDARIOS SOBRE LOS PRIMARIOS

PROFUNDIDAD (m)	HUELLA (Zona común a los pilotes primarios y secundarios) (cm)		
	Inclinación 0,5 %	Inclinación 1 %	Inclinación 2 %
10,00	30	40	No es admisible
20,00	40	60	
30,00	50	80	

La huella mínima recomendada es, por tanto, 30 cm para 10,00 m de profundidad, 40 cm para una profundidad de 20,00 m y 50 cm para una profundidad de 30,00 m. Todos estos valores implican un control de ejecución que asegure una desviación máxima en la verticalidad del pilote del 0,5 %. En la tabla 3 se especifica que inclinaciones del 2 % no son admisibles para tener garantías de que la pantalla sea estanca; incluso el 1 % exige huellas tan grandes que no es recomendable, especialmente para excavaciones profundas.

La magnitud de las huellas que mencionamos en este escrito está algo por encima de los valores habitualmente recomendados, pero creemos que las garantías que aportan en relación con la estanqueidad de la futura excavación bien merecen el sobrecoste.

Con esos valores de huella, la separación entre pilotes de gran diámetro que formen una pantalla para una profundidad de 30,00 m y con un control de ejecución que asegure una desviación máxima en la verticalidad del pilote del 0,5 % se recoge en la tabla 4.

Tabla 4. SEPARACIÓN ENTRE PILOTES PARA UNA PROFUNDIDAD DE 30,00 m Y UNA TOLERANCIA DEL 0,5 %

DIÁMETRO (mm)	HUELLA (cm)	SEPARACIÓN ENTRE PILOTES ADYACENTES (m)	SEPARACIÓN ENTRE PILOTES SECUNDARIOS (m)	HUELLA SOBRE EL DIÁMETRO (%)
1.500	50	1,00	2,00	33 %
1.800	50	1,30	2,60	28 %
2.000	50	1,50	3,00	25 %

Tal como se aprecia en la tabla 4, la huella de los pilotes secundarios sobre los primarios varía entre 1/4 y 1/3 del diámetro del pilote. Lógicamente, cada pilote primario tendrá dos huellas (una a cada lado), por lo que únicamente su zona central quedará formando parte de la pantalla definitiva.

El mismo tipo de argumentación que nos lleva a proponer unas dimensiones de huella generosa, también nos motiva para recomendar que el diámetro de los pilotes primarios sea igual al diámetro de los pilotes secundarios. Diseñar los pilotes primarios más pequeños obliga a juntar los secundarios hasta un punto tal que podrían llegar a tocarse si se desvían uno hacia el otro.

En la obra de la Estación Puerta de Jerez de la línea 1 del metro de Sevilla la excavación máxima prevista en el solar es de 28,00 m; la profundidad total de los pilotes, 39,00 m, y la profundidad del estrato impermeable, 25,00 m. Considerando estos factores, se establece como profundidad de paramento impermeable de la pantalla 28,00 m y se fija la huella de los pilotes secundarios sobre los primarios en 50 cm. Los pilotes tienen 1.500 mm de diámetro, por lo que la separación entre pilotes adyacentes es de 1,00 m, y por consiguiente, la separación entre pilotes secundarios adyacentes es de 2,00 m. En la figura 4 se reproduce el esquema acotado de esta pantalla de pilotes.

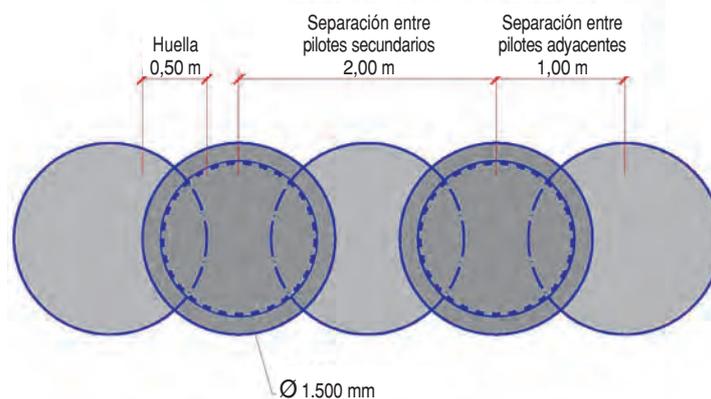


Figura 4. ESQUEMA DE LA PANTALLA DE PILOTES SECANTES DE LA ESTACIÓN PUERTA DE JEREZ.

4. Capacidad de contención de las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro

La capacidad de contención de las pantallas de pilotes de gran diámetro es muy alta. Es precisamente el elevado diámetro lo que permite a las pantallas de pilotes alcanzar una gran inercia y con ello una elevada resistencia a flexión. Son, pues, una alternativa a las pantallas continuas de gran espesor (por encima de 1,00 m).

En la tabla 5 se recoge la inercia por metro lineal de pantalla de pilotes secantes para los distintos diámetros de pilote, manteniendo una huella de 50 cm.

Tabla 5. INERCIA POR METRO LINEAL DE PANTALLA DE PILOTES SECANTES PARA DISTINTOS DIÁMETROS DE PILOTE

DIÁMETRO (mm)	INERCIA POR PILOTE (m ⁴)	HUELLA (cm)	SEPARACIÓN ENTRE PILOTES SECUNDARIOS (m)	INERCIA POR METRO LINEAL (m ⁴)
1.500	0,249	50	2,00	0,124
1.800	0,515	50	2,60	0,198
2.000	0,785	50	3,00	0,262

La inercia por metro lineal de la pantalla de pilotes de 1.500 así definida es superior a la inercia del muro pantalla convencional de 1,00 m de espesor (en concreto, sería equivalente a una hipotética pantalla de 1,14 m de espesor). De igual forma, la pantalla de pilotes de 1.800 tiene una inercia que equivaldría a una pantalla convencional de 1,33 m de espesor (si estuviera comercialmente disponible) y los pilotes de 2.000 igualarían la inercia por metro lineal de una pantalla de 1,46 m de espesor.

