

PERI ofrece la solución más rentable en sistemas de encofrados y andamios para cada proyecto

Torre El Faro,
Capital Federal



Hospital de San Isidro,
Buenos Aires



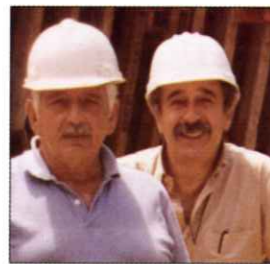
Planta de Tratamiento,
Buenos Aires



Loma Negra,
Vicente Casares



Alto Paraná,
Misiones



Arq. Juan Pierantoni,
Dirección de obra (izq.),
Arq. Roberto Gribnicow,
Ejecutor

"Los elementos preensamblados de encofrado suministrados por PERI contribuyeron significativamente a la construcción exitosa de las formas requeridas."



Templo Amijai,
Buenos Aires

PERI

PERI S.A.
Encofrados y Andamios
Ruta Nac. 9 Km 47,5
(1625) Escobar - Buenos Aires
Argentina
Tel.: (03488) 428-100
Fax: (03488) 423-021
info@peri.com.ar
www.peri.com.ar

ANÁLISIS DE LAS CAUSAS Y REPARACIÓN DE UNA ESTRUCTURA EN SITUACIÓN DE ROTURA POR HUNDIMIENTO DE PILOTES

ING. C. MOLINS
ING. F. MORA
ING. A. AGUADO

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Barcelona. España.

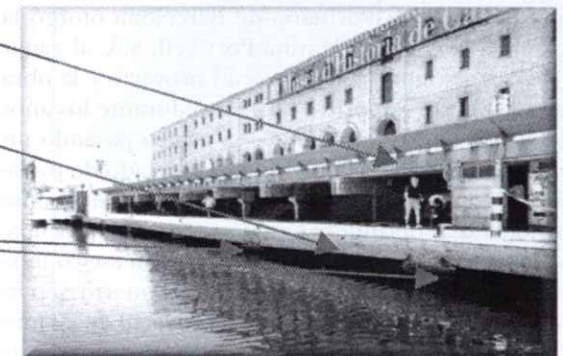
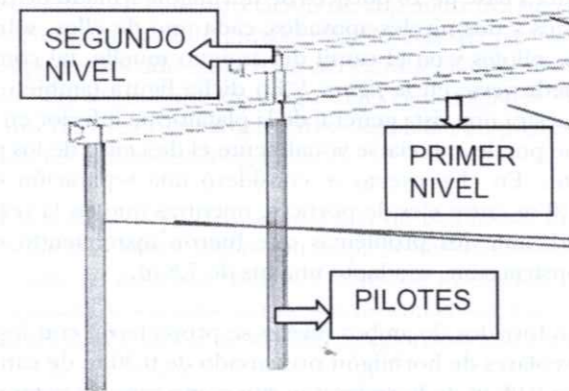


Figura 1 - Esquema geométrico del pórtico doble.

ABSTRACT

This paper describes an example of soil-structure interaction through the damages that were produced in a frame structure by the collapse of a pile foundation. A description of the strengthening solutions adopted for the foundations and the structure and the difficulties found during the execution is presented. Finally, the paper illustrates the results of a calculation that took into account the actual loads acting on the structure, larger than those accounted in the design.

RESUMEN

En este artículo se presenta un interesante ejemplo de interacción suelo - estructura que se manifestó a través de los daños estructurales en una serie de pórticos, debidos al hundimiento de los pilotes sobre los que se apoyan. Asimismo, se describen las soluciones adoptadas en la reparación de la cimentación y de la estructura, mostrando las dificultades de su ejecución, y algunos aspectos del cálculo de la estructura sometida a unas cargas reales de servicio, superiores a las previstas en el proyecto.

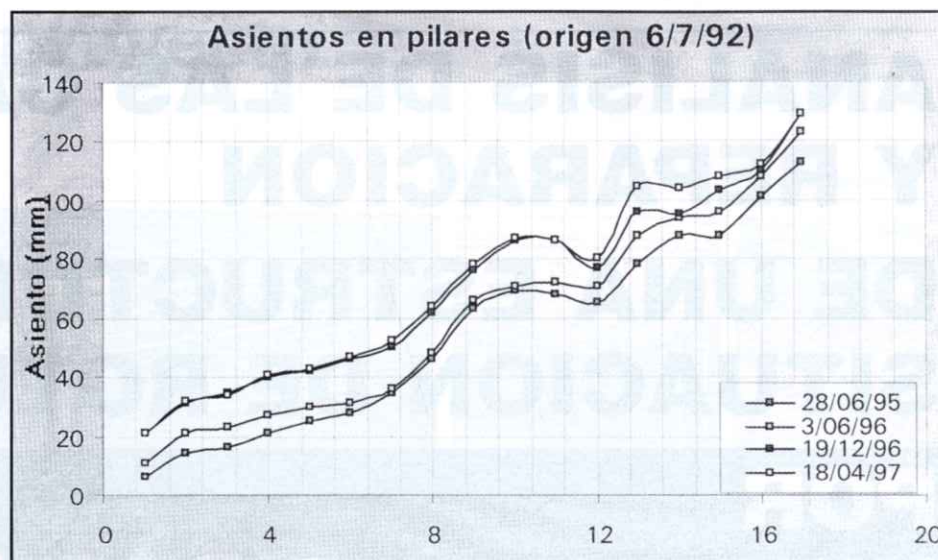


Figura 3 - Evolución de los descensos tomando como origen los correspondientes a julio de 1992.

1. INTRODUCCION

Con motivo de la celebración de los juegos Olímpicos en Barcelona en el año 1992, se planeó la construcción de un puerto deportivo situado en el Port Vell de Barcelona. La Autoritat Portuaria de Barcelona otorgó la concesión a la empresa Marina Port Vell, S.A. al ganar ésta el concurso que se convocó. El proyecto y la obra del citado puerto deportivo se realizó durante los años 1991 y 1992, en los que Barcelona estaba pasando un momento de fuerte crecimiento y el mercado de trabajo en el área de la construcción civil estaba altamente distorsionado, reflejándose en temas de precios, ocupación de equipos, urgencia de plazos, etc. En ese contexto se iniciaron las obras de ejecución del puerto deportivo, sin que se hubiese finalizado el proyecto de las mismas, a partir de los datos recogidos en un anteproyecto. El inicio de la ejecución de las obras puso de manifiesto alguna discordancia entre los comportamientos del terreno previstos y los realmente obtenidos, lagunas del proyecto (en esa etapa aún en desarrollo), etc. Ello requirió tomar medidas correctoras sobre la marcha, algunas de las cuales no fueron suficientes.

El objetivo del presente artículo es incidir en el caso concreto de la rotura de algunos pilares del muelle del Dipòsit como consecuencia del colapso de los pilotes en los que se cimentaba, así como la solución de refuerzo adoptada y el recálculo de estructura sometida a las cargas reales de servicio, superiores a las de proyecto, el cual, a su vez, presentaba algunos defectos.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura del muelle del Dipòsit consiste en un sistema a base de 20 pórticos de hormigón armado de dos vanos y dos niveles apoyados, cada uno de ellos, sobre dos pilotes y en el cantil del antiguo muelle, tal como puede verse en la figura 1. En dicha figura también se muestra una vista general de la plataforma inferior en la que puede apreciarse visualmente el descenso de los pilotes. En el proyecto se consideró una separación de 11,0 m entre ejes de pórticos, mientras que en la realidad, ante los problemas que fueron apareciendo en construcción, se adaptó una luz de 7,8 m.

Los forjados de ambos niveles se proyectaron con losas alveolares de hormigón pretensado de 0,30 m de canto con 0,05 m de hormigón in situ como capa de compresión. Las jácenas, de hormigón armado, se proyectaron en ambos niveles descolgadas 0,60 m, con un canto total de 0,60+0,35 m. Los pilares entre los dos niveles son de 2,70 m de altura, con una sección cuadrada de 0,4 x 0,4 m². Los pilotes son de camisa de acero con diámetro exterior de 508 mm y tienen un fuste de 16 m de longitud media de los cuales 5,40 m se encuentran empotrados en el subsuelo marino.

Las luces de los vanos son respectivamente, entre ejes y paramento del cantil: 7,00 m y 10,58 m. El nivel inferior, que hace funciones de muelle, vuela 0,70 m a partir del eje pilote extremo. El nivel superior vuela 1,42 m a partir del pilar.

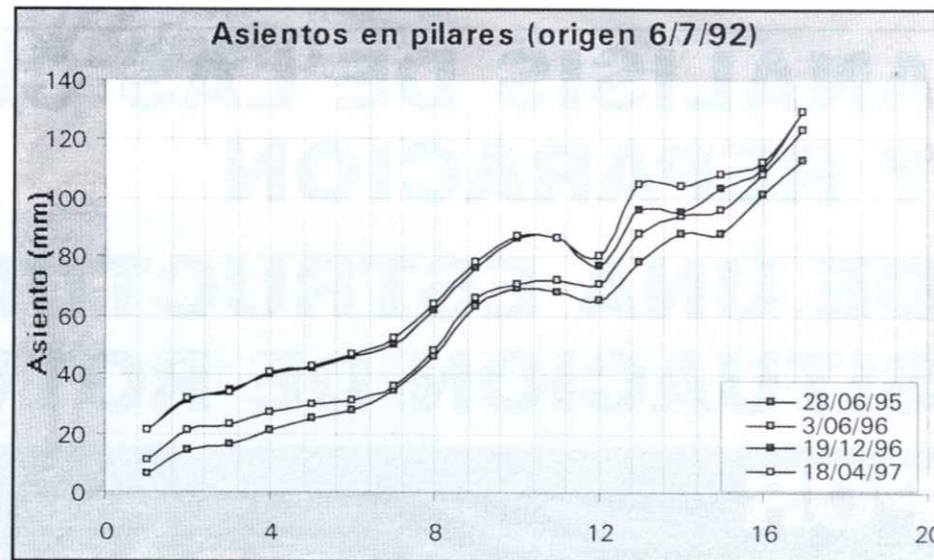


Figura 3 - Evolución de los descensos tomando como origen los correspondientes a julio de 1992.

1. INTRODUCCION

Con motivo de la celebración de los juegos Olímpicos en Barcelona en el año 1992, se planeó la construcción de un puerto deportivo situado en el Port Vell de Barcelona. La Autoritat Portuaria de Barcelona otorgó la concesión a la empresa Marina Port Vell, S.A. al ganar ésta el concurso que se convocó. El proyecto y la obra del citado puerto deportivo se realizó durante los años 1991 y 1992, en los que Barcelona estaba pasando un momento de fuerte crecimiento y el mercado de trabajo en el área de la construcción civil estaba altamente distorsionado, reflejándose en temas de precios, ocupación de equipos, urgencia de plazos, etc. En ese contexto se iniciaron las obras de ejecución del puerto deportivo, sin que se hubiese finalizado el proyecto de las mismas, a partir de los datos recogidos en un anteproyecto. El inicio de la ejecución de las obras puso de manifiesto alguna discordancia entre los comportamientos del terreno previstos y los realmente obtenidos, lagunas del proyecto (en esa etapa aún en desarrollo), etc. Ello requirió tomar medidas correctoras sobre la marcha, algunas de las cuales no fueron suficientes.

El objetivo del presente artículo es incidir en el caso concreto de la rotura de algunos pilares del muelle del Dipòsit como consecuencia del colapso de los pilotes en los que se cimentaba, así como la solución de refuerzo adoptada y el recálculo de estructura sometida a las cargas reales de servicio, superiores a las de proyecto, el cual, a su vez, presentaba algunos defectos.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura del muelle del Dipòsit consiste en un sistema a base de 20 pórticos de hormigón armado de dos vanos y dos niveles apoyados, cada uno de ellos, sobre dos pilotes y en el cantil del antiguo muelle, tal como puede verse en la figura 1. En dicha figura también se muestra una vista general de la plataforma inferior en la que puede apreciarse visualmente el descenso de los pilotes. En el proyecto se consideró una separación de 11,0 m entre ejes de pórticos, mientras que en la realidad, ante los problemas que fueron apareciendo en construcción, se adaptó una luz de 7,8 m.

Los forjados de ambos niveles se proyectaron con losas alveolares de hormigón pretensado de 0,30 m de canto con 0,05 m de hormigón in situ como capa de compresión. Las jácenas, de hormigón armado, se proyectaron en ambos niveles descolgadas 0,60 m, con un canto total de 0,60+0,35 m. Los pilares entre los dos niveles son de 2,70 m de altura, con una sección cuadrada de 0,4 x 0,4 m². Los pilotes son de camisa de acero con diámetro exterior de 508 mm y tienen un fuste de 16 m de longitud media de los cuales 5,40 m se encuentran empotrados en el subsuelo marino.

Las luces de los vanos son respectivamente, entre ejes y paramento del cantil: 7,00 m y 10,58 m. El nivel inferior, que hace funciones de muelle, vuela 0,70 m a partir del eje pilote extremo. El nivel superior vuela 1,42 m a partir del pilar.

Las acciones consideradas en el cálculo inicial fueron el peso propio de la estructura y una sobrecarga de uso de 5 kN/m², correspondiente a cargas de tráfico ligero (nivel inferior) y paseo peatonal (nivel superior del Muelle del Dipòsit). Se consideró un coeficiente de mayoración de las acciones de valor $\gamma = 1,6$, que prescribía la Instrucción EH-91 (MOPT 1991) entonces vigente en España para un control normal de la ejecución.

Las características de los materiales utilizados fueron para los elementos de hormigón armado un hormigón H-250 ($f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$) y acero AEH-500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) con coeficientes de minoración de las resistencias $\gamma = 1,5$ y $\gamma = 1,15$ correspondientes a un control normal y recubrimientos de 4 cm, mientras que para los elementos de hormigón pretensado, se dimensionaron en clase I, adecuado para un Ambiente III (agresivo según la clasificación de la EH-91).

3. DAÑOS MANIFESTADOS

En los pórticos del muelle del Dipòsit se produjeron unos asentamientos en los pilotes, más acusados en los centrales que soportaban dos niveles y un mayor ámbito de carga. Estos asentamientos dieron lugar a diversos daños en la estructura (Aguado *et al.*, 1999), si bien el más llamativo fue la rotura de algunos de los pilares que soportan las jácenas del forjado del nivel superior, también tuvieron su reflejo en la desnivelación de la plataforma superior y en la apertura de juntas en las losetas del pavimento superior situado en la zona del cantil del antiguo muelle. En los trabajos de diagnóstico desarrollados en el año 1997 se observaron fisuras diagonales en pilares como las mostradas en la figura 2.

Estos daños y efectos se pusieron de manifiesto desde primeras edades, incluso en etapa de construcción, por lo que se pusieron testigos y bases de nivelación para realizar un seguimiento de los movimientos. Ello permitió la evaluación de los distintos pórticos que componen la estructura. Tras este diagnóstico sobre el estado de la estructura y la propuesta de refuerzo (Aguado *et al.*, 1997), se realizó el proyecto de reparación (Andújar, Geta-Alonso, 1998) que se ejecutó durante los primeros meses de 1999.