Para reflejar la alta capacidad de contención de este tipo de pantallas, reproducimos en la tabla 6 el momento flector por metro lineal de pantalla que es posible soportar con armados que se explicitan.

Tabla 6. CAPACIDAD A FLEXIÓN POR METRO LINEAL DE PANTALLA DE PILOTES SECANTES

DIÁMETRO (mm)	MOMENTO FLECTOR POR METRO LINEAL (mt)	SEPARACIÓN ENTRE PILOTES SECUNDARIOS (m)	MOMENTO FLECTOR POR PILOTE SECUNDARIO (mt)	ARMADURA PRINCIPAL POR PILOTE
1.500	350	2,00	700	58 Φ 32
1.800	425	2,60	1.105	74 Φ 32
2.000	470	3,00	1.410	84 Φ 32

En la obra de la estación Puerta de Jerez del metro de Sevilla, la armadura de los pilotes secundarios en la zona de mayor momento flector es 59 Φ 32 con una capacidad a flexión de algo más de 700 mt por pilote. De los 28,00 m de excavación máxima, los últimos 11,00 m no se arriostran, y es en esta zona donde se producen los mayores esfuerzos de flexión.

Las pantallas de pilotes secantes de gran diámetro tienen, por tanto, campo de aplicación en excavaciones con niveles de arriostramiento o anclaje muy distanciados entre sí que obligan al paramento a soportar importantes esfuerzos de flexión. Hemos visto cómo se pueden resistir momentos flectores situados en el rango de 350-470 mt por metro lineal de pantalla.

5. Resistencia de los pilotes primarios

El material de los pilotes primarios ha de satisfacer dos requisitos fundamentales para cumplir su función dentro de la pantalla de pilotes secantes. Por un lado, tiene que alcanzar una resistencia suficientemente alta como para formar parte del perímetro de cierre del recinto a excavar; por otro, su resistencia en el momento de realizar la excavación de los pilotes secundarios debe ser lo suficientemente baja como para permitir la perforación con la máquina.

El material más indicado para cumplir estos requisitos es el mortero. Es preferible al hormigón en masa, al ser un material más homogéneo y porque no contiene áridos gruesos que generarían mayor desgaste por abrasión en los útiles de corte al perforar los pilotes secundarios.

En suelos, el valor óptimo de resistencia a compresión del mortero de los pilotes primarios para perforar los pilotes secundarios está entre 1,5 y 2,0 MPa (entre 15 y 20 kg/cm²). Valores por encima de este rango implican necesariamente una mayor diferencia entre la resistencia que el terreno natural ofrece a la perforación y la que presenta el mortero de los pilotes primarios. Esta diferencia aumenta el riesgo de que se produzcan desvíos en la perforación.

En un desarrollo normal de obra, los pilotes primarios tienen generalmente entre 48 horas y 7 días de antigüedad cuando se ejecutan los secundarios. Es, por tanto, a esas edades cuando la resistencia debe situarse en el rango establecido (entre 1,5 y 2,0 MPa).

Lógicamente, el valor a utilizar como referencia para fijar el tipo de mortero es el de su resistencia a 28 días. El rango admisible de resistencias a 28 días que cumple los requisitos mencionados anteriormente es de 2,5-3,0 MPa (25-30 kg/cm²). En la figura 5 se representa el huso de resistencias.

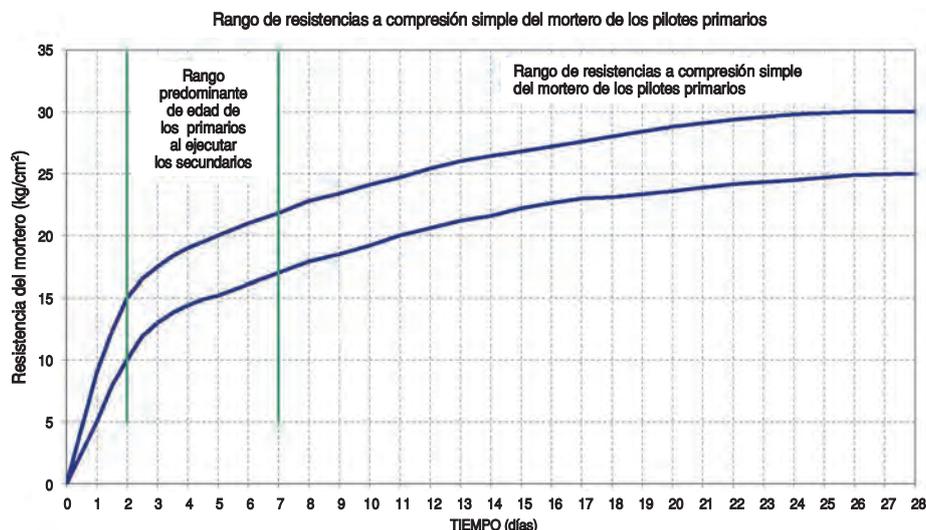


Figura 5. GRÁFICO CON EL HUSO DE RESISTENCIAS A COMPRESIÓN SIMPLE DEL MORTERO DE LOS PILOTES PRIMARIOS.

Para obtener mortero con su resistencia a compresión simple limitada sin reducir en exceso la cantidad de cemento se añade bentonita a la mezcla. No reducir la cantidad de cemento es bueno para mantener la impermeabilidad del material resultante.

En la obra del metro de Sevilla, para los pilotes primarios se ha utilizado mortero con la siguiente dosificación por metro cúbico:

- 190 kg de cemento CEM II/A-M (V-L) 42.5 R.
- 1.400 kg de arena silíceo.
- 200 l de bentonita con una concentración de 50 kg/m³.

Durante la obra se han realizado numerosas familias de probetas de mortero que se han ensayado a compresión simple en el laboratorio a diferentes edades. En función de los resultados que iban obteniendo se ajustaba la dosificación del mortero.

6. Muretes-guía

Es fundamental que, en coronación, todos y cada uno de los pilotes de la pantalla estén en su sitio. Esto se consigue mediante la construcción de unos muretes-guía cuyo contorno interior reproduzca fielmente el perímetro circular de los pilotes. Los muretes-guía tienen un doble objetivo: por un lado, aseguran el correcto replanteo de los pilotes, y por otro, permiten el guiado inicial de la perforación. En la figura 6 se reproduce un dibujo esquemático de los muretes-guía de una pantalla de pilotes secantes de 1.500 mm de diámetro.

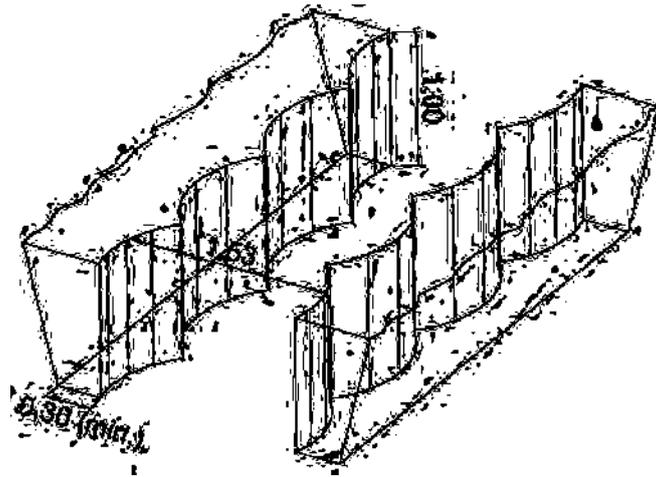


Figura 6. DIBUJO ESQUEMÁTICO DE LOS MURETES-GUÍA DE UNA PANTALLA DE PILOTES SECANTES DE 1.500 mm.

Construir el encofrado de los muretes-guía con todas sus formas curvas, plantea bastantes más dificultades que las que tiene ejecutar unos muretes-guía rectangulares de pantallas convencionales. Sin embargo, merece la pena el esfuerzo que supone, y hay que resistir la tentación de conformarse con diseños más simples; la calidad final de la obra depende en gran parte de ello. En fotografía de la figura 7 se observa un detalle de los encofrados a emplear.

Los muretes-guía se construyen de hormigón armado. Su altura viene determinada por la compacidad o consistencia del terreno en el que se apoyan y por los esfuerzos y golpes que tienen que sufrir durante la construcción del pilote, especialmente por operaciones relacionadas con la colocación o extracción de la camisa recuperable. Se hormigonan dentro de una zanja, encofrándose únicamente por su cara interior, quedando contra el terreno la cara exterior hormigonada.

El encofrado interior tendrá la forma curva que se origina con la intersección de una fila de cilindros de un diámetro superior en 2-3 cm al diámetro de los pilotes, separados entre ejes una distancia igual a la diferencia entre el diámetro de los pilotes y la huella. El encofrado debe ser metálico o de madera.

En Puerta de Jerez, los muretes-guía han tenido una altura de 1,00 m y una anchura mínima de 0,30 m. Han sido armados longitudinalmente con $8\varnothing 16$ y con cercos transversales de $\varnothing 8$ cada 20 cm. Durante la ejecución de los pilotes se acodalaron entre sí con puntales de madera para evitar que se cerraran. En la fotografía de la figura 8 se aprecia un tramo con los muretes-guía de la citada obra.



Figura 7. FOTOGRAFÍA DE LOS ENCOFRADOS CILÍNDRICOS A UNA CARA PARA LOS MURETES-GUÍA.



Figura 8. MURETES-GUÍA DE LA ESTACIÓN PUERTA DE JEREZ.

7. Entubación recuperable

Si los muretes-guía aseguran el correcto replanteo de los pilotes y el guiado inicial, la entubación recuperable impide el desvío de los pilotes durante la perforación. Efectivamente, una camisa cilíndrica de 1.500, 1.800 ó 2.000 mm de diámetro es muy rígida y no flexa en el terreno por muchos obstáculos o variaciones de dureza que encuentre. Lo que sí podría hacer, en caso de no controlarse, es perder la verticalidad.

La camisa se va colocando por tramos de entre 2,00 y 6,00 m de longitud y la parte superior del último tramo instalado siempre sobresale por encima de los muretes-guía. Es por tanto muy fácil comprobar la verticalidad de la misma en cualquier momento mediante un simple nivel de burbuja que coloquemos en dos diámetros perpendiculares (véase fotografía de la Fig. 9). Es recomendable hacer este sencillo tipo de control manual en obra, además del control de verticalidad que pueda llevar integrado la máquina.

El control de verticalidad con una tolerancia estricta es el secreto para que la obra resulte bien ejecutada. Durante la perforación se deberá realizar un control por cada tramo de tubería de revestimiento que se coloque. Si se registraran desviaciones superiores al 0,5 %, se tendría que rectificar la perforación levantando la camisa y reperfando. Si con estas operaciones no se pudiera corregir la desviación, habría que suspender la excavación, rellenar la misma con mortero y repetir el pilote una vez fraguado el mortero vertido.

Las desviaciones de la entubación tienen mayor probabilidad de ocurrir en los primeros metros de perforación por falta de confinamiento del terreno. También puede desviarse la perforación si se encuentran obstáculos durante la misma, como, por ejemplo, los tubos de acero de las inyecciones del aparcamiento en la estación Puerta de Jerez del metro de Sevilla. En la figura 10 se muestra una fotografía de las máquinas trabajando entre los restos del aparcamiento subterráneo demolido. En los primeros metros de la perforación es donde se han extremado los controles y cuidados para evitar desvíos, a profundidades mayores no se ha registrado tendencia a perder la verticalidad. La profundidad alcanzada con la entubación recuperable en esta obra ha sido 26,50 m.



Figura 9. CONTROL DE VERTICALIDAD DURANTE LA COLOCACIÓN DE UN TRAMO DE ENTUBACIÓN RECUPERABLE.