En la figura 3 se muestra la evolución de los descensos en el pilar central de cada uno de los pórticos que constituyen la estructura, tomando como origen las determinaciones realizadas el 6 de julio de 1992, recién acabada la estructura a excepción de la regulación y del pavimento de la plataforma superior, que se construyó en 1993.



Figura 2 - Fisuras diagonales en pilares cortos.

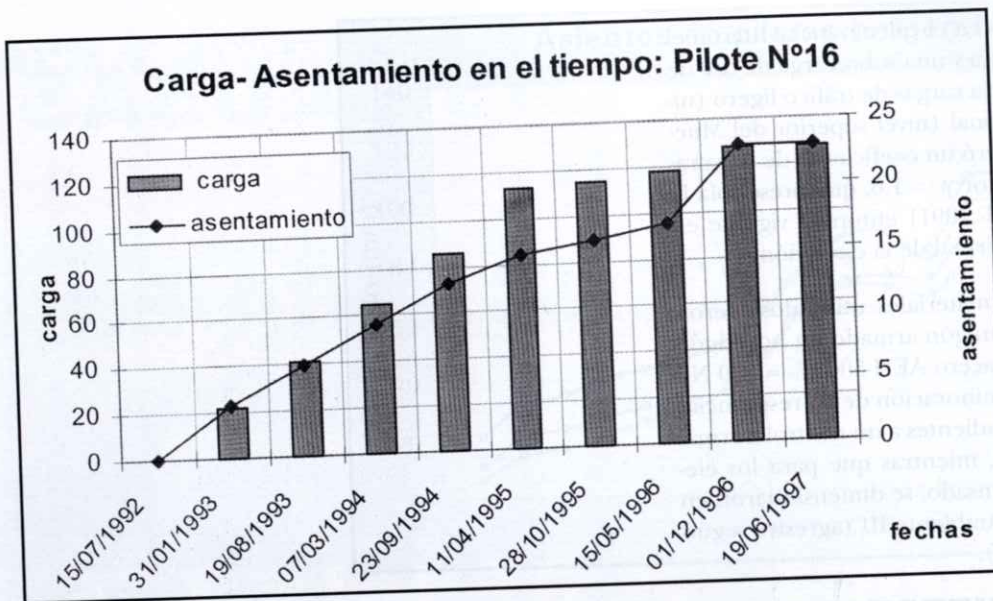


Figura 4.- Curvas cargas (t) asentamiento (cm) en el tiempo en el pilote del pórtico 16.



ETAPAS DE CONSTRUCCION

1. Construcción del pilote interior.
2. Colocación de jácenas y losas alveolares en forjado inferior
3. Construcción del pilar.
4. Construcción del forjado superior: jácenas, losas alveolares y capa.
5. Finalización forjado inferior: exterior y toda la capa de compresión.
6. Construcción del pavimento en el forjado superior (CP).
7. Solicitación máxima en servicio (CP+CS).

Figura 5.- Histograma de cargas en el pilote interior del pórtico 16.

Como puede observarse, los descensos se produjeron en todos los pilotes, aumentando éste a medida que los pilotes se alejaban de la costa. Probablemente, ello se debe a una respuesta diferente como consecuencia de la existencia de una pendiente natural en esa dirección (implicando una menor longitud de empotramiento real ya que la cota de hincado de los pilotes era fija) y de una posible variación de las características resistente de las arenas, según esa misma pendiente. Otro factor que influye en los asientos es el de la diferencia de cargas sobre los pilotes, ya que a medida que sufrían descensos se incrementaba la carga permanente actuante como consecuencia de los sobreespesores aplicados para nivelar las plataformas, acentuando el efecto anterior.

Asimismo, en la figura 3 se observa un cambio en la tendencia del asiento en los pórticos 9 y 10, esta diferencia es atribuible a que estos pilotes estaban afectados por una sollicitación de tipo dinámico, como resultado de las vibraciones generadas por los equipos situados en una caseta de máquinas dispuesta entre ambos pórticos.

Otro aspecto crítico a destacar del gráfico presentado en la figura 3 es la constatación que el asiento no se había estabilizado sino que seguía aumentando bajo las mismas cargas permanentes.

En la figura 4 se presenta una estimación aproximada de la curva carga-asiento en el tiempo para el pilote interior del pórtico 16, deducida a partir de la información disponible. En ella puede verse que los asientos evolucionan con el tiempo ante la situación de cargas permanentes, lo cual, a pesar de tratarse de una estimación, refleja de forma evidente un comportamiento plástico de la cimentación. A partir de los resultados de una

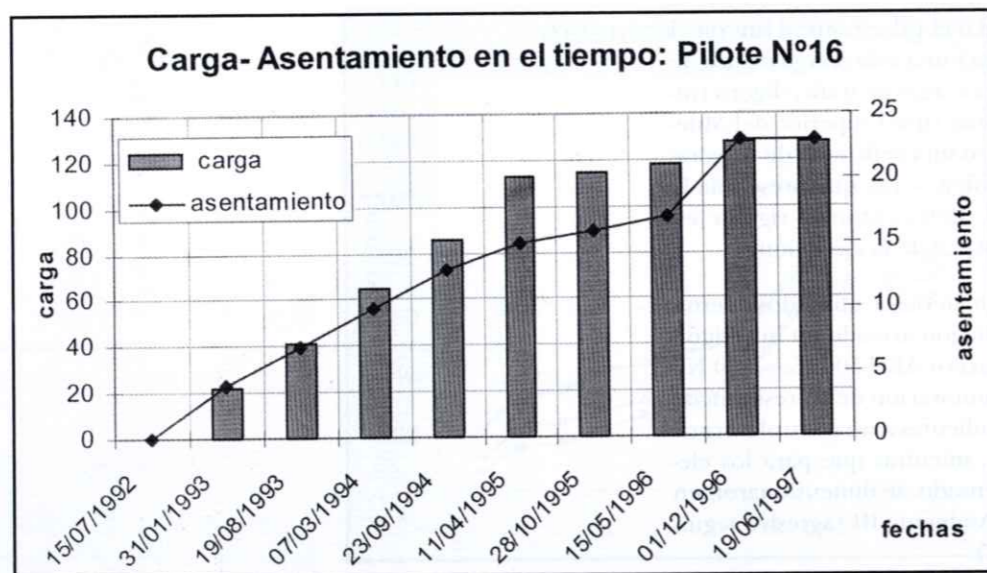


Figura 4.- Curvas cargas (t) asentamiento (cm) en el tiempo en el pilote del pórtico 16.

1. INTRODUCCION



ETAPAS DE CONSTRUCCION

1. Construcción del pilote interior.
2. Colocación de jácenas y losas alveolares en forjado inferior
3. Construcción del pilar.
4. Construcción del forjado superior: jácenas, losas alveolares y capa.
5. Finalización forjado inferior: exterior y toda la capa de compresión.
6. Construcción del pavimento en el forjado superior (CP).
7. Solicitación máxima en servicio (CP+CS).

Figura 5.- Histograma de cargas en el pilote interior del pórtico 16.