Figura 10. MÁQUINAS TRABAJANDO ENTRE LOS RESTOS DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO DEMOLIDO PARA CONSTRUIR LA FUTURA ESTACIÓN PUERTA DE JEREZ.

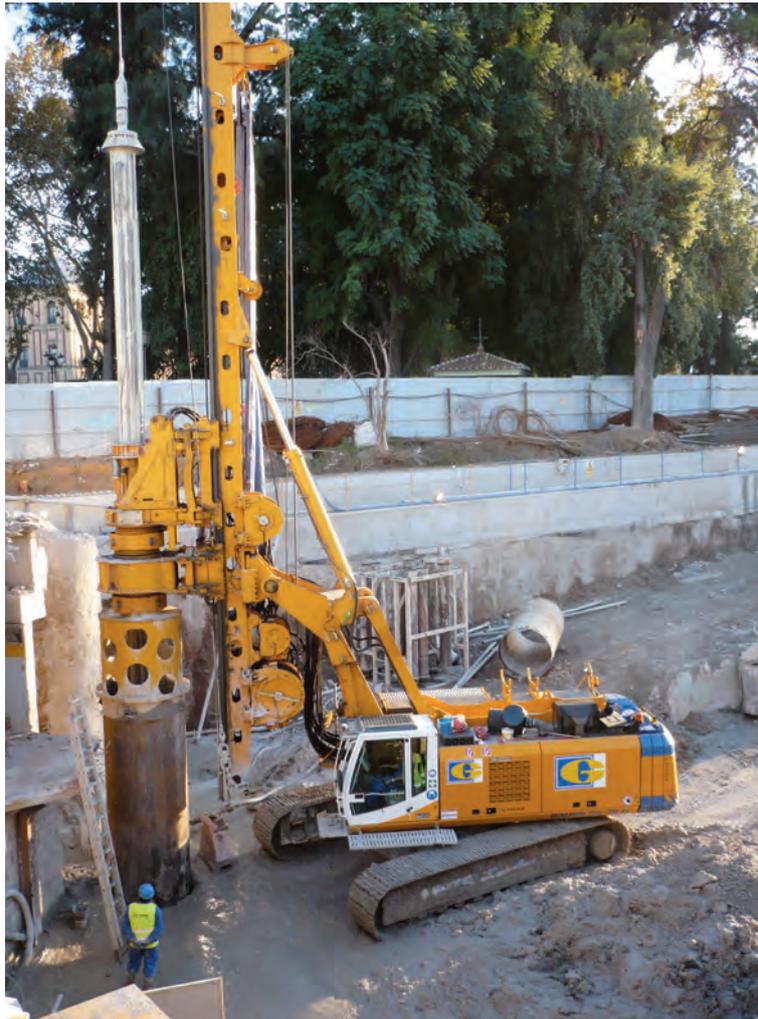


Figura 11. DETALLE DE LA MÁQUINA EMPLEADA EN LA ESTACIÓN PUERTA DE JEREZ.

Es habitual que las pantallas se proyecten con los pilotes entubados en toda su longitud. Sin embargo, es muy razonable que, si los pilotes se empotran en una formación impermeable con resistencia suficiente como para que se mantengan las paredes de la excavación, la entubación recuperable sólo penetre del orden de 2,00 m en este terreno y por debajo se continúe con la excavación sin revestir.

Otra alternativa que hay que ponderar con mucho cuidado es la de dejar la camisa corta sin llegar a alcanzar un estrato impermeable y resistente. En este caso es obligatorio perforar con lodos bentoníticos (que deberán utilizarse desde el comienzo de la excavación del pilote). Con objeto de minimizar desvíos, la entubación recuperable siempre deberá tener un mínimo de 10-12 m de profundidad. Esta alternativa debería contemplarse sólo tras la constatación física en obra de la imposibilidad de introducir el revestimiento a profundidades mayores con la maquinaria disponible. Además, hay que tener en cuenta la reducción de la huella entre pilotes, debido a que el diámetro de perforación en las zonas situadas por debajo de la entubación es del orden de 10 cm más pequeño, dado que el útil de excavación tiene que pasar por el interior de la camisa.

8. Maquinaria

Es imprescindible que la maquinaria empleada para la ejecución de los pilotes sea potente, tanto para realizar la perforación y la introducción de la tubería de revestimiento como para la extracción de la misma durante el hormigonado del pilote.

A estos efectos, las características más importantes de la maquinaria son el par de rotación y las fuerzas de empuje y tiro. El par de rotación de las máquinas utilizadas para este tipo de trabajos se mueve entre 25 y 50 mt. Mediante el uso de un multiplicador del par se puede aumentar el mismo hasta valores del orden del doble del nominal de la máquina. En la figura 11 se reproduce la máquina que ha ejecutado la pantalla de pilotes secantes de la estación Puerta de Jerez.

El par de rotación de la máquina se emplea en vencer el rozamiento lateral del terreno sobre la entubación a lo largo de toda la profundidad de ésta y en romper el terreno en la punta.

En la tabla 7 se muestra el par que se requiere para mover una camisa de 25,00 m, suponiendo una adherencia media del terreno de 0,5 t/m². Como puede observarse, estos valores rondan el límite de las máquinas más potentes disponibles en el mercado, y eso suponiendo un valor moderado de la adherencia unitaria media del terreno a la entubación.

Tabla 7. PAR REQUERIDO PARA MOVER UNA CAMISA DE 25,00 m DE VARIOS DIÁMETROS SUPONIENDO UNA ADHERENCIA MEDIA DEL TERRENO DE 0,5 t/m²

DIÁMETRO (mm)	PROFUNDIDAD (m)	SUPERFICIE LATERAL (tm ²)	ADHERENCIA UNITARIA (tm ²)	ADHERENCIA TOTAL (t)	PAR (mt)
1.500	25,00	118	0,5	59	44
1.800	25,00	141	0,5	71	64
2.000	25,00	157	0,5	79	79

Al par de rotación se añade una fuerza de empuje o tiro para mover la camisa. En el caso de las operaciones de extracción, la fuerza de tiro se empleará no solamente en vencer la fricción perimetral, sino también en levantar el peso propio de la tubería de revestimiento. Se puede emplear también una morsa para ayudar a la extracción de la camisa, aunque el tener que recurrir a este método afecta considerablemente al rendimiento de la ejecución.

Con objeto de minimizar la adherencia entre el terreno y la camisa recuperable, durante la perforación se pueden emplear polímeros que, vertidos por el exterior de la tubería de revestimiento y por dentro del murete guía, lubriquen el referido contacto y ayuden a la consecución del objetivo.

No es nada fácil mover estas camisas tan grandes a tanta profundidad. En la obra de la estación Puerta de Jerez, el rendimiento medio de ejecución apenas ha alcanzado los 200 m lineales de pilote por semana y máquina. Se está muy cerca de los límites de la tecnología disponible en la actualidad. Es, por tanto, fundamental contar con maquinistas experimentados que obtengan el máximo rendimiento de los recursos que se ponen en sus manos. Ellos son los verdaderos artífices que han hecho realidad la obra de la estación Puerta de Jerez y otras de ese tipo.

9. Resumen y conclusiones

La separación entre pilotes es la clave que va a determinar el mejor o peor comportamiento de la pantalla como paramento impermeable. El uso de pilotes de gran diámetro permite dedicar una fracción adecuada de los pilotes primarios, a zona de huella de los pilotes secundarios. La huella ha de fijarse en función de la tolerancia de verticalidad en la ejecución de los pilotes y la profundidad de paramento impermeable de la pantalla. La huella mínima recomendada es 30 cm para 10,00 m de profundidad, 40 cm para una profundidad de 20,00 m y 50 cm para una profundidad de 30,00 m. Todos estos valores implican un control de ejecución que asegure una desviación máxima en la verticalidad del pilote del 0,5 %.

El mismo tipo de argumentación que nos lleva a proponer unas dimensiones de huella generosa, también nos motiva para recomendar que el diámetro de los pilotes primarios sea igual al diámetro de los pilotes secundarios. Diseñar los pilotes primarios más pequeños obliga a juntar los secundarios hasta un punto tal que podrían llegar a tocarse si se desvían uno hacia el otro.

La capacidad de contención de las pantallas de pilotes de gran diámetro es muy alta. Es precisamente el elevado diámetro lo que permite a las pantallas de pilotes alcanzar una gran inercia y con ello una elevada resistencia a flexión. Constituyen una alternativa a las pantallas continuas de gran espesor (por encima de 1,00 m). Tienen campo de aplicación en excavaciones con niveles de arriostamiento o anclaje muy distanciados entre sí que obligan al paramento a soportar importantes esfuerzos de flexión. Se pueden resistir momentos flectores situados en el rango de 350-470 mt por metro lineal de pantalla.

El material de los pilotes primarios ha de satisfacer dos requisitos fundamentales para cumplir su función dentro de la pantalla de pilotes secantes. Por un lado, tiene que alcanzar una resistencia suficientemente alta como para formar parte del perímetro de cierre del recinto a excavar; por otro, su resistencia en el momento de realizar la excavación de los pilotes secundarios debe ser suficientemente baja como para permitir la perforación con la máquina. El material más indicado para cumplir estos requisitos es el mortero. Es preferible al hormigón en masa, al ser un material más homogéneo y porque no contiene áridos gruesos que generarían mayor desgaste por abrasión en los útiles de corte, al perforar los pilotes secundarios. En suelos, el valor óptimo de resistencia a 28 días del mortero de los pilotes primarios está entre 2,5 y 3,0 MPa (entre 25 y 30 kg/cm²).

Es fundamental que, en coronación, todos y cada uno de los pilotes de la pantalla estén en su sitio. Esto se consigue mediante la construcción de unos muretes-guía cuyo contorno interior reproduzca fielmente el perímetro circu-

lar de los pilotes. Los muretes-guía tienen un doble objetivo: por un lado, aseguran el correcto replanteo de los pilotes, y por otro, permiten el guiado inicial de la perforación.

La entubación recuperable impide el desvío de los pilotes durante el resto de la perforación. Una camisa cilíndrica de 1.500, 1.800 ó 2.000 mm de diámetro es muy rígida y no flexa en el terreno por muchos obstáculos o variaciones de dureza que encuentre. Lo que sí podría hacer, en caso de no controlarse, es perder la verticalidad. El control de verticalidad con una tolerancia estricta es el secreto para que la obra resulte bien ejecutada. Durante la perforación se deberá realizar un control por cada tramo de tubería de revestimiento que se coloque. Si se registraran desviaciones superiores al 0,5 %, se tendría que rectificar la perforación levantando la camisa y reperfando. Si con estas operaciones no se pudiera corregir la desviación, habría que suspender la excavación, rellenar la misma con mortero y repetir el pilote una vez fraguado el mortero vertido.

Es imprescindible que la maquinaria empleada para la ejecución de los pilotes sea potente, tanto para realizar la perforación y la introducción de la tubería de revestimiento como para la extracción de la misma durante el hormigonado del pilote. Los valores del par de rotación requerido para mover la entubación recuperable rondan el límite de las máquinas más potentes disponibles en el mercado.

Bibliografía

José María Echave Rasines y Gerardo Marote Ramos. *Pantallas de pilotes secantes*. 2ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. Muros Pantalla en Ámbito Urbano. Madrid, 2002.

Pedro R. Sola Casado. *Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas*. 7ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. Pantallas en Medio Urbano para Estructuras Subterráneas. Madrid, 27 de septiembre de 2006.

Pilar Bermejo del Rey. *Pantallas de pilotes*. 7ª Jornada Técnica SEMSIG AETESS. Pantallas en Medio Urbano para Estructuras Subterráneas. Madrid, 27 de septiembre de 2006.

SONDEOS. INYECCIONES Y TRABAJOS ESPECIALES. S.A.