Como puede observarse, los descensos se produjeron en todos los pilotes, aumentando éste a medida que los pilotes se alejaban de la costa. Probablemente, ello se debe a una respuesta diferente como consecuencia de la existencia de una pendiente natural en esa dirección (implicando una menor longitud de empotramiento real ya que la cota de hincado de los pilotes era fija) y de una posible variación de las características resistente de las arenas, según esa misma pendiente. Otro factor que influye en los asientos es el de la diferencia de cargas sobre los pilotes, ya que a medida que sufrían descensos se incrementaba la carga permanente actuante como consecuencia de los sobreespesores aplicados para nivelar las plataformas, acentuando el efecto anterior.

Asimismo, en la figura 3 se observa un cambio en la tendencia del asiento en los pórticos 9 y 10, esta diferencia es atribuible a que estos pilotes estaban afectados por una sollicitación de tipo dinámico, como resultado de las vibraciones generadas por los equipos situados en una caseta de máquinas dispuesta entre ambos pórticos.

Otro aspecto crítico a destacar del gráfico presentado en la figura 3 es la constatación que el asiento no se había estabilizado sino que seguía aumentando bajo las mismas cargas permanentes.

En la figura 4 se presenta una estimación aproximada de la curva carga-asiento en el tiempo para el pilote interior del pórtico 16, deducida a partir de la información disponible. En ella puede verse que los asientos evolucionan con el tiempo ante la situación de cargas permanentes, lo cual, a pesar de tratarse de una estimación, refleja de forma evidente un comportamiento plástico de la cimentación. A partir de los resultados de una

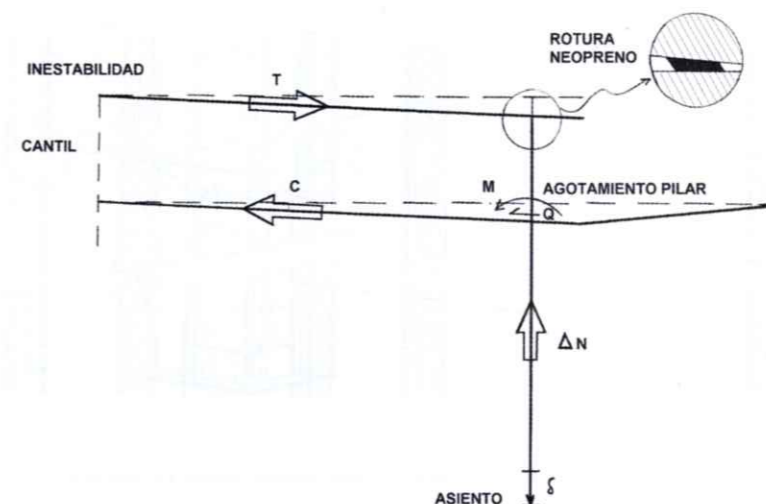


Figura 6.- Efectos sobre la estructura del pórtico causados por el asiento del pilote interior.

prospección geotécnica específica para el dictamen se calculó que la carga de rotura por hundimiento de los pilotes era de 185 t.

En la figura 5 se presenta el histograma de cargas correspondiente al pilote interior del pórtico 16. En la misma puede verse que, tras el final de la etapa de ejecución (etapa 5), la carga en dicho pilote es de 114,2 t, lo cual representa un 61 % de la carga de rotura estimada (185 t). Este porcentaje tan elevado explica por sí solo la existencia de descensos al final de esa etapa.

Con posterioridad, durante la urbanización de la plataforma superior con motivo del proyecto de PORT 2000, al peso del pavimento estimado en proyecto (que representa una carga de 10,1 t), se le añadieron unos sobreespesores de 19 cm, que contribuyen con una carga permanente adicional de 31,4 t, alcanzándose el valor total de 144 t, lo que significa un 78 % de la carga de rotura.

4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En la figura 6 (Aguado et al., 1997) se muestra esquemáticamente la cinemática movilizada por el asiento del pilote, observándose cómo su movimiento también puede tener efectos negativos sobre el muro antiguo del muelle que sirve de apoyo a las vigas, en relación a la estabilidad del mismo. El empotramiento parcial de las vigas impide esta situación y las tracciones que solicitan la viga son resistidas por el pretensado.

Para evaluar los daños estructurales se realizó un recálculo de la estructura del pórtico doble realmente cons-

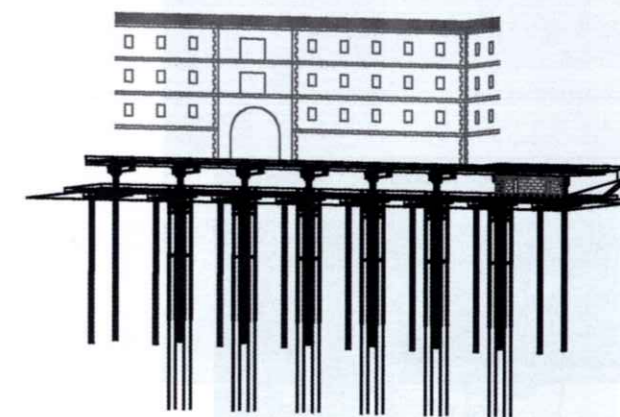


Figura 7.- Perspectiva de los seis pórticos que se reforzaron en la reparación.

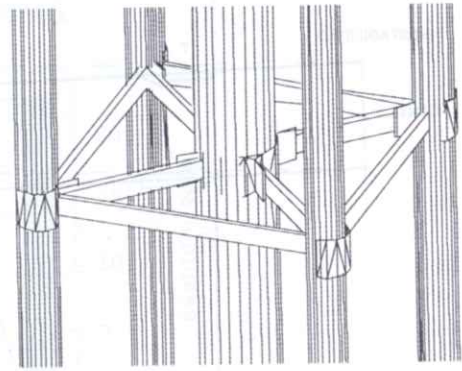
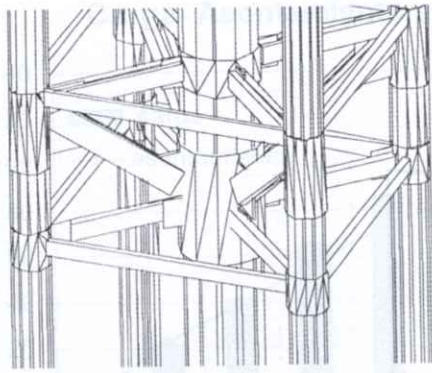


Figura 8 - Perspectiva del encepado.
Figura 9 - Perspectiva del arriostramiento.



Figura 11 - Micropilotes alrededor de pilares. Preparación.



Figura 12 - Micropilotes alrededor de pilares. Eliminación capa de compresión.

truido. En el recálculo se tuvieron en cuenta las cargas permanentes, peso propio, y sobrecargas debidas a sobreesesores y pavimentos, reales en la estructura y los asientos experimentales por la cimentación, concretamente para el pórtico 16. De los resultados obtenidos se puede deducir que:

- Los esfuerzos generados, momento flector y cortante, en el pilar agotan su sección inferior de empotramiento (figura 6). Ello concuerda con las fisuras que se observan en algunos pilares, siendo mayores, cuanto mayor es el descenso experimentado por su pilote interior (ver figura 2).
- De acuerdo con las solicitaciones calculadas, los neoprenos entre pilar y jácenas del forjado superior están rotos.

A fin de valorar en qué fase se produjeron los errores más significativos se desarrolló una revisión detallada de los cálculos de la estructura y de la cimentación.

4.1. REVISION DEL PROYECTO

En cuanto al esquema estático idealizado desarrollado en fase de proyecto se observaron algunas ligeras diferencias consistentes en:

- no se consideraron los voladizos de las jácenas y su correspondiente carga, y
- no se consideró la carga correspondiente al peso propio del pilote.
- Las condiciones de contorno se ajustaban a la práctica ingenieril: suponiendo articulaciones en el cantil y empotramiento en los pilotes (a una longitud adecuada).