INYECCIONES - MICROPILOTES - ANCLAJES PILOTES - DRENES - TRABAJOS ESPECIALES

CENTRAL: C/ FEBRERO, 36 28022 MADRID TEL: 91 747 34 44 FAX: 91 747 36 66 web: www.site.biz
DELEGACIÓN SUR: C/ ESCRITOR MIGUEL TORO, 7 18006 GRANADA TEL: 958 81 12 46 FAX: 958 81 20 13

KELLERTERRA

Sistemas de Auscultación, Vigilancia y Control KELLERTERRA



Desarrollo de modelos automáticos de control en tiempo real

KELLERTERRA, S.L. proporciona un Servicio de Auscultación Integral que cubre todas las etapas de asesoramiento, proyecto, instalación, puesta en marcha, mantenimiento y explotación adecuado para cada obra.

Somos especialistas en el diseño y elaboración de métodos de auscultación, ofreciendo al mercado español e internacional, servicios profesionales e independientes en el área de la Instrumentación y el Control en los sectores de la Ingeniería Civil (presas, túneles, taludes, puentes, carreteras, etc.), la Ingeniería del Terreno, la Edificación y la Rehabilitación de edificios histórico-artísticos.

La aplicación de métodos de cálculo más realistas, la disminución de las incertidumbres en la determinación de las condiciones iniciales y en definitiva, la mejora del estado del conocimiento que se obtiene con los programas de auscultación automática en tiempo real desarrollados por KELLERTERRA AUSCULTACIÓN aseguran a nuestros clientes soluciones técnicas idóneas a necesidades específicas.



KELLERTERRA

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 61 Fax: 914 23 75 01
<http://www.kellerterra.com>
E-mail: kellerterra@kellerterra.com



Miembro de:



MESA REDONDA SOBRE

Ejecución

MODERADOR:

D. Juan Luis RÍOS GONZÁLEZ

PILOTES POSADA

MIEMBROS DE LA MESA:

D. José FERNÁNDEZ REBOLLO

TERRATEST

D. Gerardo MAROTE RAMOS

TERRABAUER

D. Juan BALDERAS MECA

RODIO

D. Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA

KRONSA

D. Pedro AROZAMENA CAGIGAL

GEOCISA

Juan Luis RÍOS GONZÁLEZ (Moderador)

PILOTES POSADA

Tenemos entre unos 20 ó 25 minutos para que expongáis a nuestros compañeros cualquier duda o comentario sobre lo expuesto en esta mesa redonda.

Alain NOUET

Tengo una pregunta sobre la prueba de carga y sobre la célula Osterberg. Al final: «¿Cómo queda todo esto? ¿Se ha movido algo, se ha fijado algo, o hay seguridad de que no ha pasado nada en el entorno de la célula?»

Gerardo MAROTE RAMOS (Ponente)

TERRABAUER

La célula es, como hemos comentado, una célula sacrificio, y toda la instrumentación que hemos colocado queda perdida.

Alain NOUET

Alrededor de la célula.

Gerardo MAROTE RAMOS (Ponente)

TERRABAUER

Cómo queda el pilote alrededor de la célula dependerá de la carga a que hemos llevado el pilote y de los movimientos se han experimentado. En los pilotes que hemos visto en la presentación se han obtenido movimientos admisibles sin llegar al fallo, por lo que no debería haber ningún problema. Si hemos llevado un pilote hasta una carga dos o tres veces superior a la teórica y los desplazamientos han sido excesivos, deberían tomarse las medidas oportunas.

Enrique DAPENA

CEDEX. LABORATORIO DE GEOTECNIA

Mi pregunta es para Pedro Arozamena. Pertenezco a ese grupo del convenio entre CEDEX y AETESS para el estudio del hormigón que se debe colocar en los pilotes. Mi pregunta era sobre el asunto de

los morteros. En los pilotes primarios, hablaste de la resistencia que debían tener, incluso de la composición. Ya que en hormigones nos preocupa tanto la resistencia, la fluidez que debe tener el hormigón para que aquello se coloque de forma adecuada, te iba a pedir que nos dijeras algo sobre la consistencia de los morteros en estos pilotes primarios. Y, luego, un detalle nada más. Habías puesto arenas silíceas; quizá funcionarían mejor arenas calizas, por aquello de que después hay que, de alguna manera, reperfilar los pilotes, y siempre las arenas silíceas pueden hacer algún daño a las coronas de perforación.

Pedro AROZAMENA CAGIGAL (Ponente)

GEOCISA

Empezaré por lo segundo... Sí, efectivamente, la arena silícea siempre puede ser más abrasiva. La dosificación que he expuesto, no he querido decir que sea la más adecuada, sino que es la que hemos utilizado por facilidad de suministro en esa obra en concreto. De acuerdo con que la arena caliza es menos abrasiva y, por tanto, más adecuada que la silícea; aunque, teniendo en cuenta el pequeño tamaño del elemento o partícula, no es un factor tan importante. Lo fundamental era recalcar la ausencia de áridos y, por tanto, la preferencia del mortero sobre el hormigón en masa.

En cuanto a la consistencia de los pilotes primarios, se aplica lo mismo que para los hormigones. Al final, para la puesta en obra necesitamos un mortero que sea de consistencia fluida-líquida. Con la adición de la bentonita en sus 200 litros, era lo que buscábamos también.

Francisco JUÁREZ

SANDO

Quería hacer un comentario acerca del tema que se acaba de plantear sobre la cuestión de qué se hacía con la célula Osterberg después de realizar el ensayo. Lo que quería comentar es que, dentro de la célula, para activar la presión hay unos conductos hidráulicos que llegan desde la central hasta la célula. Una vez que se acaba el ensayo, como, evidentemente, ha habido una fractura en ese hormigón para poder movilizar la resistencia y, por tanto, ha habido un desplazamiento, lo que se hacía era que por esos mismos conductos hidráulicos se procedía a inyectar una lechada, quedando ya, toda esa parte que se podía haber abierto, sellada con esa lechada que se le incorporaba.