Asimismo, las diferencias que se encontraron entre los esfuerzos del proyecto y los recalculados no alcanzan el 10% en las vigas. No obstante, en el pilar las diferencias

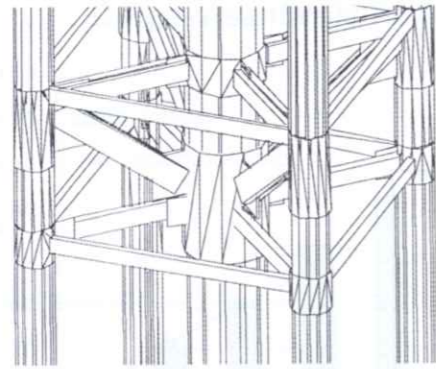


Figura 8 - Perspectiva del encepado.

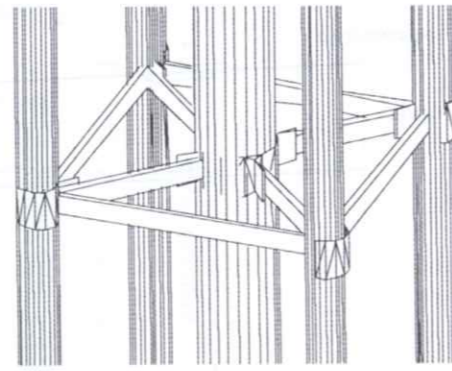


Figura 9 - Perspectiva del arriostramiento.

truido. En el recálculo se tuvieron en cuenta las cargas permanentes, peso propio, y sobrecargas debidas a sobreespesores y pavimentos, reales en la estructura y los asientos experimentales por la cimentación, concretamente para el pórtico 16. De los resultados obtenidos se puede deducir que:

- Los esfuerzos generados, momento flector y cortante, en el pilar agotan su sección inferior de empotramiento (figura 6). Ello concuerda con las fisuras que se observan en algunos pilares, siendo mayores, cuanto mayor es el descenso experimentado por su pilote interior (ver figura 2).
- De acuerdo con las sollicitaciones calculadas, los neoprenos entre pilar y jácenas del forjado superior están rotos.

A fin de valorar en qué fase se produjeron los errores más significativos se desarrolló un revisión detallada de los cálculos de la estructura y de la cimentación.

4.1. REVISION DEL PROYECTO

En cuanto al esquema estático idealizado desarrollado en fase de proyecto se observaron algunas ligeras diferencias consistentes en:

- no se consideraron los voladizos de las jácenas y su correspondiente carga, y
- no se consideró la carga correspondiente al peso propio del pilote.
- Las condiciones de contorno se ajustaban a la práctica ingenieril: suponiendo articulaciones en el cantil y empotramiento en los pilotes (a una longitud adecuada).

Asimismo, las diferencias que se encontraron entre los esfuerzos del proyecto y los recalculados no alcanzan el 10% en las vigas. No obstante, en el pilar las diferencias



Figura 11 - Micropilotes alrededor de pilares. Preparación.



Figura 12 - Micropilotes alrededor de pilares. Eliminación capa de compresión.

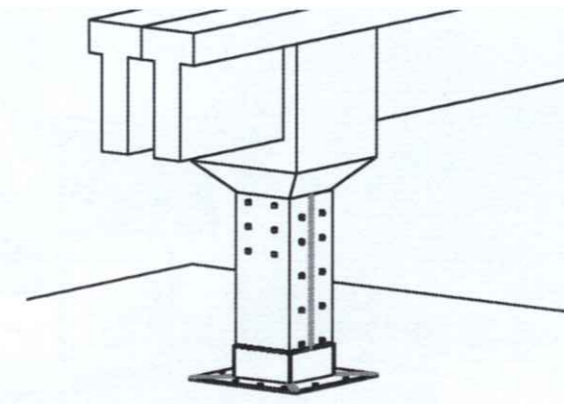


Figura 10 - Perspectiva del refuerzo diseñado para los pilares.

eran más notables. Éstas, después del descenso completo de cargas a la cimentación reflejaban en proyecto un axil máximo de 197,5 t mientras que en el recálculo éste era de 221 t, un 12% superior. Se observa, pues, que en fase de proyecto se infraestimó la reacción vertical máxima, para una separación entre ejes de pórticos de 11,0 m.

Los pilotes previstos eran de 500 mm de diámetro con camisa metálica, protegida mediante ánodos de sacrificio. El diseño geotécnico se basa en suponer que se formaba un tapón de arenas adecuado para garantizar un trabajo por punta, sin considerar resistencia por fuste. De esta forma, la resistencia por punta del pilote puede estimarse como

$$q_u = 4 N$$

donde q_u es la resistencia de la arena a la penetración
 N es el número de golpes del ensayo SPT.

De acuerdo con el estudio geotécnico $N = 75$ y, por tanto, $q_u = 300 \text{ Kp/cm}^2$. Aplicando un factor de seguridad de 3 se obtiene una tensión admisible por punta de 100 Kp/cm^2 . Luego, la carga máxima admisible en el pilote resulta de 196t. Sin embargo, en el proyecto se había adoptado $N = 82$, que da como resultado una tensión admisible en el pilote de 110 Kp/cm^2 y una carga máxima admisible de 216 t que era superior a la sollicitación de proyecto 197,5 t. Conviene en este punto realizar algunas puntualizaciones sobre la fórmula utilizada para estimar la resistencia

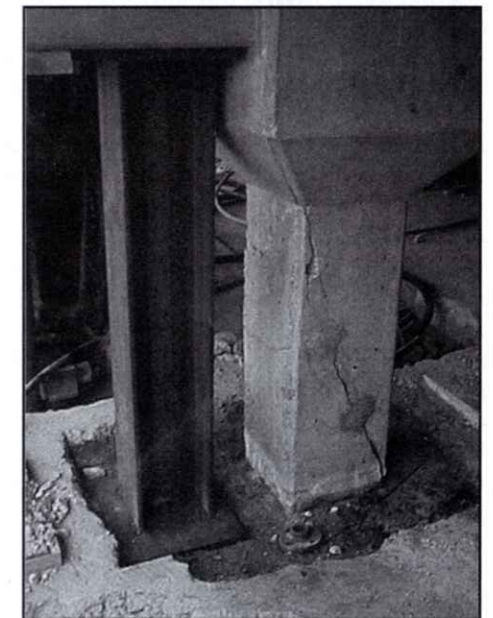


Figura N° 14 - Apeo urgente por rotura del pilar. Perfil metálico en exterior.

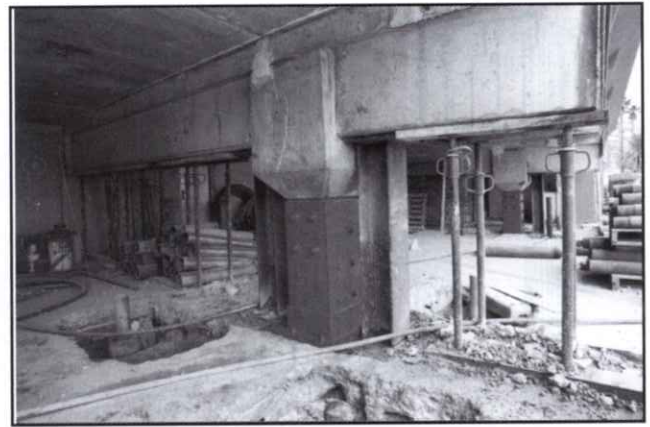


Figura N° 15 - Apeo provisional del pilar. Puntales en zona interior.