Antonio LÓPEZ CARRASCO

MINISTERIO DE FOMENTO

Una pregunta sobre los pilotes en medios marítimos, o dos dudas.

La elección del método flotante en un calado tan pequeño, no sé si por condiciones de superficie, y la elección del método de excavación, viendo las magníficas máquinas que obtenían testigos de basalto frente al trépano, con la pérdida de energía de más bajo agua y para unos materiales blandos como calizas y margas.

José HERNÁNDEZ REBOLLO (Ponente)

TERRATEST

Respecto a la primera pregunta... No había posibilidad de hacer ningún tipo de relleno por condiciones medioambientales, con lo cual lo único que se podía haber hecho era realizar los pilotes que se pudieran con equipos de mayor potencia desde el muelle existente e ir avanzando con la estructura del muelle, si teníamos la suerte de que el contratista llegaba a tiempo para poder nosotros seguir posicionando el equipo en esas zonas e ir con ese mismo procedimiento de ejecución o bien utilizar la pontona.

Antonio LÓPEZ CARRASCO

MINISTERIO DE FOMENTO

Hablaba de la elección de la pontona flotando respecto a la pontona apoyada en el fondo, por el calado.

José HERNÁNDEZ REBOLLO (Ponente)

TERRATEST

¡Ah! Era por condicionantes de qué tipo de pontona había disponible en la zona. La pontona que tenía disponible el contratista en ese momento era una pontona con muertos y un amarre a base de maromas en lugar de cables de acero. Ése era el condicionante.

Juan Luis RÍOS GONZÁLEZ

PILOTES POSADA

En cualquier caso, la pontona con patas fijas se utiliza más en zonas en las que haya carga de marea, porque cuando hay carga de marea, los amarres con cabos y cables condicionan mucho la ejecución, ya que te estás moviendo continuamente.

José HERNÁNDEZ REBOLLO (Ponente)

TERRATEST

Eso requiere que la pontona esté independizada de las cargas de marea, y no disponemos siempre de esas pontonas. Lo ideal es utilizar unas pontonas con patas en las que la estructura de apoyo esté independizada, eso es lo ideal, y sea una estructura totalmente rígida como si estuviéramos en un muelle. Eso es una situación de pontona cara que no siempre disponemos de ella.

Antonio LÓPEZ CARRASCO

MINISTERIO DE FOMENTO

Respecto al método de perforación...

José HERNÁNDEZ REBOLLO (Ponente)

TERRATEST

Respecto al método de perforación, es un método un poco arcaico. Lo que se pretendió llevar allí era un equipo versátil que pudiese realizar tanto los pilotes de rotación como utilizar trépano y cuchara. Había que realizar pilotes desde el muelle a una distancia superior a lo que permite un equipo de rotación. Por tanto, el único sistema capaz de poder hacerlo es con una rotativa de las características que hemos visto por delante del eje vertical, que te da una rotativa normal, y ese equipo, a su vez, es versátil en la medida que puedes montarle un *kelly* a esa rotativa y puedes cambiarle por un trépano y una cuchara. Ese tipo de perforación, en otra situación, se hubiera podido hacer con un equipo a rotación como los que hemos visto en el desarrollo de otras ponencias.

José CANDELA

TERRATEST

En relación a esta última consulta sobre el elemento de perforación con piñas de botones que ha mostrado el profesor Oteo en la obra del Auditorio de Tenerife, ahí estábamos perforando una de las rocas más duras que existen: el basalto, aunque era un basalto oqueroso y tenía sus alteraciones. Ese sistema es un sistema adecuado para arenizar una roca de resistencia alta, es una corona de corte dotada con unos elementos muy potentes. El terreno de Ibiza que ha expuesto José Hernández, era una calcarenita típica de la zona, y ocurría que era lo suficientemente resistente y compacta como para utilizar los medios como los que se han mostrado. Otro condicionante que había es que el diámetro de esos pilotes eran del orden de 1 metro, si no recuerdo mal, y los mostrados en el Auditorio de Tenerife eran de 1,5 metros; es decir, necesita de una cierta envergadura y una roca, en este caso, de una dureza alta.

José Luis ROJO GÓMEZ

RODIO

Quería sondear un poco la opinión de toda la mesa con una cuestión sobre adónde se va con el pilote de gran diámetro. Por lo que he visto hasta ahora que habéis expuesto, son pilotes que va a ser difícil pasar de los 2 metros. Hemos empleado las empresas de cimentaciones especiales, en general, la excavación inversa, que permite llegar razonablemente a 3-4 metros de diámetro y aun más. ¿Cómo veis vosotros en este momento la línea de aumento de diámetro y del desarrollo de la figuración inversa dentro del pilote de gran diámetro?

Carlos OTEO MAZO (Ponente)

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Como yo no construyo, puedo decir cualquier tontería y no pasa nada. Llega un momento que uno se llega a preguntar: «¿Para qué quiero un pilote de 4 metros o de 6 metros?» Tú te has dado cuenta de que, cuando hacemos el encepado de un puente y empezamos a emplear diámetros demasiado grandes, estamos tirando sección de hormigón. Porque si tenemos 4 ó 6, 4 todavía podía ser un caso

simétrico. Sin embargo, cuando son algo más esos pilotes, resulta que la carga media será lo que sea, pero como tienes que diseñarlos para unos momentos de flexión bastante importantes, porque tienen pilas también bastante altas, los momentos que vas a transformar en incremento de carga vertical te llevan a unos extremos muy cargados que son los que te dan el diámetro, y desde dentro empieza a bajar la carga y en esta zona está casi descargados. Llega un momento que puede ocurrir que no interesan diámetros demasiado grandes; estás tirando la sección. Lo que pasa es que los diámetros grandes te dan mucha tranquilidad por lo que hablamos de mejor posibilidad de control, y que si hay un defecto del hormigonado, parece que sólo es una parte. Pero cuando excedas también ese diámetro, ¿con cuántos «tremies» vamos a hormigonar? Os recuerdo que ya en el Metro os obligamos a hormigonar, cuando las pantallas son un poco largas, con dos «tremies». Os lo recuerdo, y no todo el mundo aquí hormigona con dos «tremies»; también os lo recuerdo. Eso lo estáis haciendo vosotros porque sois gente seria y porque la administración os ha echado un pulso y lo habéis aguantado; pero ¿con cuántos «tremies» tenemos que hormigonar un pilote de 4 metros? Son 11 metros cúbicos por metro; es más de un camión. Tenemos que empezar no sólo a hacer diámetros grandes, sino camiones enormes. Tenemos que suministrar volúmenes de hormigón inmensos, tenemos que empezar a controlar cuánto tiempo tardamos en subir y hormigonar un pilote de 4 metros: ¿horas?, ¿días? Ese hormigón que estamos diciendo que tiene 18 cm de cono, pero que no sabemos si al final llega con 18. Entonces llega un momento que ese hormigón con qué va a llegar: ¿con 3 cm? Igual no podemos sacar ni el tubo. Porque os recuerdo que también tenéis la costumbre de que eso que ponemos en los libros de que se va subiendo 3 ó 4 metros; lo dejáis 10 metros y después tiráis. No pasa nada si el hormigón está todavía dócil; en cuanto esté más antiguo, no hay quien saque el tubo. Creo que hay una serie de cuestiones que debemos vencer primero, que son las del hormigón y del hormigonado y las de la calidad. Y me da la impresión de que, mientras que no resolvamos esos temas, el ir a diámetros gigantes, pues, bueno... Para eso, en mi opinión, es mejor un circulito de módulos de pantalla.

José María ECHAVE RASINES

AETESS

Continuando con este debate que se ha abierto sobre hacia adónde van los pilotes, yo lo habría dejado para la clausura; pero ya que estamos hablando, vamos a hablar ahora. Esta mañana, en la inauguración, dijo José Luis Elvira una cosa muy importante... En este momento todo lo que estamos haciendo evoluciona positivamente hacia más grande, más fuerte, más gordo, menos imposible a medida que la técnica va evolucionando. Ya hay aviones de dos plantas que son capaces de llevar seiscientas personas. En la maquinaria de cimentaciones pasa lo mismo: tenemos una serie de avances que van en progresión geométrica. Entonces, ¿dónde están los límites nuestros? Pues yo creo que en estos momentos no los tenemos; tendremos que irnos acoplando mentalmente a ellos.

En cuanto a las máquinas de circulación inversa, que son las más adecuadas para trabajar en los terrenos de los que hemos hablado esta mañana, y hacer grandes empotramientos, que son las máquinas de policonos, pues se están empleando en el mundo; pero es que el transporte de esas máquinas, las grúas para manejarlas y sus costos son altísimos. En estos momentos no hay ningún proyecto en España que tenga un precio para hacer un pilote con esas máquinas. Si los queremos hacer, evidentemente que los podemos hacer; pero, por supuesto, debemos tener el dinero para poder pagar esos pilotes.

Joaquín MALPICAPEINADO

GEOCISA

Tenía una pregunta para Juan Balderas y Gerardo Marote... En esos pilotes en los que instrumentamos con la célula Osterberg, cuando movilizamos la resistencia por fuste hacia arriba, yo me pregunto si esa resistencia por fuste, cuando yo después cargue el pilote verticalmente hacia abajo, no se ve disminuida. Es decir, la utilidad de ese pilote cuando se ha realizado el ensayo.

Juan BALDERAS MECA (Ponente)

RODIO

Es una buena pregunta. De hecho, en la última gráfica que hemos mostrado, la que representa el resultado equivalente de lo que sería una prueba de carga para un pilote cargado en cabeza, se utiliza un factor de corrección para tener en cuenta la diferencia entre lo que sería un desplazamiento ascendente (que es el que se produce en un ensayo con célula Osterberg) y un desplazamiento descendente (que es el que se produce en una prueba de carga estática convencional con aplicación de la carga en cabeza).

En este momento el factor de corrección que se utiliza es empírico. Cada vez hay un mayor número de cargas realizadas y es posible ajustar mejor el factor de corrección. Este factor de corrección depende de la naturaleza del terreno, y del espesor y localización de los estratos atravesados. En geotecnia todos los días utilizamos con éxito factores de corrección empíricos

Pero, sí, es definitivamente un efecto que hay que tener en cuenta. Hay una pequeña diferencia, porque durante la prueba con célula Osterberg el pilote está funcionando con un movimiento en sentido ascendente en lugar de sentido descendente. Y esta diferencia puede verse también afectada por el espesor de las capas de suelo atravesadas y su localización, porque la movilización de las cargas y el área del pilote y tipo de terreno donde se movilizan puede no ser la misma, según sea el sentido de desplazamiento del pilote durante la carga.

Joaquín MALPICA PEINADO

GEOCISA

Yo me refería más a la utilidad del pilote que ha sido cargado con la célula Osterberg.

Juan BALDERAS MECA (Ponente)

RODIO

En cuanto a la utilidad del pilote que ha sido cargado con la célula Osterberg, hay que diferenciar dos casos. Primero, el pilote de prueba, que lo llevamos, si es posible, hasta el agotamiento. Ésta es seguramente la situación ideal, y no permite la reutilización del pilote. Segundo, el pilote que queremos reutilizar. En este caso, hay que tener en cuenta cuál ha sido la historia pretensional del pilote antes de su reutilización, y en este sentido habrá que limitar la carga aplicada o el desplazamiento alcanzado durante el ensayo.

Juan Luis RÍOS GONZÁLEZ (Moderador)

PILOTES POSADA

Con esta última pregunta damos por cerrada esta «Mesa redonda sobre Ejecución». Yo creo que ha sido de las más interesantes a las que hemos asistido en estos últimos tiempos, y además, tenemos una buena noticia que contamos con unas generaciones de gente joven que viene apuntando en todos estos planteamientos.