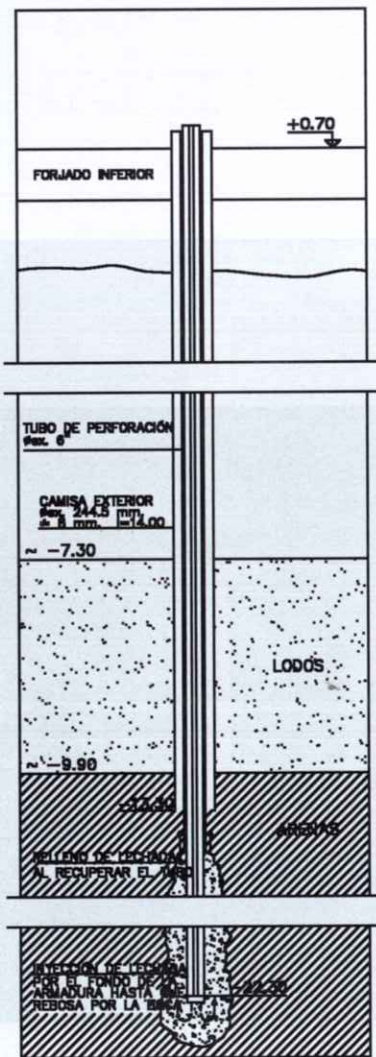


Figura N° 13 - Esquema del micropilote.

por punta. En primer lugar, se trata de una expresión empírica y su aplicación al rango superior de N conviene ser contrastado con otras fórmulas o bien aumentar el factor de seguridad a 4 (Jiménez Salas et al., 1981). Por otra parte, (Schmertmann, 1970) aconseja tomar valores de seguridad entre 3 y 4, debido a la dispersión asociada al ensayo SPT, para arenas finas a medias y arenas ligeramente limosas como la presente en el terreno de cimentación (12% de finos). En segundo lugar, (Fleming et al., 1992) proponen un límite máximo a la resistencia por punta en arenas, que puede estar en el entorno de los 150-200(Kp/cm²). En tercer lugar, los valores de N superiores a 15 obtenidos bajo nivel freático deben ser corregidos a fin de tener en cuenta los efectos dinámicos del SPT en materiales densos que pueden desarrollar dilatancia y presiones de poros negativas que producen una resistencia aparentemente mayor. Normalmente se utiliza la siguiente expresión de Terzaghi:

$$N \text{ corregido} = N \text{ medido} - 0,5(N \text{ medido} - 15)$$

4.2. REVISION DE LA ESTRUCTURA REAL

La estructura finalmente construida divergía en muchos aspectos de la inicialmente proyectada. Algunas de las diferencias más significativas se enumeran a continuación: (1) la separación entre pórticos se redujo a 7,80 m, (2) se dispuso de una junta a media madera en la jácena inferior en los tramos entre pilotes a fin de facilitar su ejecución, lo cual conlleva un cambio del esquema estático, (3) el peso propio del forjado construido mediante losas alveolares prefabricadas pretensadas era significativamente más pesado que el considerado en el proyecto, y (4) las cargas permanentes, que incluyen pavimentación del paseo peatonal y los sobreesesores de nivelación eran significativamente mayores.



Figura N° 15 - Apeo provisional del pilar. Puntales en zona interior.

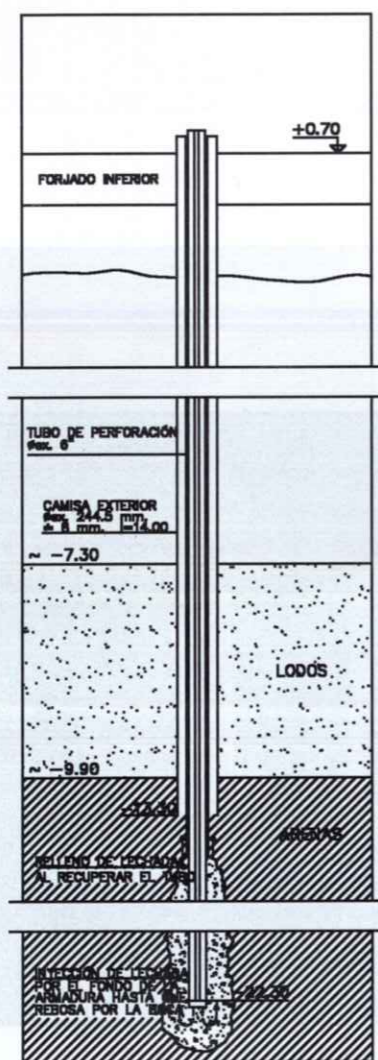


Figura N° 13 - Esquema del micropilote.

por punta. En primer lugar, se trata de una expresión empírica y su aplicación al rango superior de N conviene ser contrastado con otras fórmulas o bien aumentar el factor de seguridad a 4 (Jiménez Salas et al., 1981). Por otra parte, (Schmertmann, 1970) aconseja tomar valores de seguridad entre 3 y 4, debido a la dispersión asociada al ensayo SPT, para arenas finas a medias y arenas ligeramente limosas como la presente en el terreno de cimentación (12% de finos). En segundo lugar, (Fleming et al., 1992) proponen un límite máximo a la resistencia por punta en arenas, que puede estar en el entorno de los 150-200(Kp/cm²). En tercer lugar, los valores de N superiores a 15 obtenidos bajo nivel freático deben ser corregidos a fin de tener en cuenta los efectos dinámicos del SPT en materiales densos que pueden desarrollar dilatación y presiones de poros negativas que producen una resistencia aparentemente mayor. Normalmente se utiliza la siguiente expresión de Terzaghi:

$$N \text{ corregido} = N \text{ medido} - 0,5(N \text{ medido} - 15)$$

4.2. REVISION DE LA ESTRUCTURA REAL

La estructura finalmente construida divergía en muchos aspectos de la inicialmente proyectada. Algunas de las diferencias más significativas se enumeran a continuación: (1) la separación entre pórticos se redujo a 7,80 m, (2) se dispuso de una junta a media madera en la jácena inferior en los tramos entre pilotes a fin de facilitar su ejecución, lo cual conlleva un cambio del esquema estático, (3) el peso propio del forjado construido mediante losas alveolares prefabricadas pretensadas era significativamente más pesado que el considerado en el proyecto, y (4) las cargas permanentes, que incluyen pavimentación del paseo peatonal y los sobreesesores de nivelación eran significativamente mayores.



Figura N° 16 - Encamisado metálico del pilar 18 con los pernos de conexión.

Del levantamiento topográfico desarrollado *ad hoc* se obtuvieron sobreesesores de +3 cm en la losa de forjado inferior y de +19 cm en la losa superior, la cual además soportaba el mortero de agarre de 5 cm de espesor y las losas de granito de 4 cm.

Teniendo en cuenta estas modificaciones se recalcularon los esfuerzos que transmite la estructura sobre los pilotes que, para el pilote más cargado resultaron en:

$$R_{\max} = 213,2 \text{ t} \quad R_{\max} - \text{flotación del pilote} = 210,8 \text{ t}$$

$$R_{\min} = 147 \text{ t} \quad R_{\min} - \text{flotación del pilote} = 144,6 \text{ t}$$

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 3, estos valores de la carga en los pilotes eran muy próximos a la carga de hundimiento real, lo que justificaba los asentamientos observados. Cabe destacar que el recálculo realizado con las cargas reales sobre la estructura conducía a importantes incrementos de esfuerzos en las jácenas superiores, en el pilar y en el pilote interior, respecto a los calculados en el proyecto. En el resto de la estructura las sollicitaciones no aumentaban significativamente.

Al realizar la comprobación de los distintos elementos estructurales, se observó que en las jácenas y placas pretensadas del forjado superior las resistencias últimas no eran superadas. Sin embargo, en el pilar se comprobó que bajo la acción del asiento de la cimentación los esfuerzos agotaban su resistencia última en su sección de arranque.



Figura N° 17 - Vista de los pilares reforzados.

5. PROYECTO DE REFUERZO

A partir del dictamen realizado (Aguado et al., 1997) se redactó el proyecto de refuerzo (Andujar, Geta-Alonso, 1998) y la ejecución de las obras. El alcance de la actuación planteada en el proyecto de reparación comprendió el refuerzo de la cimentación central de los pórticos nº 14 al 19 que son los que presentan una deformación más acusada, así como la de los pilares intermedios correspondientes que sustentan el forjado superior del muelle.

Los trabajos definidos en el proyecto de reparación comprendieron:

1. Ejecución de micropilotes de refuerzo, situando cuatro micropilotes de 23 m de profundidad alrededor de cada uno de los pilotes de la cimentación central de los pórticos nº 14 al 19 (Figura 7); camisa metálica exterior de 244,5 de diámetro exterior y 8 mm de espesor en una longitud de 14,0 m; diámetro de perforación en la zona de empotramiento en el terreno 152,4 mm y armadura tubular en acero estructural calidad SP-75 de 114,3 mm de diámetro exterior y 9 mm de espesor. Capacidad portante unitaria de 30 t y carga de hundimiento de 79 t.
2. Construcción de los encepados de transmisión de carga de los pilotes existentes a los micropilotes, formados por una estructura metálica de perfiles tipo UPN y dimensionada para un esfuerzo máximo de 136 t (Figura 8).

3. Colocación de una estructura metálica intermedia como elemento de arriostramiento horizontal para limitar la longitud de pandeo de los micropilotes (*Figura 9*).

4. Protección catódica de la nueva estructura metálica sumergida.

5. Refuerzo y zunchado de los pilares intermedios mediante una estructura metálica (2 UPN 400 soldados) adherida al hormigón con resina epoxi y anclajes pasantes de diámetro 20 mm (*Figura 10*). Inyección de contacto y protección ignífuga exterior. La carga de diseño del refuerzo fue de 100 t.

6. Restitución de las condiciones de apoyo de las jácenas superiores en los pilares intermedios, incluyendo el apeo del forjado y la sustitución de los neoprenos interpuestos.

6. OBRA DE REFUERZO

Con respecto a la ejecución de la obra, se procedió de acuerdo con el proyecto a realizar los micropilotes en disposición cuadrada en planta alrededor de los pilotes principales que tenían descensos, tal como puede verse en las *figuras 11 y 12*. En la *figura 13* se presenta el esquema de ejecución del micropilote con la funda exterior en el tramo de agua y de fangos.

Para la ejecución del encamisado de los pilares se requería eliminar la capa de compresión existente en la plataforma inferior, tal como puede verse en las *figuras 14 y 15*. En esta operación había una persona controlando permanentemente la evolución de los testigos colocados sobre las fisuras.

Durante la ejecución de estas operaciones se produjo la rotura a cortante del pilar 18. Se procedió a la ejecución de un apeo urgente, en el mismo día, de la viga pretensada que apoya sobre el dicho pilar, tal como puede verse en las *figuras 14 y 15*. El puntal metálico de soporte de la viga estaba constituido por un perfil HEB-260 y dos placas de 400 x 500 de 27 mm de espesor. Al mismo tiempo se colocaron testigos de mortero en las fisuras del pilar para poder controlar la evolución de la rotura, en el caso de que se produjesen nuevos movimientos.

Para resolver la rotura del pilar se adoptó como solución urgente un encamisado metálico que forrase el pilar con angulares, los cuales se soldaron entre sí. Además se perforó el pilar y la camisa metálica para pasar unos conectores que hiciesen trabajar toda la pieza de forma conjunta, tal como puede verse en la *figura 16*. La *figura 17* muestra el conjunto de pilares reparados y las chapas metálicas ya pintadas para su protección. Para el pilar 18 en el que se

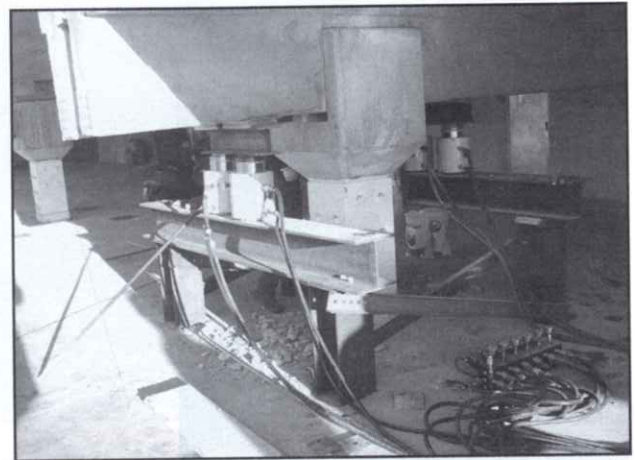


Figura 18: Sistema para apeo y cambio de neoprenos.

produjo la rotura, todas estas operaciones quedaron terminadas dos días después de producirse la rotura.

La ejecución de los micropilotes presentó algunas dificultades causadas por la presencia de restos de naufragios dentro del puerto. En algunos casos fue imprescindible desviarlos respecto de su posición prevista en el proyecto. Estas desviaciones de los micropilotes junto con los desplomes que también presentaban los pilotes centrales existentes complicaron significativamente la ejecución de los encepados y las riostras antipandeo metálicos bajo el agua. Fue necesario replantear, bajo el agua, todas y cada una de las distancias para proceder a cortar y ensamblar cada perfil con sus medidas precisas y, posteriormente, colocarlos en su posición.

Otro aspecto tecnológicamente interesante fue el ensamblaje submarino de los pasadores de las abrazaderas de conexión entre los pilotes y los perfiles del encepado y del arriostramiento. Para realizar esta operación se utilizó un taladro neumático subacuático con brocas de acero y corona de diamante. Las dificultades mayores aparecían cuando se tenían que atravesar las diferentes camisas de acero de 9 mm, tanto de los micropilotes como del pilote existente ya que los rendimientos eran muy bajos, del orden de 2 horas para cada camisa.

La operación de apeo y cambio de neoprenos se ejecutó en una semana, a un ritmo de 2 pilares/día. Al liberar los pilares en su cabeza, éstos recuperaron gran parte de la deformación a la que habían estado sometidos. El pilar 14 recuperó 6,50 cm, el 15 6,00 cm, el 16 4,50 cm, el 17 7,00 cm (en dos fases), el 18 12,50 cm (en dos fases y dos pasadas) y el 19 11,50 cm (en dos fases y dos pasadas). En la *figura 18* se puede apreciar el sistema que se utilizó para el apeo y cambio de neoprenos.

3. Colocación de una estructura metálica intermedia como elemento de arriostramiento horizontal para limitar la longitud de pandeo de los micropilotes (Figura 9).

4. Protección catódica de la nueva estructura metálica sumergida.

5. Refuerzo y zunchado de los pilares intermedios mediante una estructura metálica (2 UPN 400 soldados) adherida al hormigón con resina epoxi y anclajes pasantes de diámetro 20 mm (Figura 10). Inyección de contacto y protección ignífuga exterior. La carga de diseño del refuerzo fue de 100 t.

6. Restitución de las condiciones de apoyo de las jácenas superiores en los pilares intermedios, incluyendo el apeo del forjado y la sustitución de los neoprenos interpuestos.

6. OBRA DE REFUERZO

Con respecto a la ejecución de la obra, se procedió de acuerdo con el proyecto a realizar los micropilotes en disposición cuadrada en planta alrededor de los pilotes principales que tenían descensos, tal como puede verse en las figuras 11 y 12. En la figura 13 se presenta el esquema de ejecución del micropilote con la funda exterior en el tramo de agua y de fangos.

Para la ejecución del encamisado de los pilares se requería eliminar la capa de compresión existente en la plataforma inferior, tal como puede verse en las figuras 14 y 15. En esta operación había una persona controlando permanentemente la evolución de los testigos colocados sobre las fisuras.

Durante la ejecución de estas operaciones se produjo la rotura a cortante del pilar 18. Se procedió a la ejecución de un apeo urgente, en el mismo día, de la viga pretensada que apoya sobre el dicho pilar, tal como puede verse en las figuras 14 y 15. El puntal metálico de soporte de la viga estaba constituido por un perfil HEB-260 y dos placas de 400 x 500 de 27 mm de espesor. Al mismo tiempo se colocaron testigos de mortero en las fisuras del pilar para poder controlar la evolución de la rotura, en el caso de que se produjesen nuevos movimientos.

Para resolver la rotura del pilar se adoptó como solución urgente un encamisado metálico que forrase el pilar con angulares, los cuales se soldaron entre sí. Además se perforó el pilar y la camisa metálica para pasar unos conectores que hiciesen trabajar toda la pieza de forma conjunta, tal como puede verse en la figura 16. La figura 17 muestra el conjunto de pilares reparados y las chapas metálicas ya pintadas para su protección. Para el pilar 18 en el que se

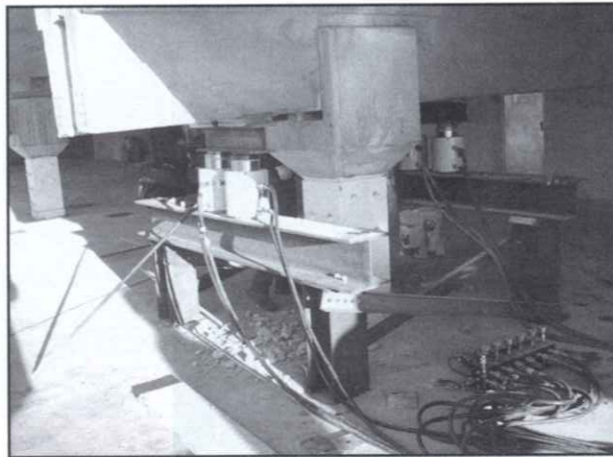


Figura 18: Sistema para apeo y cambio de neoprenos.

produjo la rotura, todas estas operaciones quedaron terminadas dos días después de producirse la rotura.

La ejecución de los micropilotes presentó algunas dificultades causadas por la presencia de restos de naufragios dentro del puerto. En algunos casos fue imprescindible desviarlos respecto de su posición prevista en el proyecto. Estas desviaciones de los micropilotes junto con los desplomes que también presentaban los pilotes centrales existentes complicaron significativamente la ejecución de los encepados y las riostras antipandeo metálicas bajo el agua. Fue necesario replantear, bajo el agua, todas y cada una de las distancias para proceder a cortar y ensamblar cada perfil con sus medidas precisas y, posteriormente, colocarlos en su posición.

Otro aspecto tecnológicamente interesante fue el ensamblaje submarino de los pasadores de las abrazaderas de conexión entre los pilotes y los perfiles del encepado y del arriostramiento. Para realizar esta operación se utilizó un taladro neumático subacuático con brocas de acero y corona de diamante. Las dificultades mayores aparecían cuando se tenían que atravesar las diferentes camisas de acero de 9 mm, tanto de los micropilotes como del pilote existente ya que los rendimientos eran muy bajos, del orden de 2 horas para cada camisa.

La operación de apeo y cambio de neoprenos se ejecutó en una semana, a un ritmo de 2 pilares/día. Al liberar los pilares en su cabeza, éstos recuperaron gran parte de la deformación a la que habían estado sometidos. El pilar 14 recuperó 6,50 cm, el 15 6,00 cm, el 16 4,50 cm, el 17 7,00 cm (en dos fases), el 18 12,50 cm (en dos fases y dos pasadas) y el 19 11,50 cm (en dos fases y dos pasadas). En la figura 18 se puede apreciar el sistema que se utilizó para el apeo y cambio de neoprenos.

7. CONSIDERACIONES FINALES

El caso presentado en este artículo es un ejemplo completo y documentado sobre el colapso de pilotes y la repercusión estructural asociada a los mismos. Cabe señalar que los daños manifestados son consecuencia de una concatenación desfavorable de factores que han llevado a dicha situación, correspondientes a la propiedad, al proyectista, a los constructores y a la explotación, si bien, como es conocido, la repercusión es mayor cuando los problemas se producen en las primeras etapas. De todo ello se pueden extraer las siguientes conclusiones:

La situación descrita de los pilotes responde a un comportamiento general similar en todos ellos. Las diferencias que se observan obedecen a las diferentes cargas que existen en cada uno de ellos, así como a la diferente respuesta de los mismos, en algunos casos muy cercanas a las de rotura. Al cabo de algunos años de su construcción el hundimiento de los pilotes aún no estaba estabilizado.

Los estudios realizados mostraron la necesidad de una intervención a corto plazo, tal y como se hizo en la realidad. Esta intervención implicó un aumento de la respuesta de los pilotes con cuatro micropilotes alrededor del mismo y una estructura metálica de atado, mientras que los pilares se reforzaron con una camisa metálica atornillada y se sustituyó el aparato de apoyo.

A raíz de la actuación y después de haberse transmitido las cargas del pilote central a los nuevos micropilotes, que garantizan la capacidad de carga de la estructura, el descenso de la estructura ha sido nulo. (E)

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguado, A., Ledesma, A. y Molins, C. "Dictamen del comportamiento del muelle del depósito y propuestas de actuación. Marina Port Vell S.A. y U.P.C.". Convenio C-2689. Barcelona, Junio 1997.
- Aguado, A., Ledesma, A. y Molins, C. "Daños estructurales por situaciones de rotura de pilotes". CONPAC 1999. Montevideo, Octubre 1999.
- Andujar, M.A., Gete-Alonso, Aguado, A., Ledesma, A. y Molins, C. "Reparación de la rotura de pilares por colapso en pilotes". Colloquia 2001. Instituto de las ciencias de la construcción Eduardo Torroja. Madrid, 23 y 24 de Abril 2001.
- Andujar, M. A. y Gete-Alonso. "Proyecto de reforzamiento de las fundación central de los pórticos 14 al 19 del Muelle de Depósitos del Puerto de Barcelona". Barcelona Junio 1998.
- MOPT. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado", EH-91: Ministerio Obras Públicas y Transportes. Comisión Permanente del Hormigón. Madrid 1991.
- Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L. y Serrano, A.A. Geotécnica y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid, 1981.
- Fleming, W.K.G., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. Piling Engineering. Blackie Academic & Professional. Glasgow U.K., 1992.
- Skempton, A.W. "Standard penetration test procedures and the effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Geotechnique 1986, 36, n°3, pp. 425-447.
- Schmertmann, J.H. "Static cone to compute static settlement over sand". J. Soil Mechanics. A.S.C.E. 1970. 96 SM, 101.